

**ANÁLISIS DE EFECTOS CAUSADOS A LA ESTRUCTURA DE UNA EDIFICACIÓN
POR LA DISTRIBUCIÓN DE INSTALACIONES HIDRÁULICA Y SANITARIA.**

**OSCAR DAVID DUMAR OYOLA.
DAVID ALFONSO TOBIAS ALVAREZ.**



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



BUCARAMANGA

2006

**ANÁLISIS DE EFECTOS CAUSADOS A LA ESTRUCTURA DE UNA EDIFICACIÓN
POR LA DISTRIBUCIÓN DE INSTALACIONES HIDRÁULICA Y SANITARIA.**

**OSCAR DAVID DUMAR OYOLA.
DAVID ALFONSO TOBIAS ALVAREZ.**

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

Ingeniero Civil-Ph.D, RICARDO A. CRUZ

Ingeniero Civil-Ms.c, MARIO GARCÍA.



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



BUCARAMANGA

2006

A Dios por darme la vida y tantas cosas lindas y permitir alcanzar mis metas.

*A mis padres quienes con su amor, comprensión y apoyo incondicional me han
labrado el camino de cada uno de mis triunfos.*

A mi hermana a quien quiero mucho y es muy importante en mi vida.

A los amigos que colaboraron con la realización de este proyecto.

OSCAR DAVID DUMAR OYOLA

A Dios, pastor y luz de mi existencia.

*A mis padres y hermanas, lo mas hermoso e importante que tengo en la vida y
que me han apoyado con mucho amor y sacrificio en todo momento.*

A toda mi familia, fuente de seguridad y enseñanza para seguir adelante.

*Y a mis amigos incondicionales que de una u otra forma ayudaron a llevar esto
a cabo.*

DAVID ALFONSO TOBIAS ALVAREZ

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan los más sinceros agradecimientos a los profesores Ricardo Cruz y Mario García, directores del proyecto, por su constante supervisión y por las valiosas opiniones y sugerencias, las cuales fueron indispensables para la realización de la presente tesis.

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
---------------------------	----------

CAPITULO 1

PROBLEMÁTICA	3
1.1 INTRODUCCIÓN.....	3
1.2 EL PROBLEMA DE EMBEBER TUBERIAS EN MIEMBROS ESTRUCTURALES	4
1.3 FASES PARA LA CREACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN.....	5
1.3.1 FASE DE CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL	6
1.3.2 FASE DE DISEÑO	6
1.3.3 FASE DE CONSTRUCCIÓN.....	7
1.4 CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.....	9
1.4.1 CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.....	11
1.4.1.1 EL CONCEPTO DE CALIDAD.....	12
1.4.1.2 CONTROL DE CALIDAD EN LA FASE DE DISEÑO	13
1.4.1.3 CONTROL DE CALIDAD EN LA FASE DE CONSTRUCCIÓN	15

CAPITULO 2

MATERIALES ESTRUCTURALES Y MÉTODOS DE ANÁLISIS	17
2.1 INTRODUCCIÓN.....	17
2.2 PROPIEDADES DE MATERIALES ESTRUCTURALES	18
2.2.1 PROPIEDADES DEL CONCRETO.....	19
2.2.2 PROPIEDADES DEL ACERO	21
2.2.3 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA PARA SECCIONES DE CONCRETO REFORZADO	23
2.2.4 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS	26
2.3 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL	30

2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL –PUSHOVER–	32
2.4.1 DEFINICIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO.....	33
2.4.2 LÍMITES DE RESPUESTA	41
2.4.3 CAPACIDAD ESTRUCTURAL.....	45
2.4.4 CÁLCULO DE LA DEMANDA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.	49

CAPITULO 3

DISTRIBUCIÓN DE INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS EN EDIFICACIONES -NORMATIVIDAD Y PRÁCTICAS COMUNES-.....	58
3.1. INTRODUCCIÓN	58
3.2. EVALUACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE INSTALACIONES INTERIORES	60
3.2.1. NORMATIVA EXISTENTE EN LA NSR-98 AL RESPECTO	61
3.2.2. ASPECTOS A TENER EN CUENTA PARA UNA ADECUADA CONSTRUCCIÓN DE INSTALACIONES	61
3.3. ERRORES FRECUENTES EN LA DISTRIBUCIÓN DE INSTALACIONES ...	66
3.3.1 ALGUNAS CAUSAS DE ERRORES EN EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN	66
3.3.2. INVENTARIO DE ERRORES EN EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN	70
3.3.2.1 ELEMENTOS FRECUENTEMENTE AFECTADOS EN EDIFICACIONES CON SISTEMA TRADICIONAL	72
3.3.3. ALGUNAS COSTUMBRES AL ATRAVESAR ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON TUBERIAS	75
3.3.4. ALGUNOS EFECTOS SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR TUBERÍAS EMBEBIDAS.....	78

CAPITULO 4

MODELAMIENTO ESTRUCTURAL- EDIFICACION PROTOTIPO-	85
4.1 INTRODUCCIÓN	85
4.2 CONSIDERACIONES PARA LOS MODELOS ESTRUCTURALES	86
4.2.1 SELECCIÓN DE LA EDIFICACIÓN TIPO	86
4.2.2 CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN TIPO	87
4.2.3 CARGAS APLICADAS A LOS MODELOS.....	91
4.2.4 COMBINACIONES DE CARGA	99
4.3 DESCRIPCIÓN DEL MODELAMIENTO REALIZADO.....	99
4.3.1 DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE DE TRABAJO SAP-2000	100
4.3.2 ANÁLISIS LOCAL DE LAS SECCIONES.....	104
4.3.2.1 CREACIÓN DE LAS SECCIONES SIN ERRORES.	104
4.3.2.2 CREACIÓN DE LAS SECCIONES CON ERRORES	105
4.3.3 MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL	109
4.3.3.1 MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL DE LA ESTRUCTURA SIN ERRORES.....	109
4.3.3.2 MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO ERRORES.....	113
4.3.4 MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	117
4.3.4.1 MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA SIN CONSIDERAR ERRORES	117
4.3.4.2 MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO ERRORES.....	119

CAPITULO 5

ANÁLISIS DE LA AFECTACIÓN DE LAS INSTALACIONES EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	122
5.1 INTRODUCCIÓN.....	122
5.2 RESULTADOS ANÁLISIS LOCAL DE LAS SECCIONES.....	123

5.2.1 DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA PARA SECCIONES DE VIGAS	123
5.2.2 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA SECCIONES DE COLUMNAS	153
5.3 RESULTADOS MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL	156
5.3.1 MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL DE LA ESTRUCTURA SIN ERRORES	156
5.3.2 MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO ERRORES	156
5.4 RESULTADOS MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)...	160
5.4.1 MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA SIN CONSIDERAR ERRORES.....	161
5.4.2 MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO ERRORES	166
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	199
ANEXOS	205

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Curva esfuerzo-deformación unitaria a la compresión típica para concreto de densidad normal. Adaptada de Nilson.....	20
Figura 2.2. Curvas de esfuerzo-deformación para aceros estructurales. Adaptada de Nilson.	21
Figura 2.3. Relación momento-curvatura para vigas reforzadas a tensión. Adaptada de la Nilson.....	24
Figura 2.4. Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial. Adaptada de la Nilson.....	27
Figura 2.5. Columna cargada biaxialmente. (a) Flexión uniaxial con respecto al eje Y. (b) Flexión uniaxial con respecto al eje X. (c) Flexión biaxial con respecto aun eje diagonal. Adaptada de Nilson.	29
Figura 2.6. Diagrama de interacción para compresión y flexión biaxial. Adaptada de Nilson.	29
Figura 2.7. Curva de capacidad.....	47
Figura 2.8. Representación Bilineal del espectro de capacidad para el Método del Espectro de Capacidad. Adaptada de ATC-40.....	51
Figura 2. 9. Espectro de respuesta reducido. Adaptada de ATC-40.	52
Figura 2. 10. Punto de intersección de la demanda y el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable. Adaptada de ATC-40.....	53
Figura 2.11. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 2. Adaptada de ATC-40.	54
Figura 2.12. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 3. Adaptada de ATC-40.	55
Figura 2.13. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 4. Adaptada de ATC-40.	55
Figura 2.14. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 5. Adaptada de ATC-40.	56
Figura 2.15. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 6. Adaptada de ATC-40.	57
 Figura 3.1. Ejemplos de tuberías colgantes en una edificación.....	 64

Figura 3.2. Ejemplos de tuberías verticales por medio de sistemas de aberturas de placa..	65
Figura 3.3. Ejemplos de tuberías verticales a través de los espacios de las escaleras en una edificación.....	65
Figura 3.4. Ejemplos de tuberías verticales pegada a un elemento estructural.	66
Figura 3.5. Ejemplo de tuberías embebidas en vigas.....	73
Figura 3.6. Ejemplo de tuberías embebidas en columnas.....	74
Figura 3.7. Ejemplos de viguetas atravesadas transversalmente por una tubería horizontal.	75
Figura 3.8. Tubería atravesada por una viga por donde el momento producido por las cargas muerta y viva es cero.....	76
Figura 3.9. Tubería atravesada por una viga en puntos de momento máximo positivo (sección b-b) y momento máximo negativo (sección a-a).	77
Figura 3.10. Alteración en la disposición de los estribos de una viga cerca al nodo por la presencia de tuberías	80
Figura 3.11. Mala disposición del refuerzo longitudinal en vigas por la presencia de tuberías atravesadas transversalmente.....	81
Figura 3.12. Recubrimiento inapropiado del refuerzo en una viga por la presencia de una tubería atravesada transversalmente.	82
Figura 3.13. Vacíos en el concreto (a) producto de atravesar transversalmente una tubería vertical en una viga y (b) producto de atravesar transversalmente una tubería horizontal en una viga.	83
Figura 3.14. Filtraciones a causa de la tubería embebida vigas.....	83
Figura 4.1. (a) Planta primer y segundo entrepiso y (b) Planta atilillo.....	89
Figura 4.2. (a) Pórticos 1 y 2; (b) Pórtico B y (c) Pórtico 4.	90
Figura 4.3. Secciones de los elementos de la edificación.	90
Figura 4.4. Sección tipo de las placas de la edificación.	91
Figura 4.5. Espectro de diseño establecido por NSR-98.....	96
Figura 4.6. Esquema de aplicación de la fuerza sísmica obtenida: (a) en dirección X (b) en dirección Y.....	98
Figura 4.7. Cuadro de dialogo para crear y modificar secciones tipo frame en SAP-2000.	101
Figura 4.8. Cuadro de dialogo para acceder a la aplicación Section Designer en SAP-2000.	102

Figura 4.9. Interfaz de la aplicación Section Designer con una sección creada.....	102
Figura 4.10. Ejemplo de las propiedades básicas calculadas por la aplicación Section Designer.	103
Figura 4.11. Ejemplo de diagrama de interacción para columna creado en la aplicación Section Designer.	103
Figura 4.12. Ejemplo de una curva de momento- curvatura creada en la aplicación Section Designer.	103
Figura 4.13. Ejemplos de secciones creadas con Section Designer.	104
Figura 4.14. Esquema de formas de afectaciones a elementos por tuberías.....	105
Figura 4.15. Esquema de diferentes grados de afectación de un elemento por un ducto vertical que lo atraviesa transversalmente.	106
Figura 4.16. Esquema de diferentes grados de afectación de un elemento por un ducto horizontal que lo atraviesa transversalmente.	106
Figura 4.17. Esquema de diferentes grados de afectación de un elemento por un ducto que lo atraviesa longitudinalmente.	106
Figura 4.18. Ejemplo de secciones consideradas, producto de una tubería embebida verticalmente en una viga.....	107
Figura 4.19. Ejemplo de secciones consideradas, producto de una tubería embebida horizontalmente en una viga en medio de los refuerzo.	108
Figura 4.20. Ejemplo de secciones consideradas, producto de una tubería embebida horizontalmente en una viga abajo refuerzo.....	108
Figura 4.21. Ejemplo de secciones consideradas en una columna, producto de una tubería embebida.	108
Figura 4.22. Esquema de la variación longitudinal X de la afectación en elementos: (a) para columnas y (b) para vigas.....	113
Figura 4.23. Ejemplo de la incorporación de una sección con una tubería embebida horizontalmente (a) figura de la sección transversal creada en Section Designer y (b) figura en SAP-2000.	115
Figura 4.24. Ejemplo de la incorporación de una sección con una tubería embebida verticalmente (a) figura de la sección transversal creada en Section Designer y (b) figura en SAP-2000.	115

Figura 4.25. Ejemplo de la incorporación de una sección con una tubería embebida longitudinalmente (a) figura de la sección transversal creada en Section Designer y (b) figura en SAP-2000.	115
Figura 4.26. Posiciones de afectación consideradas para las tuberías embebidas en una viga.	116
Figura 4.27. Posiciones de afectación consideradas para bajantes embebidos en vigas de diferentes niveles en un pórtico.	116
Figura 4.28. Relación carga-deformación.	118
Figura 4.29. Consideraciones para la creación de secciones de vigas afectadas por una tubería vertical, como secciones rectangulares en SAP-2000.	120
Figura 4.30. Consideraciones para la creación de secciones de vigas afectadas por una tubería horizontal en la parte inferior y superior del refuerzo, como secciones rectangulares en SAP-2000.	120
Figura 4.31. Posiciones de afectación consideradas para las tuberías embebidas en una viga.	121
Figura 5.1. Diagramas momento-curvatura sección B-C_0-3 (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	124
Figura 5.2. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con bajante 1 embebido 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	124
Figura 5.3. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con bajante 2 embebido 100% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	125
Figura 5.4. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con bajante embebido 75% para momento positivo (b) para momento negativo.	125
Figura 5.5. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con bajante embebido 75% para momento positivo (b) para momento negativo.	126
Figura 5.6. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con bajante embebido 25% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	126
Figura 5.7. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo....	127
Figura 5.8. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo....	127

Figura 5.9. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo....	128
Figura 5.10. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 25% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	128
Figura 5.11. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 50% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	129
Figura 5.12. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 75% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	129
Figura 5.13. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 100% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	130
Figura 5.14. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 25% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	130
Figura 5.15. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 50% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	131
Figura 5.16. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 75% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	131
Figura 5.17. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 100% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	132
Figura 5.18. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección B-C_0-3 con momento positivo.	134
Figura 5.19. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección B-C_0-3 con momento negativo.	134
Figura 5.20. Diagramas momento-curvatura sección 3-4_A-C (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	135

Figura 5.21. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con bajante 1 embebido 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	135
Figura 5.22. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con bajante 2 embebido 100% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.....	136
Figura 5.23. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con bajante embebido 75%.....	136
Figura 5.24. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con bajante embebido 50% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.....	137
Figura 5.25. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con bajante embebido 25% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.....	137
Figura 5.26. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo....	138
Figura 5.27. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo....	138
Figura 5.28. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo....	139
Figura 5.29. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con tubería horizontal embebida 25% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	139
Figura 5.30. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 50% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	140
Figura 5.31. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 75% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	140
Figura 5.32. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 100% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	141
Figura 5.33. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 25% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	141

Figura 5.34. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 50% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	142
Figura 5.35. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 75% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	142
Figura 5.36. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 100% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	143
Figura 5.37. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección 3-4_A-C con momento positivo.	144
Figura 5.38. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección 3-4_A-C con momento negativo.	144
Figura 5.39. Diagramas momento-curvatura sección A-B-C_3-5 (a) para momento positivo (b) para momento negativo.....	145
Figura 5.40. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con bajante 1 embebido 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo....	145
Figura 5.41. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con bajante 2 embebido 100% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.....	146
Figura 5.42. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con bajante embebido 75% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.....	146
Figura 5.43. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con bajante embebido 50% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.....	147
Figura 5.44. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con bajante embebido 25% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.....	147
Figura 5.45. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo....	148
Figura 5.46. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo....	148
Figura 5.47. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo....	149

Figura 5.48. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 25% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	149
Figura 5.49. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 50% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	150
Figura 5.50. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 75% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	150
Figura 5.51. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 100% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.	151
Figura 5.52. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección A-B-C_3-5 con momento positivo.	152
Figura 5.53. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección A-B-C_3-5 con momento negativo.	152
Figura 5.54. Diagramas de interacción para la sección de la columna original (a) para momento alrededor del eje X y (b) para momento alrededor del eje Y.	153
Figura 5.55. Diagramas de interacción para sección de columna con tubería en el centro (a) para momento alrededor del eje X y (b) para momento alrededor del eje Y.	154
Figura 5.56. Diagramas de interacción para sección de columna con tubería en un cuadrante (a) para momento alrededor del eje X y (b) para momento alrededor del eje Y.	154
Figura 5.57. Diagramas de interacción para sección de columna en el punto de salida de la tubería embebida (a) para momento alrededor del eje X y (b) para momento alrededor del eje Y.	155
Figura 5.58. Curva de Capacidad de la estructura sin errores en dirección X.	161
Figura 5.59. Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura sin errores con demanda espectro NSR-98 en dirección X.	161
Figura 5.60. Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura sin errores con demanda espectro Zona 2 en dirección X.	162
Figura 5.61. Curva de Capacidad de la estructura sin errores en dirección Y.	162
Figura 5.62. Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura sin errores con demanda espectro NSR-98 en dirección Y.	163

Figura 5.63. Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura sin errores con demanda espectro Zona 2 en dirección Y.....	163
Figura 5.64. Nivel de rotulación en el punto de desempeño espectro NSR-98 para la estructura sin errores en dirección X.....	164
Figura 5.65. Nivel de rotulación en el punto de desempeño espectro Zona 2 para la estructura sin errores en dirección X.....	164
Figura 5.66. Nivel de rotulación en el punto de desempeño espectro NSR-98 para la estructura sin errores en dirección Y.....	165
Figura 5.67. Esquema del error en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.....	166
Figura 5.68. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 1 y 2 con 25%, 50%, 75% y 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.	167
Figura 5.69. Error 1 y 2 con 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	167
Figura 5.70. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 25% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.....	168
Figura 5.71. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 50% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.....	168
Figura 5.72. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 75% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.....	169
Figura 5.73. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.....	169
Figura 5.74. Error 3 con 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	169
Figura 5.75. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 25% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.....	170
Figura 5.76. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 50% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.....	170
Figura 5.77. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 75% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.....	171

Figura 5.78. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.....	171
Figura 5.79. Error 4 con 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	171
Figura 5.80. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con los errores 1, 2, 3 y 4 en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.	172
Figura 5.81. Error 1, 2, 3 y 4 en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	172
Figura 5.82. Esquema del error en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	173
Figura 5.83. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 1 con 25%, 50%, 75% y 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.	174
Figura 5.84. Error 1 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	174
Figura 5.85. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 25% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	174
Figura 5.86. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 50% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	175
Figura 5.87. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 75% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	175
Figura 5.88. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	175
Figura 5.89. Error 2 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	176
Figura 5.90. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 25% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	176
Figura 5.91. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 50% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	176
Figura 5.92. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 75% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	177

Figura 5.93. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	177
Figura 5.94. Error 3 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	177
Figura 5.95. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 25% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	178
Figura 5.96. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 50% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	178
Figura 5.97. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 75% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	179
Figura 5.98. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.....	179
Figura 5.99. Error 4 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	179
Figura 5.100. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con los errores 1, 2, 3 y 4 en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.	180
Figura 5.101. Error 1, 2, 3 y 4 en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.	180
Figura 5.102. Esquema del error en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	181
Figura 5.103. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 1 y 2 con 25%, 50%, 75% y 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	181
Figura 5.104. Error 1 y 2 con 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.	182
Figura 5.105. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 25% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	182
Figura 5.106. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 50% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	182
Figura 5.107. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 75% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	183

Figura 5.108. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	183
Figura 5.109. Error 3 con 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	183
Figura 5.110. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 25% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	184
Figura 5.111. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 50% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	184
Figura 5.112. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 75% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	185
Figura 5.113. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	185
Figura 5.114. Error 4 con 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	186
Figura 5.115. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con los errores 1, 2, 3 y 4 en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.....	186
Figura 5.116. Error 1, 2, 3 y 4 en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.	186
Figura 5.117. Esquema del error en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.....	187
Figura 5.118. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 1 con 25%, 50%, 75% y 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C. ...	187
Figura 5.119. Error 1 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	188
Figura 5.120. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 25%, 50%, 75% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.	188
Figura 5.121. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.....	188

Figura 5.122. Error 2 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	189
Figura 5.123. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 25% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.....	189
Figura 5.124. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 50% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.....	189
Figura 5.125. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 75% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.....	190
Figura 5.126. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.....	190
Figura 5.127. Error 3 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	190
Figura 5.128. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 25% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.....	191
Figura 5.129. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 50% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.....	191
Figura 5.130. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 75% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.....	192
Figura 5.131. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.....	192
Figura 5.132. Error 4 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.....	192
Figura 5.133. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con los errores 1, 2, 3 y 4 en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.	193
Figura 5.134. Error 1, 2, 3 y 4 en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.	193

Figura A.1 Efectos de las aberturas en la losa. Adaptado de Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings.	219
Figura A.2. Localización de conductos y tuberías que atraviesan horizontalmente vigas, vigas maestras y viguetas. Adaptado de Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings.	220
Figura B.1. Planta arquitectónica del primer piso.	222
Figura B.2. Planta arquitectónica del segundo piso.	223
Figura B.3. Planta arquitectónica del tercer piso.	224
Figura B.4. Planta arquitectónica del altillo.	225
Figura B.5. Planta estructural del primer entrepiso de la edificación tipo.	226
Figura B.6. Planta estructural del segundo entrepiso de la edificación tipo.	227
Figura B.7. Planta estructural del tercer entrepiso (Altillo) de la edificación tipo.	228
Figura B.8. Despieces de vigas A, B y C del primer y segundo entrepiso.	229
Figura B.9. Despieces de vigas 1, 2, 3 y 4 del primer y segundo entrepiso.	230
Figura B.10. Despieces vigas altillo.	231

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1. Límites de Deformaciones (ATC-40).....	42
Tabla 4.1. Cargas de los materiales por m ² de área de fachada alzada.....	92
Tabla 4.2. Masas por piso de la edificación.	93
Tabla 4.3. Cargas muertas y vivas en vigas del primer entrepiso.....	94
Tabla 4.4. Cargas muertas y vivas en vigas del segundo entrepiso.	94
Tabla 4.5. Cargas muertas y vivas en vigas del tercer entrepiso.....	95
Tabla 4.6. Resultados del método de la fuerza horizontal equivalente.....	98
Tabla 5.1. Valores de M_y y de Φ_y para la sección B-C_0-3 y para sus secciones afectadas.	133
Tabla 5.2. Valores de M_y y de Φ_y para la sección 3-4_A-C y para sus secciones afectadas.	143
Tabla 5.3. Valores de M_y y de Φ_y para la sección A-B-C_3-5 y para sus secciones afectadas	151
Tabla 5.4 Chequeo de derivas estructura sin errores en dirección X.	156
Tabla 5.5 Chequeo de derivas estructura sin errores en dirección Y.	156
Tabla 5.6 Chequeo de derivas estructura con error pórtico 2 en viga A-B primer piso en dirección X.....	157
Tabla 5.7 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico 2 en viga A-B primer piso, en dirección Y.....	157
Tabla 5.8 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico 2 por bajante en vigas A-B, en dirección X.....	157
Tabla 5.9 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico 2 por bajante en vigas A-B, en dirección Y.....	157
Tabla 5.10 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico 2 por bajante en vigas A-B, B- C, en dirección X.	158
Tabla 5.11 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico 2 por bajante en vigas A-B, B-C, en dirección Y.....	158
Tabla 5.12 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico B por bajante en vigas 1-2, 2- 3, 3-4, en dirección X.....	158

Tabla 5.13 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico B por bajante en vigas 1-2, 2-3, 3-4, en dirección Y.....	158
Tabla 5.14 Chequeo de derivas estructura con error en una columna del pórtico B, en dirección X.....	159
Tabla 5.15 Chequeo de derivas estructura con error en una columna del pórtico B, en dirección Y.....	159
Tabla 5.16 Chequeo de derivas estructura con error en dos columnas del pórtico B, en dirección X.....	159
Tabla 5.17 Chequeo de derivas estructura con error en dos columnas del pórtico B, en dirección Y.....	159
Tabla 5.18 Chequeo de derivas estructura con error en cuatro columnas, en dirección X..	160
Tabla 5.19 Chequeo de derivas estructura con error en cuatro columnas, en dirección Y..	160
Tabla 5.20. Punto de desempeño del modelo sin errores y con errores en el pórtico B en viga entre 3-4 primer piso.....	195
Tabla 5.21. Punto de desempeño del modelo sin errores y con errores en el pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.	196
Tabla 5.22. Punto de desempeño del modelo sin errores y con errores en el pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.	197
Tabla 5.23. Punto de desempeño del modelo sin errores y con errores en el pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.	198

RESUMEN

TITULO: ANÁLISIS DE EFECTOS CAUSADOS A LA ESTRUCTURA DE UNA EDIFICACION POR LA DISTRIBUCIÓN DE INSTALACIONES HIDRÁULICA Y SANITARIA.

AUTORES: OSCAR DAVID DUMAR OYOLA.
DAVID ALFONSO TOBIAS ALVAREZ.

PALABRAS CLAVE:

DISTRIBUCION DE INSTALACIONES
TUBERIAS EMBEBIDAS
MOMENTO-CURVATURA
ANALISIS ESTATICO NO-LINEAL
CURVA DE CAPACIDAD
NIVELES DE DESEMPEÑO

DESCRIPCIÓN:

Actualmente en nuestro país no existe una normativa completa que regule la ubicación y distribución de las diversas tuberías que constituyen los sistemas hidráulico y sanitario en edificaciones, sino ciertas especificaciones puntuales en la NSR-98 que en algunos casos no se cumplen en su totalidad. Por esta razón, frecuentemente se cometen muchos errores relacionados con la distribución de instalaciones. Entonces se puede decir que existen numerosos problemas concernientes con este aspecto de la construcción de edificaciones. Pero desde el punto de vista estructural, la problemática tratada en la presente tesis se centra en analizar los efectos de la práctica que a menudo sucede, de atravesar miembros estructurales con tuberías sin tener en cuenta los cambios que esto puede generar en el comportamiento de la edificación.

Para observar los efectos causados en una estructura por dicha problemática, primero se realizó una etapa de investigación y recolección de información tanto en la literatura como en campo, para luego llevar a cabo tres tipos de análisis: un análisis local de las secciones de los elementos estructurales, un procedimiento estático lineal y uno estático no lineal (Pushover) siguiendo la metodología propuesta por los documentos ATC-40 y FEMA 273. Para todos los casos se utiliza el software SAP 2000.

Como producto de estos análisis se obtuvieron diversos resultados en los cuales se puede ver en ciertos casos, la incidencia de las tuberías embebidas en miembros estructurales, reflejada en cambios en el comportamiento tanto del elemento afectado por la tubería como en la estructura en general.

* TRABAJO DE INVESTIGACIÓN.

** FACULTAD DE INGENIERAS FÍSICO-MECÁNICAS, ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL.
DIRECTORES: ING. RICARDO A. CRUZ Y ING. MARIO GARCIA.

SUMMARY

TITLE: ANALYSIS OF EFFECTS CAUSED TO THE STRUCTURE OF A BUILDING BY THE HYDRAULIC AND SANITARY INSTALLATIONS.

AUTHORS: OSCAR DAVID DUMAR OYOLA.
DAVID ALFONSO TOBIAS ALVAREZ.

KEY WORDS:

DISTRIBUTION OF INSTALLATIONS
PIPES EMBEDDED
MOMENT-CURVATURE
NON LINEAR STATIC ANALYSIS
PUSHOVER CURVE
PERFORMANCE LEVELS

DESCRIPTION:

Actually in our country there is not a complete standard that regulates the location and distribution of the different pipes that make up the sanitary and hydraulic systems in buildings, but only certain punctual specifications such as the NSR-98 in which some cases it does not apply totally. Therefore, frequently many mistakes are made related with the distribution of installations. So it can be said that there are many problems related with this specific aspect of the building construction. But from the structural point of view, the problem treated in the present thesis focuses in analyzing the different practical effects that are mostly done, of crossing structural members with pipes without considering the changes that this can generate in the building's behaviour.

To observe the effects caused in a structure by this problem, first a research and gathering of information phase took place as well as in literature and in the field, to later carry out three types of analysis: a local analysis of the sections of the structural elements, a static linear procedure and a non linear one (Pushover), following the methodology proposed by the documents ATC-40 and FEMA 273. For all cases Software SAP 2000 was used.

As a result of these analysis we collected different results in which can be seen in certain cases, the incidence of the embedded pipes in structural members, reflected in behaviour changes as well as in the affected member by the pipe and the structure in general.

*RESEARCH WORK.

** FACULTY OF PHYSICAL-MECHANICAL ENGINEERING, CIVIL ENGINEERING SCHOOL.
DIRECTORS: ENG. RICARDO A. CRUZ And ENG. MARIO GARCIA.

INTRODUCCIÓN

En algunas edificaciones, se encuentra que no se cumplen en su totalidad las especificaciones existentes para la ubicación y distribución de las diversas tuberías que constituyen los sistemas hidráulico y sanitario. Por lo tanto, frecuentemente se cometen muchos errores relacionados con la distribución de éstas en las edificaciones. Entonces se puede decir que es común que se atraviesen miembros estructurales con tuberías, presentándose casos en los cuales las instalaciones atraviesan dichos miembros sin el debido estudio de las consecuencias que esto puede acarrear a la estabilidad y resistencia del sistema estructural.

Si estos errores son cometidos en una región de riesgo sísmico alto, como por ejemplo Bucaramanga, se les debe dar mayor importancia, ya que pueden acarrear la disminución de la resistencia del elemento afectado o incluso la de la estructura en general que, al momento de un sismo, puede ocasionar una respuesta diferente a la prevista en el diseño.

El presente proyecto se basa en el análisis de ésta problemática enfocándolo a la identificación de los posibles errores que al respecto se cometen y sus efectos sobre la estructura. Todo esto teniendo en cuenta las especificaciones existentes al respecto. En el capítulo 1 se describe la problemática y temas relacionados con la misma.

Con el fin de cumplir la tarea de entender y analizar dicha problemática se realizaron básicamente dos etapas: una etapa de investigación ó recolección de información y una etapa de modelamiento ó análisis.

Con respecto a la etapa de investigación, lo primero que se hizo fue una recopilación de la información al respecto, tal como normas y especificaciones. Luego se buscó identificar la problemática en el campo para lo cual se realizaron una serie de observaciones tanto a edificaciones construidas en las cuales se podían apreciar ductos embebidos, así como visitas a obras en construcción. Además se realizaron

entrevistas con personal relacionado con la construcción con el fin de indagar sobre la problemática. Como producto de esta etapa de investigación se pudieron identificar varios aspectos los cuales son descritos en el capítulo 3, donde se mencionan las especificaciones relacionadas con la problemática, algunas prácticas constructivas que han surgido para no atravesar los miembros estructurales y además se mencionan algunas posibles causas y consecuencias de atravesar elementos estructurales con tuberías.

Con respecto a la etapa de análisis de los efectos causados a la estructura por los errores identificados en la fase de investigación, se llevaron a cabo varios tipos de análisis. En el capítulo 2 se muestran aspectos teóricos para la realización de dichos análisis. En cuanto al procedimiento realizado, primero se seleccionó una edificación tipo para a partir de esta realizar el modelo, y posteriormente deducir los efectos causados a la estructura por la problemática tratada. Tanto el procedimiento para seleccionar la edificación tipo, la obtención de los parámetros necesarios para el modelamiento y la descripción del análisis realizado se muestran en el capítulo 4. Con respecto a la etapa de análisis primero se hizo uno local de las secciones de los elementos que conforman la estructura; para esto se utilizaron los diagramas momento-curvatura y de interacción para vigas y columnas respectivamente, esto con el fin de determinar en que forma cada error reducía la resistencia de la sección. Posteriormente, se realizó un análisis estático lineal de la estructura, para lo que se utilizó lo descrito en la NSR-98 capítulo A.4 y el documento FEMA-273 numeral 3.3.1. Esto con el objetivo de comparar aspectos como derivas y diagramas de momento, cortante etc. Por último se llevó a cabo un análisis estático no lineal (Pushover), para observar el comportamiento de la estructura con errores en el rango inelástico, y compararlo con el de la estructura sin errores, para esto se siguió el procedimiento descrito en ATC-40 y FEMA 273.

CAPITULO 1

PROBLEMÁTICA

1.1 INTRODUCCIÓN

Una apropiada planificación y la coordinación adecuada en las etapas previas al proceso constructivo conforman el cimiento para la creación, en concreto o en cualquier otro material constructivo, de cualquier tipo de estructura u obra ingenieril que presente concordancia con las exigencias para las que ha sido pensada y creada, y además que ofrezca seguridad a las personas que hacen uso de ella. Sin embargo, una vez se llega a la etapa de ejecución de la misma, se deben asegurar estrictas medidas de control para garantizar que lo plasmado en los planos y especificaciones del proyecto se cumpla y no se cometan errores constructivos que conlleven a que en un futuro, próximo o lejano, la estructura construida llegue a comportarse de forma diferente a la proyectada. De esta manera, la estructura será capaz de cumplir tanto las exigencias que le imponen las diferentes condiciones normales de carga, como aquellas a las que se ve sometida en la eventualidad de un movimiento sísmico. Son todas estas variables las que realmente se deben tener en cuenta y complementan un diseño sismo-resistente.

Una edificación con buenas características estructurales requiere un estricto control de todas las variables que se puedan presentar en las diferentes etapas de la realización de la obra; sin embargo existen muchas dificultades y es común que al momento de la construcción de la misma se presenten diversos inconvenientes, como es el caso relacionado con la distribución de las tuberías que conforman el sistema sanitario e hidráulico en la edificación. En el aspecto de la construcción, son muchas las cosas que quedan por decir y también es mucho lo que queda por hacer

e implementar si nos referimos a la estrecha relación instalación-estructura. Referente a este tema, en el presente capítulo se expone mas detalladamente dicha problemática y se describen aspectos relacionados con la misma, como el proceso de construcción de edificaciones y el control de calidad en el mismo.

1.2 EL PROBLEMA DE EMBEBER TUBERIAS EN MIEMBROS ESTRUCTURALES

Absolutamente todas las personas estamos de acuerdo en que la estructura en una edificación, llámese ésta casa, edificio, iglesia, estadio etc., es muy importante, pero en realidad ¿Cuántas personas relacionadas directamente con la "Industria de la Construcción" se han detenido a pensar en la verdadera magnitud de la importancia que desempeña la estructura en una edificación¹? Se podría decir que muy pocas, excluyendo lógicamente a los profesionales ligados íntimamente al diseño o construcción de estructuras.

Lo anterior se puede inferir del hecho de que a menudo parece que el sistema estructural de una edificación pasara a un segundo plano, ya que vemos casos en los cuales se altera su comportamiento de diferentes maneras. Una de ellas es la relacionada con la problemática en análisis, que consiste en considerar los efectos de los errores en la distribución de instalaciones hidráulica y sanitaria en una edificación. Aunque existen numerosos problemas concernientes con la parte hidráulica de edificaciones, desde el punto de vista estructural la problemática tratada en la presente tesis se centra en analizar los efectos de la práctica que a menudo sucede, consistente en atravesar miembros estructurales con tuberías sin tener en cuenta los cambios que esto puede generar en el comportamiento de la edificación. Esta problemática es mucho más común de lo que se piensa y muy pocas personas se detienen a pensar en sus consecuencias, por lo cual, es un tema muy poco tratado en el que hay mucho por investigar y por decir.

¹ Revista NOTICRETO N° 6; ASOCRETO; Importancia de la Estructura en las Edificaciones; Guillermo Alonzo Villate.

Actualmente, por razones diversas como la densidad habitacional, las menores áreas de las viviendas, los requerimientos de confort, etc., cada día son más las tuberías que se requiere incluir en las edificaciones, por lo que es obligatorio la definición de ductos horizontales y verticales que no afecten el diseño estructural. Se pretende conseguir la mejor disposición de estos ductos y pases para que su presencia no produzca daños a la estructura. Es entonces preocupante cómo muchas construcciones de pequeñas y grandes ciudades muestran con evidencia la costumbre constructiva de atravesar los elementos estructurales no sólo con tubos de pequeño diámetro, sino con grupos de ellos, o bajantes de aguas lluvias, inclusive dentro de las columnas, presentando una gran disminución de la sección resistente y cierta modificación de la estructuración asumida durante el proceso de análisis.

La presencia de tuberías que atraviesan los elementos estructurales o que hacen parte de ellos, es una clara demostración del desconocimiento de la mecánica estructural y una inadecuada práctica constructiva generalizada en el país, que debe erradicarse de las obras, puesto que con ello no solo se crean zonas débiles en los elementos sino que se modifican sustancialmente las condiciones de resistencia y rigidez supuestas en el proceso del análisis estructural¹.

A continuación se nombran algunos aspectos que están ligados con la problemática descrita anteriormente, y por esto no se pueden pasar desapercibidos sin mencionarlos de una forma descriptiva y breve.

1.3 FASES PARA LA CREACIÓN DE UNA EDIFICACIÓN

Es muy común que muchas construcciones de nuestro medio presenten diferentes tipos de errores, los cuales pueden alterar las consideraciones tenidas en cuenta en las hipótesis de diseño, afectando de una manera u otra el comportamiento estructural. La mala ejecución de cada una de las fases en la creación de una

¹ Revista NOTICRETO N° 53; ASOCRETO; Las malas costumbres en Construcción; Harold Muñoz.

edificación puede hacer que la estructura sea susceptible a errores relacionados con la problemática tratada en esta tesis, razón por la cual se considera muy adecuado mencionar cada una de dichas fases.

1.3.1 FASE DE CONCEPCIÓN ESTRUCTURAL

La concepción estructural juega un papel fundamental en el proceso de realización de una obra civil, para lo cual no solo debe basarse en su función sino que debe tener también presente aspectos como las condiciones ambientales y la vida estimada de servicio de la obra, entre otros. Para tal fin, es de carácter necesario que todos los profesionales que intervienen en las fases de concepción estructural y diseño del proyecto, sean consecuentes tanto al aplicar metodologías de cálculo altamente desarrolladas, como también al considerar los aspectos tecnológicos que puede brindar la Ingeniería de Materiales.

Para realizar una buena concepción de una estructura, es necesario una correcta planificación y coordinación entre la parte arquitectónica y la estructural. Esto es de mucha importancia al momento de iniciar cualquier obra de ingeniería, desde el mismo momento del diseño hasta culminar con su construcción, debido a que cualquier cambio o modificación que el arquitecto haga al proyecto, modifica a su vez el trabajo que esté haciendo o que vaya a hacer el ingeniero estructural.

1.3.2 FASE DE DISEÑO

El diseño de una edificación comprende una serie lógica de pasos que llevan a la mejor decisión para una sucesión de condiciones dadas.

El objetivo del diseño de un edificio es el de proporcionar toda la información necesaria para su construcción. Una vez diseñado el edificio, el cliente debe estar acorde con el contratista, para así reunir los requerimientos de su dueño y también

satisfacer al público brindando bienestar y seguridad. Este objetivo se logra por medio de la producción de dibujos o diseños, mostrando lo que será construido, especificaciones que declaran qué materiales serán usados, el equipo que será utilizado en la construcción y demás características para que la obra se ejecute sin inconvenientes.

Los diseñadores también deben observar la construcción del edificio mientras está en proceso. Esto debe hacerse para asegurar al cliente que el edificio está construyéndose de acuerdo con los diseños y especificaciones establecidas¹.

Sin embargo existen muchos proyectos de construcción de obras civiles en los que la fase de diseño suele presentar errores, los cuales pueden ser causados por la falta de criterio apropiado, los cálculos erróneos, la falta de un diseño arquitectónico apropiado, la falta de detalles constructivos en los planos, entre muchos más. Todos estos errores pueden alterar de manera significativa al proyecto y se ven reflejados en la obra terminada.

1.3.3 FASE DE CONSTRUCCIÓN

Una etapa fundamental en la creación de una obra de ingeniería civil es la construcción de la misma debido a que en esta fase se deben seguir los procedimientos adecuados para plasmar en la realidad lo que está especificado en los planos. En ésta etapa se debe tener un extremado control y jugar con las diferentes variables para que la obra se culmine de una forma adecuada y cumpla con las estipulaciones de los diseños. Sin embargo, algunos edificios se han proyectado y construido sin un control de calidad adecuado y un debido seguimiento o supervisión de la obra. La posibilidad de poder cubrir con acabados arquitectónicos las estructuras que claramente dejan ver que su construcción ha sido muy deficiente, se ha convertido en una alternativa poco ética de algunos profesionales para evitar

¹ BUILDING DESIGN AND CONSTRUCTION HANDBOOK; Jonathan T. Ricketts; Section one; page 1.1-1.2

demoliciones o reparaciones de elementos estructurales que en la construcción no han quedado en forma adecuada.

Las probabilidades de que una estructura quede bien construida, varían dependiendo su facilidad para materializarla. Así, una estructura fácil de construir, tiene alta probabilidad de quedar bien construida y por lo tanto de ser duradera. Cualquier estructura según como haya quedado construida se comportará ante las solicitaciones que se le hagan y por tal razón, en la etapa de construcción, se debe reflejar lo más estrictamente posible lo que está en los planos y en las especificaciones dadas en las fases de planeación y diseño del proyecto.

Aunque hoy en día a menudo escuchamos hablar de calificación de la mano de obra, control de calidad etc. y existen muchas normativas y leyes que reglamentan la construcción, es muy común apreciar en las obras diferentes tipos de errores de construcción que tienen que ver con la falta de mano de obra idónea, la mala interpretación de los planos, la utilización de procedimientos indebidos, y la falta de control en los materiales, entre otros.

En fin, todas las etapas o fases involucradas en la realización de un obra civil deben estar acorde con las exigencias actuales para brindar unas buenas características una vez terminada la obra; pero a pesar de los controles y leyes, los errores en las obras son muchos y muy diversos, en donde cada uno de ellos es producto de una cultura errónea que se maneja en diferentes sectores de la construcción y llevan consigo un sin número de comportamientos inapropiados. En ese orden de ideas, cabe destacar que la problemática que será estudiada en la presente tesis relacionada con la distribución de las instalaciones hidráulicas y sanitarias no está exenta, y será tratada más adelante.

1.4 CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN

ANTECEDENTES

El sector de la construcción, el cual es muy importante, que genera grandes dividendos y que es fundamental para el desarrollo de una región, ha evolucionado hasta tomar diferentes formas que se adaptan a las necesidades de cada país. En nuestro medio, nos encontramos con diferentes sistemas constructivos dentro de los cuales podemos apreciar estructuras de toda índole que varían su calidad desde construcciones altamente tecnificadas con una alta calidad, hasta construcciones con los mínimos de calidad y condiciones extremadamente deplorables en las cuales existen errores de toda clase y en donde la problemática tratada en este proyecto no es la excepción.

Después de recolectar alguna información y de realizar una serie de visitas y observaciones tanto a obras en construcción como a edificaciones ya construidas, se pudo corroborar lo anterior, encontrando todo tipo de construcciones, las cuales hablando de calidad van de un extremo al otro, desde las bien supervisadas con un grado de tecnificación relativamente alto hasta construcciones informales donde la supervisión y la calidad son casi nulas.

Teniendo en cuenta lo anterior se pueden dividir estas construcciones en dos grandes grupos: construcciones de buena calidad y construcciones de mala calidad

✓ **Construcciones de buena calidad**

Dentro de las cuales se pueden destacar las siguientes:

• **Proyectos de empresas tecnificadas:**

A este grupo pertenecen construcciones de constructoras o firmas las cuales tienen un personal calificado que va desde los directivos que son en su gran mayoría profesionales hasta la mano de obra que es capacitada. Además, estas

empresas tienen un gran recorrido y poseen una gran experiencia en construcción.

- **Proyectos que aunque tienen un presupuesto limitado tratan de cumplir y hacer las cosas bien:**

En este grupo se encuentran obras que aunque no pertenecen a las empresas mencionadas anteriormente, está a cargo de un ingeniero o persona idónea, el cual utiliza todo lo que esté a su alcance para hacer las cosas bien, tratando de cumplir a cabalidad los códigos de diseño y demás reglamentos.

- ✓ **Construcciones de mala calidad:**

En este grupo podemos encontrar:

- **Proyectos a cargo de personas no idóneas:**

Proyectos en los cuales se cometen errores debido a que la persona que está a cargo llámese ingeniero, arquitecto, maestro de obra etc., no tiene el conocimiento suficiente y deja pasar aspectos fundamentales que se ven reflejados en la calidad de la obra.

- **Proyectos a cargo de personas poco éticas:**

Aquí encajan proyectos en manos de personas mal intencionadas, para las cuales es mas importante los dividendos y por esto tratan de ahorrar costos sin importarles la mala calidad de las obras y menos la seguridad de las mismas, por esta razón cometen los errores sabiendo muy bien de su existencia y sus posibles consecuencias.

- **Construcciones informales:**

Este grupo lo conforma un amplio pero descuidado sector de la construcción en el cual la seguridad y la calidad son mínimas y se cometen errores de toda índole.

También se pueden encontrar construcciones que no se pueden ajustar a ninguno de los grupos anteriores, en donde se presentan una combinación de los mismos.

1.4.1 CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN

La construcción es un proceso complejo, debido al gran numero de participantes y a la dificultad de coordinar satisfactoriamente su trabajo en la obtención de un producto terminado que satisfaga al usuario. En la actualidad muchas obras tanto de vivienda como de infraestructura presentan deficiencias de calidad, lo cual repercute en altos costos de construcción y mantenimiento, inseguridad e insatisfacción de los usuarios. Por tal motivo, se evidencia que en el sector de la construcción en general, hay la necesidad de aplicar un control de calidad en todas las etapas en que se lleva a cabo la realización global del proyecto¹.

Como carácter general, se puede afirmar que a pesar de que actualmente, y como se mencionará mas adelante, existen muchos controles tanto en la etapa de diseño como en la construcción de la obra, en nuestro país se presentan lastimosamente numerosos casos en los que no se respetan dichas normas, ya sea por desconocimiento de estas o por intereses personales creados alrededor de la obtención de mayores dividendos. Esta es una causa directa de la presencia de muchos de los errores y falencias que en las construcciones de nuestro medio podemos encontrar y es una situación que amerita entre todos los profesionales

¹ Coloquio sobre la Ingeniería y los Problemas de la Industria de la Construcción en Colombia; Control de Calidad: Una Necesidad Tecnológica para la Industria de la Construcción; Jaime Rojas Áreas.

relacionados con el proceso de construcción de un obra civil, especial atención y responsabilidad al momento de realizar la parte del trabajo que le corresponde en determinado proyecto. Por esta razón se considera de valiosa importancia tocar éste tema, el cual se expone brevemente a continuación.

1.4.1.1 EL CONCEPTO DE CALIDAD

La calidad de un producto o servicio, se puede definir como la aptitud para el uso o más específicamente, el grado en que satisface los requerimientos o necesidades del usuario al menor costo posible.

Ello significa que la calidad debe estar enfocada a la satisfacción del usuario, tomando en consideración tanto sus requerimientos como su capacidad de pago, lo cual permitirá establecer diferentes grados de calidad, de tal forma que el usuario pueda encontrar en cada uno de ellos una alta relación entre el valor subjetivo del bien y su costo.

Hablando de calidad en la construcción, se puede hacer referencia a lo siguiente:

- Calidad de Diseño, es decir el grado en que el diseño satisface las necesidades, requerimientos y preferencias del usuario. Depende fundamentalmente de la investigación de dichas necesidades, del diseño en sí y de la forma en que se establezcan las especificaciones para la construcción.
- Calidad de Conformación o de Construcción propiamente dicha, es decir el grado en que la obra satisface las especificaciones establecidas en el diseño. Esta dependerá de factores como la calidad de las materias primas, la tecnología utilizada, la mano de obra del contratista y de los subcontratistas y la calidad de la dirección de la obra.

De esta forma, el concepto de calidad y por lo tanto su control abarca cada una de las etapas del proceso de construcción, desde los pasos previos al diseño, hasta el

uso de la obra durante su vida útil, y se extiende mucho mas allá de la simple inspección a la cual tradicionalmente se le ha considerado como sinónimo de control de calidad.

1.4.1.2 CONTROL DE CALIDAD EN LA FASE DE DISEÑO

Desde el punto de vista de control de calidad, el diseño es tal vez la etapa más importante, pues es entonces cuando se determinan las características funcionales y de seguridad de la construcción. La calidad del diseño depende en primer lugar de la calidad de la investigación de los requerimientos o necesidades de los usuarios. En el caso de viviendas, escuelas, hospitales y cualquier otra construcción repetitiva, el estudio de tales necesidades debe contemplar aspectos sociales, físicos y económicos.

Distinto es el caso de los clientes individuales que a su vez van a ser los usuarios, pues ellos mismos establecen los requerimientos aún en forma precaria y contratan la construcción o acuden a especialistas y les comunican sus necesidades en cuanto a espacios, servicios, acabados, etc.

En cualquiera de los dos casos anteriores, cuanto mas concretas y precisas sean las especificaciones funcionales, más fácilmente podrán los proyectistas, hacer un diseño que satisfaga al usuario dentro de los presupuestos establecidos y que tenga a su vez un buen desempeño estructural ante las solicitudes previstas para el diseño.

Las fallas en establecer adecuadamente las necesidades se traducirán en pérdidas de eficiencia en el uso de la construcción, incomodidades e insatisfacciones y en altos costos de mantenimiento o remodelación.

Obviamente, la calidad del diseño depende también del concepto de diseño en sí, es decir de la forma en que el proyectista a través de aproximaciones sucesivas,

proponga una solución a las necesidades y restricciones establecidas en la etapa anterior.

Finalmente, los diseños, deberán documentarse adecuadamente para constituir el conjunto de especificaciones para la ejecución del proyecto. No es raro observar problemas en las licitaciones o durante la construcción, derivados de errores, ambigüedades u omisiones en los planos o especificaciones de la construcción.

Por las razones anteriores, el control de calidad durante esta etapa deberá concentrarse en asegurar los siguientes puntos:

- Que los requerimientos y necesidades de los usuarios así como del medio ambiente, sean debidamente investigados, se especifiquen en forma cuantificable o comprobable en términos físicos y económicos y se determinen claramente las prioridades entre las distintas alternativas aceptables.
- Que los diseños arquitectónicos y técnicos sean hechos por profesionales en la materia, correspondan a las necesidades, restricciones y prioridades establecidas y que además satisfagan las normas y reglamentos legales así como las condiciones de seguridad fijadas explícita o implícitamente para el tipo de construcción de que se trate.
- Que los planos, cálculos y demás especificaciones de construcción estén debidamente documentados sin presentar omisiones, ambigüedades ni errores y que siempre que se acuerde algún cambio se actualice la documentación afectada. Esta revisión es muy importante pues esta es la información que se utiliza para llamar a licitaciones, para la contratación de la obra, su administración y control.

1.4.1.3 CONTROL DE CALIDAD EN LA FASE DE CONSTRUCCIÓN

Una vez definidos los diseños, es necesario asegurar la calidad de conformación de la obra con las especificaciones establecidas. Ello implica una acción de control sobre los siguientes puntos:

- Selección de contratistas y subcontratistas
- Selección e inspección de materiales
- Selección de tecnologías
- Control de la construcción
- Inspección final

Es indudable que en el caso de la construcción, la calidad de la mano de obra empleada tiene un efecto de singular importancia en la calidad del producto final. Ello se debe al gran número de operaciones que dependen directamente de la habilidad, conocimientos y experiencia de las personas involucradas.

La selección e inspección de materiales de construcción es uno de los campos en donde la normalización y las técnicas de control de calidad tienen mayor aplicabilidad. Existen numerosas normas técnicas que especifican las características que los materiales deben tener de acuerdo al uso que se le desea dar. También se ha elaborado un gran número de normas sobre los métodos de ensayo aplicables.

Las funciones de control de calidad en la construcción incluyen la participación en la selección de proveedores o subcontratistas, la inspección de recepción, el control del manejo y almacenamiento de los materiales, las pruebas de las distintas partes de la construcción y la inspección final de la misma.

El control durante la construcción está encaminado a verificar el cumplimiento estricto de cada una de las especificaciones del proyecto, debiéndose poner especial énfasis en las actividades de: replanteo, excavaciones, cimentación, estructuras, instalaciones e impermeabilización.

CAPITULO 2

MATERIALES ESTRUCTURALES Y MÉTODOS DE ANÁLISIS

2.1 INTRODUCCIÓN

El conocimiento del comportamiento de las estructuras es un tema que requiere de mucho estudio y una especial atención al momento de entender las respuestas del sistema estructural ante diferentes solicitaciones, así como también brinda herramientas importantes para el diseño. Es por esto que en la actualidad existen diferentes métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, los cuales se dividen en métodos elásticos lineales y métodos inelásticos. Los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica y procedimientos lineales son incluidos por los métodos elásticos, los cuales usan relaciones de capacidad y demanda establecidas en los códigos. Por otro lado, el análisis dinámico no lineal de estructuras es el principal método de análisis inelástico, pero para el diseño y desde el punto de vista de la práctica, este último resulta muy complicado y no es muy frecuente que se le utilice. Para suplir esta necesidad es cuando aparecen los métodos de análisis estático no lineal, los cuales admiten un mejor entendimiento del comportamiento de las estructuras al momento de verse bajo la acción de eventos sísmicos y cuando exceden su capacidad elástica.

Dicho comportamiento, cuando la estructura se encuentra bajo la acción de diferentes tipos de cargas, depende en gran medida de las propiedades de los materiales con que está construida la misma. Así, es muy importante las relaciones esfuerzo-deformación del material constitutivo y la clase de esfuerzo al que se ve sometido el material de la estructura.

De otra parte, la relación momento curvatura de una sección es fundamental para el procedimiento de análisis no lineal ya que es una representación del comportamiento de la sección ante cargas incrementales y la base para el estudio de la ductilidad del elemento. El cálculo de esta relación para una sección en una viga de concreto subreforzada es posible por medio de la utilización de las relaciones esfuerzo-deformación unitaria para el acero y para el concreto por separado. Para esto se debe tener en cuenta la premisa general de la adherencia perfecta entre estos dos elementos y la suposición de sección plana

El presente estudio, está basado en la comparación del comportamiento normal de una estructura contra el comportamiento de la misma considerando alteraciones en sus secciones. Para esto se utilizaron técnicas tanto de análisis estático lineal como las de análisis estático no lineal. A continuación se describen los aspectos teóricos de dichas técnicas así como también temas íntimamente relacionados con estas, como son las propiedades de los materiales, la relación momento-curvatura para secciones de concreto y los diagramas de interacción en columnas, los cuales también fueron empleados en el análisis realizado.

2.2 PROPIEDADES DE MATERIALES ESTRUCTURALES

En la actualidad, son muchas y muy diversas las estructuras construidas con concreto reforzado, en cuanto este material se amolda a diferentes situaciones para las que se le necesite. Por tanto, el comportamiento del concreto reforzado ha sido especialmente analizado por la ingeniería más que cualquier otro material constructivo. Para su estudio, es importante entender el comportamiento de sus partes constitutivas, como es el caso del concreto y del acero de refuerzo.

En este aparte se realiza una descripción general de las características del concreto y del acero.

2.2.1 PROPIEDADES DEL CONCRETO

El concreto es una mezcla de cemento, arena, grava, agua y una pequeña cantidad de aire, que al endurecerse, produce un material parecido a la roca con alta resistencia a la compresión pero con una baja resistencia a la tensión. Además de los principales componentes del concreto mencionados, es muy usual que se le agreguen aditivos para mejorar el comportamiento del mismo.

Para la disminución de la deficiencia en la resistencia a la tensión, al concreto se le agrega el acero de refuerzo, con el cual, se obtiene un material que a un costo relativamente bajo, brinda una buena resistencia tanto a las diferentes sollicitaciones que se le imponga como ante efectos climáticos y al fuego.

Generalmente, el concreto es usado para resistir cargas de compresión, por lo cual resulta de vital importancia su curva esfuerzo-deformación unitaria a la compresión.

Esta curva se puede obtener en laboratorio midiendo las deformaciones unitarias en ensayos de cilindros o en la zona de compresión de vigas. En la figura 2.1 se muestra una grafica tipo de esfuerzo deformación unitaria para un concreto de densidad normal.

En esta curva, el módulo de elasticidad E_c , está definido como la pendiente del tramo recto inicial. Este se puede estimar aproximadamente como $0.45f'_c$ y aumenta con la resistencia del concreto. En el caso en que este valor experimental no se conozca, la NSR-98¹ establece una serie de fórmulas para hallarlo dependiendo de la masa unitaria del concreto y en función del tipo de agregado. El valor promedio para toda la información experimental nacional sin distinguir por tipo de agregado es:

$$E_c = (W_c)^{1.5} * 0.034 * \sqrt{f'_c} \quad [\text{Mpa}] \quad \text{Ec. 2.1}$$

¹ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; AIS; Numeral C.8.5.4; Pag. C.53

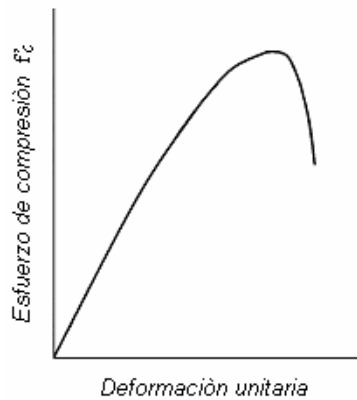


Figura 2.1. Curva esfuerzo-deformación unitaria a la compresión típica para concreto de densidad normal. Adaptada de Nilson.

De igual manera si no se conoce la masa unitaria del concreto o el valor experimental de E_c , también en el mismo numeral de la NSR-98 se encuentran consignadas una serie de fórmulas tendientes a encontrarlo dependiendo del tipo de agregado, siendo el valor promedio para toda la información experimental nacional sin distinguir por tipo de agregado:

$$E_c = 3900 * \sqrt{f'_c} \text{ [Mpa]} \quad \text{Ec. 2.2}$$

Actualmente, el valor de f'_c para concretos de densidad normal fundidos en el sitio, se encuentra en el rango de 21 MPa a 35 MPa (3000 a 5000 lb/pulg²) y puede ser hasta de aproximadamente 42 MPa (6000 lb/pulg²) para elementos de concreto prefabricados y preesforzados¹.

Cuando el concreto se somete a esfuerzos de compresión en una dirección, sucede que, al igual que en otros materiales, se expande en la dirección perpendicular a la dirección de aplicación del esfuerzo². La relación entre la deformación unitaria perpendicular y la longitudinal es conocida como relación de Poisson, la cual depende entre otros factores de la resistencia y de la composición.

¹ Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson; Pag 39

² Building Design and Construction Handbook; Frederick S. Merritt y Jonathan T. Ricketts.

Cuando al concreto se le coloca refuerzo transversal y longitudinal, la curva esfuerzo deformación presentada en la figura 2.1 es diferente. El concreto se puede confinar mediante refuerzo transversal, ya sea utilizando estribos rectangulares o circulares, colocados muy cerca entre ellos. El refuerzo transversal no trabaja en el caso de bajos niveles de esfuerzo en el concreto, pero cuando este se aumenta, las deformaciones transversales también aumentan debido al agrietamiento interno. Esto ocasiona que el concreto se apoye en los esfuerzos transversales, el cual reacciona generándole un confinamiento al concreto. Esta reacción produce una mejora en la curva esfuerzo deformación del concreto.

La resistencia a tensión del concreto es mucho más baja que la resistencia a compresión, cerca de $7\sqrt{f'c}$ para los concretos de resistencias más altas y de $10\sqrt{f'c}$ para los concretos de resistencias más bajas.

2.2.2 PROPIEDADES DEL ACERO

La figura 2.2 muestra curva típica esfuerzo-deformación unitaria para diferentes clasificaciones de aceros estructurales, las cuales se derivan de ensayos a tensión.

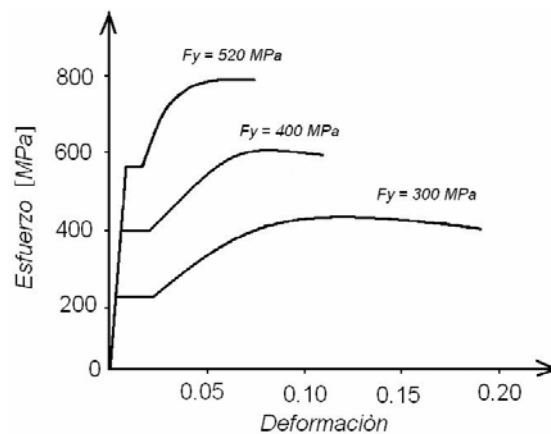


Figura 2.2. Curvas de esfuerzo-deformación para aceros estructurales. Adaptada de Nilson.

Los puntos de fluencia, resistencias y módulos de elasticidad obtenidos por ensayos a compresión son prácticamente los mismos. Hay un rango elástico inicial para los aceros estructurales en el cual no se presentarán deformaciones permanentes en caso de que la carga sea quitada. El módulo de elasticidad, E , el cual es dado por la pendiente de las curvas, es prácticamente constante para todos los aceros, con un valor de 200000 MPa. Una propiedad importante es la ductilidad porque permite la redistribución de esfuerzos en miembros continuos y en puntos de esfuerzos locales altos. La relación de Poisson, es decir, la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria axial, también es medida en ensayos de tensión. Podría ser tomado como 0.3 en el rango elástico y 0.5 en el rango plástico para aceros estructurales. La dureza es definida como la capacidad de un acero de absorber energía, entre mayor es la capacidad mayor será la dureza. Se determina como el área bajo la curva esfuerzo-deformación unitario. La dureza depende tanto de la resistencia del metal como de la ductilidad¹.

La tasa de deformación cambia las propiedades a tensión de los aceros estructurales. En ordinarios ensayos de tensión, la carga es aplicada lentamente. Los datos resultantes son apropiados para el diseño de estructuras para cargas estáticas. Para diseño con aplicación de cargas rápidas, tal como cargas de impacto, datos de tensiones rápidas se requieren. Estos ensayos indican que las resistencias a tensión y de fluencia se incrementan pero la ductilidad y la relación de la resistencia de tensión a la resistencia de fluencia decrecen.

Temperaturas muy altas afectan las propiedades de los aceros estructurales. A medida que la temperatura se incrementa, la curva de esfuerzo-deformación unitaria llega a ser más redondeada y los esfuerzos de tensión y de fluencia decrecen. La relación de Poisson no es significativamente afectada pero el módulo de elasticidad decrece. La ductilidad es disminuida hasta que se alcanza un valor mínimo.

¹ Building Design and Construction Handbook; Frederick S. Merritt y Jonathan T. Ricketts

Bajas temperaturas en combinación con esfuerzos de tensión y especialmente con discontinuidades geométricas pueden causar una falla frágil. Esta es una falla que ocurre con poca indicación de deformación plástica. Una falla dúctil ocurre, por el contrario, principalmente por cortante, usualmente precedida por una gran deformación plástica.

2.2.3 DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA PARA SECCIONES DE CONCRETO REFORZADO

Para el estudio de la ductilidad de un elemento, así como para comprender el desarrollo de las rótulas plásticas y considerar la redistribución de los momentos inelásticos que se producen en la mayoría de las estructuras de concreto antes de llegar al colapso, es muy importante la relación entre el momento que se le aplica a determinada sección del elemento y el cambio de ángulo por unidad de longitud resultante a lo largo del intervalo completo de carga hasta la falla. Al cambio de ángulo por unidad de longitud en una ubicación dada, a lo largo del eje de un elemento cuando este se encuentra sometido a carga de flexión, se le denomina curvatura y se puede expresar como¹:

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

Ec. 2.3

donde: ϕ es la curvatura unitaria y r es el radio de giro.

El cálculo de la relación momento-curvatura para una sección en una viga de concreto subreforzada es posible por medio de la utilización de las relaciones esfuerzo-deformación unitaria para el acero y para el concreto por separado. Para esto se debe tener en cuenta la premisa general de la adherencia perfecta entre

¹ Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson; Pag 216

estos dos elementos y la suposición de sección plana. La tensión a la cual están sometidos el concreto y el acero en esta sección, dependen directamente del valor del momento flector al que está sometida la misma, en donde la deformación máxima del acero y del concreto está relacionada con la curvatura.

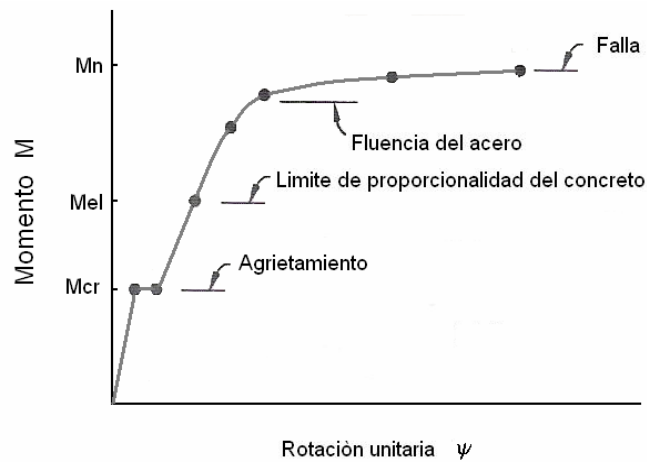


Figura 2.3. Relación momento-curvatura para vigas reforzadas a tensión. Adaptada de la Nilson¹.

Para el cálculo del diagrama momento-curvatura (Figura 2.3) de cualquier sección de concreto reforzado, deben tenerse en cuenta las etapas por las cuales el valor del momento flector crece hasta que produce el colapso. Estas etapas son tres² y se describen como sigue.

En la primera parte, el concreto trabaja a tracción y a compresión, el valor del momento es muy pequeño y no produce fisuraciones en la sección. En esta primera parte, la curvatura puede calcularse con la expresión:

$$\phi = \frac{M}{EI}; \quad \text{Ec. 2.4}$$

¹ Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson; Pag 219

² Hormigón reforzado; NSR-98; Segunda Parte; Roberto Rochel Awad; Pag 186

En esta ecuación:

M es el valor del momento flector,

I es el momento de inercia de la sección transformada y

E es el módulo de elasticidad del concreto.

Aquí, las deformaciones unitarias son pequeñas y el diagrama es casi vertical. La sección se comporta de manera linealmente elástica hasta el punto en el que se fisura el concreto.

La segunda parte se inicia cuando el valor del momento vence la resistencia a tracción del concreto, la sección en la zona de tracción se fisura y solo el acero resiste las tensiones sin llegar a la zona de fluencia. El valor de la curvatura se aumenta a causa de la reducción de la inercia pero sin incremento en el momento. En este instante, la determinación de valores confiables de EI es muy complicada, por lo cual, teniendo la profundidad del eje neutro c y la deformación unitaria del concreto, se puede calcular la curvatura de la sección sin calcular el término EI . Si la tensión de compresión en el concreto es menor de 50% de f'_c , la profundidad del eje neutro se puede determinar usando el método elástico.

Si el momento aplicado en el concreto es mayor de 50% de f'_c , se debe utilizar el método de la rotura. Esta segunda parte termina cuando el refuerzo a tracción llega al punto de fluencia f_y .

Cuando en una sección subreforzada el acero a tracción llega a su tensión de fluencia no quiere decir que el concreto alcance su deformación de rotura y por tanto su capacidad de resistencia no se ha agotado.

La tercera parte del diagrama ocurre cuando el acero tiene que soportar deformaciones superiores a las de fluencia, manteniendo su tensión, durante lo cual en el concreto aumentan las deformaciones y se disminuye la profundidad del eje neutro hasta que el concreto falla por aplastamiento. Durante este proceso el

momento resistido por la sección aumenta ligeramente hasta llegar a su valor último cuando el concreto falla por aplastamiento al alcanzar su deformación última¹.

Las curvas teóricas Momento-Curvatura para secciones de concreto reforzado con cargas a flexión y axiales pueden ser derivadas en base a suposiciones similares a aquella usadas para la determinación de la resistencia a flexión. Se asume que las secciones permanecen planas después de la flexión y que las curvas de esfuerzo-deformación para concreto y acero son conocidas. La curvatura asociada con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales podrían ser determinadas usando estas suposiciones y los requerimientos de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas².

2.2.4 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA COLUMNAS

Un diagrama de interacción de resistencia³ para determinada columna define la carga y el intervalo de falla para excentricidades desde cero hasta el infinito. Hay un único par de valores de P_n y M_n para cada excentricidad, que producirán un estado inminente de falla, cada uno de los cuales constituye un punto en una grafica de P_n Vs M_n , como en la figura 2.4. Esta grafica se conforma con una serie de puntos que son hallados de forma similar al anterior, cada uno de los cuales es correspondiente a una excentricidad diferente. Cada excentricidad en esta grafica está representada por una línea radial y se denota como $e=M/P$, las cuales, con un aumento gradual de carga definirá una trayectoria de carga. La falla se presentará cuando esta trayectoria de carga alcance la curva limite. La línea de carga balanceada divide la grafica en dos partes, una por encima que representan las cargas que se encuentran en compresión y otra zona por debajo para las cargas en tensión.

¹ Hormigón reforzado; NSR-98; Segunda Parte; Roberto Rochel Awad

² Reinforced Concrete Structures; Park R. and Paulay T.; Page 199-202.

³ Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson; Pag 251

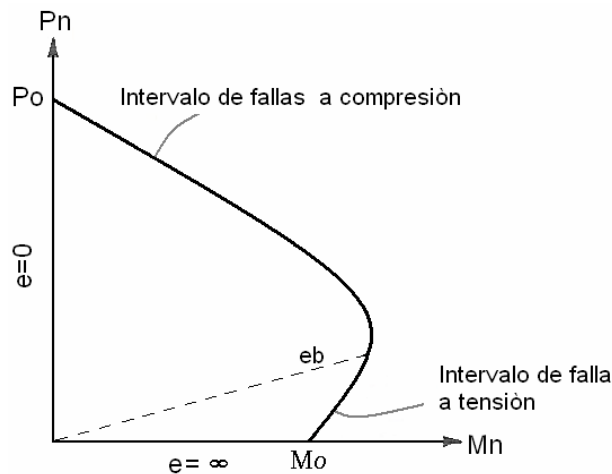


Figura 2.4. Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial. Adaptada de la Nilson.

La capacidad de la columna para carga concéntrica vertical corresponde al eje $e=0$, y P_o y puede ser determinada con la ecuación:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y. \quad E_c 2.5$$

Mientras que el eje horizontal corresponde a un valor infinito de e con una capacidad a momento de M_o .

La magnitud de cada excentricidad producirá distintos tipos de falla, así, una excentricidad pequeña producirá falla por compresión del concreto, en tanto grandes excentricidades originará una falla que inicia con la fluencia del acero a tensión.

Para una determinada columna, el diagrama se traza 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 dentro de la curva es satisfactoria, mientras que una combinación que se encuentre fuera de la curva representa una falla. P_o representa la capacidad de la columna de resistir carga axial, mientras que el punto M_o es la capacidad de la columna de resistir momento flexionante. Sobre la curva, al movernos desde el punto P_o , la capacidad de soportar

carga axial disminuye mientras que la capacidad de resistir momento flexionante aumenta. Entre los puntos P_o y M_o , la columna falla por una combinación de carga axial y flexión. El punto P_b es llamado punto balanceado, en el cual se considera que la falla de la columna ocurre por fluencia del acero y por aplastamiento del concreto¹.

Para una columna, la construcción del diagrama de interacción se hace sencilla escogiéndose valores sucesivos de la distancia al eje neutro c , desde el infinito hasta un valor muy pequeño para obtener $p_n = 0$.

Como se dijo anteriormente, la línea de carga balanceada divide la grafica en dos partes, una por encima que representa el intervalo de falla a compresión y otra zona por debajo que representa el intervalo de falla a tensión. Existe un punto de falla balanceada, en el cual el concreto alcanza su deformación límite ϵ_u al tiempo en que el acero a tensión entra en fluencia.

Flexión biaxial

Anteriormente se vio el caso para cuando en la columna solo está presente la flexión en uno de los ejes principales. Existen casos en los que la columna, a parte de verse sometida a la compresión axial, también existe flexión en los dos ejes principales de su sección y se dice que la columna está cargada biaxialmente. Ejemplo de esto es el caso de las columnas esquineras de edificios.

¹ Diseño de Concreto Reforzado; MCCORMAC, Jack C.

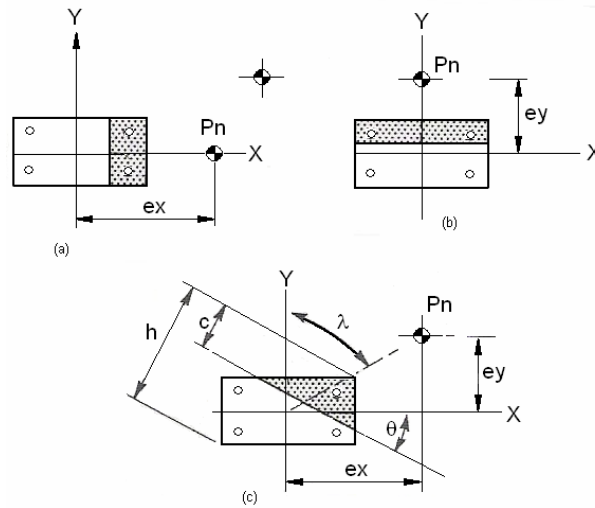


Figura 2.5. Columna cargada biaxialmente. (a) Flexión uniaxial con respecto al eje Y. (b) Flexión uniaxial con respecto al eje X. (c) Flexión biaxial con respecto aun eje diagonal. Adaptada de Nilson.

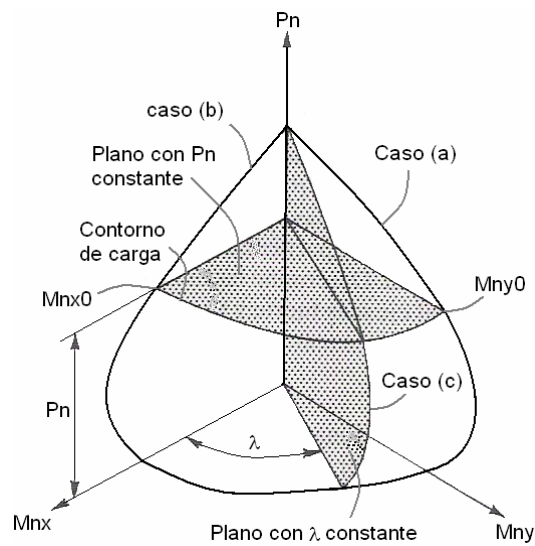


Figura 2.6. Diagrama de interacción para compresión y flexión biaxial. Adaptada de Nilson.

La figura 2.5 esquematiza el caso de columnas cargadas biaxialmente. Teniendo en cuenta estas situaciones de carga, se puede obtener curvas que definen la superficie de falla para una situación de carga axial más flexión biaxial (figura 2.6). En las figuras 2.5a y 2.5b, la sección es sometida a flexión solo con respecto a uno de los ejes principales. En la primera con respecto al eje X, mientras que la segunda con

respecto al eje Y. Las distancia e_x y e_y son las excentricidades de las cargas medidas en la dirección X y en la dirección Y respectivamente. Con los métodos corrientes de flexión uniaxial, se pueden obtener las curvas de interacción definidas en la figura 2.6 como caso (a) y caso (b). Para la curva de interacción producto de la combinación de los ejes de flexión X & Y, mostrada como caso c, la orientación de la excentricidad resultante representada por el ángulo λ , puede ser obtenida mediante:

$$\lambda = \arctan \frac{e_x}{e_y} = \arctan \frac{M_{ny}}{M_{nx}} \quad Ec 2.6$$

En esta última curva, la flexión es respecto a un eje rotado un ángulo θ del eje X. Así, para varios valores de λ , se obtienen diferentes curvas que definen la superficie tridimensional de falla para la situación descrita de una columna con carga axial más flexión biaxial, mostrada en la figura 2.6 expuesta anteriormente. Cualquier combinación de P_u , M_u y M_{uy} que caiga dentro de la superficie, puede aplicarse sobre la columna en forma segura, mientras que si cae por fuera de esta, representaría la falla.

2.3 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

En el Procedimiento Estático Lineal (LSP), las fuerzas sísmicas de diseño, su distribución sobre la altura del edificio, y las correspondientes fuerzas internas y desplazamientos del sistema se determinan a través de un análisis estático lineal elástico. En el LSP, el edificio es modelado con rigidez lineal elástica y amortiguamiento viscoso equivalente con un valor aproximado a aquel esperado para cargas cercas del punto de fluencia. Las demandas sísmicas de diseño para el LSP son representadas por fuerzas estáticas laterales, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad Ec 2.7$$

Donde V es la carga pseudo lateral, C_1 es un factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo contra el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, C_2 es un factor de modificación para tener en cuenta el efecto de la degradación de la rigidez y de la resistencia sobre el máximo desplazamiento de respuesta, C_3 es un factor de modificación para representar el incremento de los desplazamientos debido a el efecto P- Δ , S_a es la aceleración espectral para el período fundamental y coeficiente de amortiguamiento del edificio en la dirección en consideración, W es la carga muerta total y un porcentaje de las cargas vivas.

La magnitud de esta carga se selecciona con el fin de que al ser aplicada al modelo elástico-lineal del edificio arroje amplitudes de desplazamiento que se aproximen a los máximos desplazamientos esperados durante el sismo de diseño. Si el edificio responde de forma elástica al sismo de diseño, las fuerzas internas calculadas estarán razonablemente cercanas a las esperadas. Si la estructura responde inelásticamente al sismo de diseño, como pasa comúnmente, las fuerzas internas que se desarrollarían en los edificios que han entrado en la fluencia serán menores que las fuerzas internas calculadas sobre una base elástica.

Los procedimientos lineales pueden arrojar resultados muy imprecisos cuando se aplican a edificios con sistemas estructurales muy irregulares, a menos que el edificio sea capaz de responder al diseño sísmico en una manera cercanamente elástica. Por lo tanto, los procedimientos lineales no deben ser usados para edificios altamente irregulares, a menos que las demandas de ductilidad en el edificio ocasionadas por el sismo sean suficientemente bajas. Para determinar la aplicabilidad de este procedimiento se puede consultar la sección 2.9.1 del documento FEMA 273¹.

¹ NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273.

2.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL –PUSHOVER–

El análisis estático no lineal es un paso intermedio entre el análisis lineal elástico y el análisis no lineal dinámico. Dentro de este análisis lo que más se utiliza es la técnica del pushover, también conocido con el nombre de análisis incremental del colapso, para encontrar la curva de capacidad de las estructuras. En síntesis, este análisis es una técnica sencilla y eficiente al momento del estudio de algunas características del comportamiento de una estructura sometida a acciones sísmicas, como son el estudio de la capacidad y de la resistencia-deformación. Para realizar este análisis, la estructura se somete a un incremento monotónico de un patrón de cargas laterales. Este incremento se realiza hasta llegar a la capacidad máxima que alcanza la estructura. Con este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, fluencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad, la cual relaciona el cortante basal, con el desplazamiento lateral máximo de la estructura. Esta curva es la base para el análisis sísmico por desempeño. Para determinar la curva de capacidad, se necesita tener completamente definida la estructura, tanto en su geometría como en su armado, además se debe conocer la calidad de los materiales y para el caso de edificaciones de hormigón armado las curvas constitutivas del hormigón y del acero.

Un aspecto importante dentro del análisis estático no lineal es la definición del nodo de control en un edificio, el cual, según consideraciones de FEMA 273¹, está en el centro de masa de la cubierta del edificio; la cima de un ático no debe ser considerado como la cubierta. El desplazamiento del nodo de control se va comparando durante el procedimiento con el desplazamiento designado, el cual caracteriza los efectos del temblor del sismo.

¹ NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273.

2.4.1 DEFINICIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO

Un nivel de desempeño representa una condición de daño limitada que puede ser considerada adecuada para un determinado edificio, en un movimiento determinado del suelo. La condición límite es descrita por el daño físico que se observa en el edificio, por la amenaza a la vida de sus ocupantes creada por dicho daño y por el nivel de servicio del mismo después del sismo.

Los niveles de desempeño son designados independientemente para sistemas estructurales y no estructurales. Así, el nivel de desempeño de cada edificio está compuesto de un nivel de desempeño estructural que describe el estado límite de daño de los sistemas estructurales y de un nivel de desempeño no estructural que describe el estado límite de daño de los sistemas no estructurales.

2.4.1.1 NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Se consideran tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad de la vida y prevención de colapso. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: control de daño y seguridad limitada, los cuales permiten diferenciar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. A continuación se describen estos niveles de desempeño propuestos por la FEMA 273¹.

¹ NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273.

✓ **OCUPACIÓN INMEDIATA (S-1)**

En el nivel de desempeño estructural S-1, se considera que después del sismo el estado de daño es bajo y que los daños estructurales que ocurren son muy limitados. Los sistemas básicos de resistencia de fuerzas verticales y laterales de la edificación mantienen casi toda la resistencia y rigidez que tenían antes del sismo. El riesgo de lesiones que amenacen la vida de los ocupantes como resultado del daño estructural es muy bajo, y aunque algunas reparaciones estructurales menores pueden ser apropiadas, éstas generalmente no serían requeridas con prioridad para la reocupación.

✓ **SEGURIDAD DE LA VIDA (S-3)**

En el nivel de desempeño estructural S-3, se considera que después del sismo el estado de daño ocurrido a la estructura es significativo, pero aún existe algún margen entre este daño y daños totales o el colapso parcial de la estructura.

Algunos elementos estructurales y componentes son gravemente dañados, pero esto no produce un gran riesgo de que se derrumbe el edificio por dentro o por fuera. Pueden ocurrir lesiones durante el sismo; sin embargo, se considera que como resultado del daño estructural, el riesgo global de amenaza a la vida es bajo. Podría ser posible la reparación de la estructura, pero por razones económicas esto podría no ser práctico. Mientras los daños a la estructura no sean un riesgo de colapso inminente, sería prudente llevar a cabo reparaciones estructurales o a las instalaciones para asegurar la reocupación.

✓ **PREVENCIÓN DE COLAPSO (S-5):**

En el nivel de desempeño estructural S-5, se considera que el edificio está al borde de experimentar un colapso parcial o total. Ha ocurrido un daño sustancial a la estructura, trayendo consigo una disminución significativa en la rigidez y la resistencia del sistema resistente a fuerzas laterales, gran deformación lateral de la

estructura y disminución de la capacidad a cargas verticales. Sin embargo, los principales componentes del sistema de resistencia de cargas gravitacionales deben continuar sosteniendo sus demandas a cargas de gravedad. El riesgo de lesión es significativo debido a que puede presentarse el colapso de la estructura. La reparación de la estructura puede que no sea técnicamente práctica y no es seguro su reocupación, ya que la actividad después de la crisis podría inducir al colapso.

✓ **CONTROL DE DAÑO (S-2):**

Este se considera como un rango de los estados de daño que trae consigo un menor daño que el definido para el nivel de Seguridad de la Vida, pero más que el definido para el nivel de ocupación Inmediata.

El criterio de aceptación para este rango puede ser obtenido por interpolación entre los valores proporcionados para los niveles de ocupación inmediata y seguridad de la vida. Se puede decir que en este rango de desempeño la estructura describe daños reparables.

✓ **SEGURIDAD LIMITADA (S-4):**

Al igual que el anterior, este también se considera como un rango de desempeño. Está descrito por estados de daño entre los niveles de seguridad de la vida y el de prevención de colapso. Describe estados de daño mas graves que S-3, y menos graves que S-5, donde la rehabilitación no llega a cumplir requerimientos de seguridad de la vida, pero el estado de la estructura es mejor que para el nivel de estabilidad estructural (S-5).

Los parámetros de aceptación para este rango pueden obtenerse por interpolación entre los valores proporcionados para los niveles (S-3) y (S-5).

✓ **DESEMPEÑO ESTRUCTURAL NO CONSIDERADO (S-6):**

Este no es un nivel de desempeño, pero brinda un punto base para cuando se requiere únicamente evaluaciones sísmicas no estructurales o rehabilitación.

2.4.1.2 NIVELES DE DESEMPEÑO NO ESTRUCTURAL

Se consideran 4 niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales, los cuales son: operacional, ocupación inmediata, seguridad de la vida y riesgo reducido.

Los componentes no estructurales que se tratan en éstos niveles de desempeño incluyen los componentes arquitectónicos, como las divisiones, el revestimiento exterior, y los techos; y los componentes mecánicos y eléctricos, incluyendo los sistemas de plomería, los sistemas de extinción de fuego, y alumbrado.

Los niveles de desempeño no estructurales según FEMA 273¹ se describen a continuación.

✓ **NIVEL DE DESEMPEÑO OPERACIONAL (N-A)**

En este nivel se considera un estado de daño del edificio después del sismo en el cual los componentes no estructurales mantienen las funciones para las que se proyectaron. La mayoría de los sistemas no estructurales requeridos para el uso normal del edificio, incluyendo alumbrado, plomería, y sistemas computacionales, son funcionales, aunque puede requerirse una limpieza y una pequeña reparación de algunos artículos. Este nivel de desempeño requiere consideraciones más allá de aquéllas que normalmente están dentro de la incumbencia del ingeniero estructural. Además, se debe asegurar que los componentes no estructurales están propiamente montados y asegurados dentro de la estructura y también será necesario realizar una

¹ NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273; Page. 2-9.

rigurosa prueba de calificación de la capacidad de los artículos eléctricos y equipos mecánicos importantes para funcionar bien durante o después del sismo.

✓ **OCUPACIÓN INMEDIATA (N-B)**

En este nivel se considera un estado de daño después del sismo en el cual sólo un daño limitado ha ocurrido.

Los accesos básicos y los sistemas para la seguridad de la vida, incluyendo puertas, escaleras, ascensores, alumbrado de emergencia, las alarmas de incendio y sistemas de extinción de fuego, permanecen operables. Aunque podría haber ventanas con pequeñas roturas y daño ligero a algunos componentes.

Suponiendo que el edificio está estructuralmente seguro, se espera que los ocupantes puedan permanecer seguros en el edificio, aunque el uso normal del mismo puede perjudicarse y pueden requerirse alguna limpieza e inspección. En general, los componentes de los sistemas mecánicos y eléctricos en el edificio son estructuralmente. Sin embargo, algunos componentes pueden experimentar daños internos y pueden ser no operables.

El agua, el gas natural, las líneas de comunicaciones, y otras utilidades requeridas para el uso normal del edificio pueden no estar disponibles. El riesgo de amenaza a la vida debido al daño no estructural es muy bajo.

✓ **SEGURIDAD DE LA VIDA (N-C)**

Este nivel es un estado de daño después del sismo en el cual potencialmente ha ocurrido daño significativo y costoso en componentes no estructurales pero estos no se han quitado o se han caído, amenazando la seguridad de la vida dentro o fuera de la edificación. Las rutas de salida dentro del edificio no están completamente bloqueadas, pero podrían ser afectadas por ruinas. Los sistemas de plomería y extinción del fuego podrían haber sido dañados, resultando en inundación local como también en pérdida de función. Aún cuando se presenten lesiones durante el sismo debidas a la falla de componentes no estructurales, se espera que el riesgo

de amenaza de la vida sea bajo. La restauración de los componentes no estructurales podría ser costosa.

✓ **NIVEL DE RIESGOS REDUCIDOS (N-D)**

Este Nivel representa un estado de daño después del sismo en el cual ha ocurrido un amplio daño a componentes estructurales, pero en grandes o pesados componentes que presenten riesgo de caerle a un número de personas se previene la caída. Mientras que algunas lesiones aisladas de seria gravedad pueden presentarse por la caída de escombros, estos podrían afectar un gran número de personas dentro y fuera de la estructura, por eso se recomienda que sean evitados.

✓ **DESEMPEÑO ESTRUCTURAL NO CONSIDERADO (N-E)**

En algunos casos, la decisión podría estar hecha para rehabilitar la estructura sin direccionar las vulnerabilidades de componentes no estructurales. Esto puede ser deseable cuando la rehabilitación debe ser llevada a cabo sin interrupción de las operaciones del edificio. En algunos casos, la rehabilitación puede ejecutarse por completo o en su mayoría desde fuera de áreas ocupadas del edificio, mientras que una interrupción frecuente de las operaciones normales puede ser requerida para la realización de la rehabilitación no estructural.

2.4.1.3 NIVELES DE DESEMPEÑO EN EDIFICACIONES

Las combinaciones de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural forma un nivel de desempeño de una edificación para definir completamente el límite deseado del estado de daño para un edificio. Estas combinaciones representan el comportamiento global del edificio. Es posible

distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura según FEMA 273¹, de los cuales se hace una breve descripción a continuación.

✓ **NIVEL OPERACIONAL (1-A)**

Este nivel de desempeño estructural es una combinación del nivel estructural de ocupación inmediata y el nivel no estructural operacional. Las edificaciones que se encuentran en este nivel de desempeño se espera que tengan un mínimo o ningún daño de sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio está apropiado para su ocupación normal y uso, aunque posiblemente se encuentre ligeramente dañado, con electricidad, agua y otras utilidades suministradas por fuentes de emergencia, y posiblemente sin el funcionamiento de algunos sistemas no esenciales. Los edificios que describen este nivel de desempeño presentan un riesgo extremadamente bajo a la seguridad de la vida. A niveles muy bajos de movimientos sísmicos, la mayoría de los edificios deberían ser capaces de encontrar o exceder este nivel de desempeño. Sin embargo, no será económicamente práctico diseñar para este nivel de comportamiento bajo fuertes movimientos sísmicos, excepto para edificios con servicios esenciales.

✓ **OCUPACIÓN INMEDIATA (1-B)**

Este nivel de comportamiento es una combinación de los niveles de ocupación inmediata estructural y no estructural. En los edificios que alcanzan este nivel de comportamiento se espera que sus componentes estructurales no sufran daño o que éste sea mínimo y únicamente daño menor en sus componentes no estructurales. Aunque sería seguro ocupar estos edificios inmediatamente después de un sismo importante, los sistemas no estructurales podrían no funcionar debido a la falta de electricidad o daños internos al equipamiento. Por consiguiente, aunque la reocupación inmediata de los edificios es posible, podría ser necesarias algunas

¹ NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273; Page. 2-10.

limpiezas y reparaciones, y esperar la restauración de los servicios, antes de que los edificios puedan funcionar normalmente. El riesgo a la seguridad de la vida en este nivel de comportamiento es muy bajo.

✓ **SEGURIDAD DE LA VIDA (3-C)**

Este nivel de comportamiento es una combinación de los niveles de seguridad de la vida estructural y no estructural. Los edificios que alcanzan este nivel podrían experimentar daño extensivo en componentes estructurales y no estructurales. Las reparaciones podrían ser requeridas antes que la reocupación del edificio ocurra, y reparar puede ser juzgado económicamente impráctico. El riesgo a la vida en edificios que alcanzan este nivel es bajo. Este nivel de comportamiento conlleva a daño mayor que el anticipado para nuevos edificios que han sido apropiadamente diseñados y construidos para resistencia sísmica cuando son sujetos a sus sismos de diseño.

✓ **PREVENCIÓN DE COLAPSO (5-E)**

Este nivel de comportamiento consiste del nivel de prevención del colapso sin consideración de las vulnerabilidades no estructurales, excepto aquellos parapetos y accesorios pesados que sean rehabilitados. Los edificios que alcanzan este nivel de comportamiento pueden presentar un riesgo significativo a la seguridad de la vida resultante de la falla de componentes no estructurales. Sin embargo, debido a que el edificio en si mismo no colapsa, pérdidas injustificadas de vida deberían ser evitadas, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura. Muchos edificios que alcanzan este nivel presentarán pérdidas económicas completas. Este nivel algunas veces ha sido seleccionado como la base de decretos obligatorios de rehabilitación sísmica enunciados por las municipalidades, como resulta de la mayoría de riesgos a la seguridad de la vida a costos relativamente bajos.

2.4.2 LIMITES DE RESPUESTA

Para determinar si un edificio alcanza un objetivo de desempeño específico, las cantidades de respuesta de un análisis estático lineal son comparadas con límites para niveles apropiados de desempeño. A continuación se presentan los límites de respuesta estructural, los cuales constituyen criterios aceptados para la estructura del edificio. Los límites de respuesta pueden caer dentro de dos categorías¹:

- Límites de aceptabilidad global del edificio. Estos límites de respuesta incluyen requerimientos para capacidad de cargas verticales, resistencia a cargas laterales y derivas laterales.
- Límites de aceptabilidad de elementos y componentes. Cada elemento (pórticos, muros, diafragmas, o fundaciones) deben ser chequeados para determinar si sus componentes responden dentro de límites aceptables.

2.4.2.1 LIMITES DE ACEPTABILIDAD GLOBAL EN EDIFICACIONES

✓ CARGAS GRAVITACIONALES

A cualquier nivel de comportamiento la estructura debe ser capaz de resistir las cargas gravitatorias. Cuando un elemento o componente pierde su capacidad de resistir cargas verticales, el sistema estructural debe ser capaz de redistribuir esta carga a otros elementos o componentes del sistema existente o rehabilitado.

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40. v.1. p.11-2

✓ CARGAS LATERALES

La degradación de muchos elementos estructurales puede traer consigo una disminución de la capacidad del sistema a resistir cargas laterales. Esta disminución, no debe sobrepasar el 20% de la resistencia máxima de la estructura. En caso de que se presenten valores mayores, la estructura debe ser rehabilitada o emplear metodologías más exactas para una mejor estimación de la respuesta esperada.

✓ DEFORMACIONES LATERALES

Las deformaciones laterales alcanzadas son comparadas contra los límites de deformaciones que conforman los niveles de comportamiento. La tabla 2.1 presenta los límites de deformaciones para varios niveles de desempeño. La deriva máxima total es definida como la deriva de entrepiso en el punto de desplazamiento de desempeño. La deriva inelástica máxima es definida como la porción de la deriva máxima total después del punto de fluencia. Para estabilidad estructural, la deriva máxima total en el piso i en el punto de desempeño no debería exceder la cantidad $0.33V_i/P_i$, donde V_i es la fuerza cortante lateral en el piso i y P_i es la carga gravitatoria total en el piso i .

Tabla 2.1. Límites de Deformaciones (ATC-40)

Límites de Derivas de Entrepiso	NIVELES DE DESEMPEÑO			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de la Vida	Estabilidad Estructural
Deriva Total Máxima	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33V_i/P_i$
Deriva Inelástica Máxima	0.005	0.005-0.015	Sin Limite	Sin Limite

2.4.2.2 LIMITES DE ACEPTABILIDAD PARA ELEMENTOS Y COMPONENTES

Todos los elementos del sistema estructural deben ser revisados con el fin de determinar si sus componentes satisfacen los requerimientos bajo puntos de desempeño.

✓ ELEMENTOS Y COMPONENTES PRIMARIOS Y SECUNDARIOS

Cada elemento y componente es clasificado como primario o secundario dependiendo su importancia para el sistema de resistencia de cargas laterales en el punto de desempeño o cerca de él. Los elementos y componentes que suministran una parte importante de la resistencia de la estructura o rigidez lateral en el punto de desempeño son considerados como primarios. Los otros elementos y componentes pueden ser considerados como secundarios.

✓ RESISTENCIA DEL COMPONENTE

Para componentes dúctiles controlados por deformaciones, la respuesta inelástica es aceptable si los límites aceptados no son excedidos. Además, el análisis de resultados debería ser verificado para asegurar que la deformación por endurecimiento del modelo analítico no resulte en acciones internas no realistas que excedan las resistencias esperadas del componente. Para componentes frágiles, con acciones controladas por fuerza, los componentes deberían ser modelados con resistencia degradante una vez la resistencia se ha alcanzado.

✓ CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DEL COMPONENTE

No se permite que las deformaciones calculadas de los componentes excedan los límites de deformaciones para los niveles de desempeños apropiados. Los criterios de aceptabilidad de deformaciones deberían ser establecidos como sigue:

- Para acciones, componentes y elementos primarios: La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural es definida como la deformación a la cual empieza una reducción significativa de la resistencia lateral. La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Seguridad de la Vida es definido como el 75% de la deformación de Estabilidad Estructural.
- Para acciones, componentes y elementos secundarios: la capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural es definido como la deformación en la cual la capacidad de resistencia de cargas verticales es perdida. La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Seguridad de la Vida es definido como el 75% de la deformación de Estabilidad Estructural.

2.4.2.3 ACEPTABILIDAD PARA PÓRTICOS DE CONCRETO VIGA-COLUMNA.

La aceptabilidad debería considerar la capacidad de deformación y de resistencia de vigas, columnas, uniones, y otros componentes, considerando también conexiones con elementos adyacentes. La valoración debería considerar al menos lo siguiente:

- La respuesta flexo-axial de vigas y columnas, incluyendo la evaluación de probables mecanismos de fluencia y cálculo de la resistencia inelástica y demandas de rotación.
- La respuesta de cortante de vigas y columnas, en componentes extremos y en secciones a lo largo de la luz donde los refuerzos cambian.
- Acción sobre uniones viga-columna considerando el equilibrio de fuerzas de vigas y columnas que llegan al nodo.

- Conformidad de longitudes de desarrollo, de empalme y recubrimientos de refuerzos transversales y longitudinales en vigas, columnas y uniones.
- Potencial para pérdidas de capacidad de carga gravitatoria debido a la falla de vigas, columnas o uniones.

Las principales causas de colapsos en estructuras aporticadas son fallas en columnas y uniones. La evaluación debería ser especialmente concentrada en acciones a flexión, cortante y deslizamiento en columnas con refuerzo transversal inadecuado, y acciones de cortante en nudos con refuerzo transversal mínimo.

2.4.3 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y máxima deformación de sus componentes individuales. Para la determinación de las capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como, el análisis estático no lineal. Por medio de estos procedimientos es posible obtener un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad.

En el análisis estático no lineal, existen dos formas de encontrar la curva de capacidad resistente, en la primera se aplican cargas incrementales monotónicas en una dirección hasta que la estructura alcance el colapso (Técnica del Pushover) y en la segunda se la somete a un acelerograma, el cual se va incrementando paulatinamente hasta que la estructura colapse.

Las características no lineales de carga-deformación de los componentes individuales y elementos del edificio son modelados directamente. El modelo matemático del edificio está sujeto a incrementos de cargas laterales monotónicas o de desplazamientos hasta que un desplazamiento designado sea excedido o el edificio colapse. El desplazamiento designado se piensa que representa el máximo

desplazamiento que probablemente puede ser experimentado por la estructura durante el sismo de diseño.

A causa de que el modelo matemático considera directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, el cálculo de las fuerzas internas serán aproximaciones razonables de aquéllos esperados durante el sismo de diseño.

La curva de capacidad es una relación entre las fuerzas en la base y los desplazamientos en el nivel superior de la estructura como se muestra en la figura 2.7. Para realizar la curva de capacidad, se van teniendo en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que fluyen. De esta forma, se aplica un incremento monotónico de fuerzas horizontales hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Esta curva es construida habitualmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en el supuesto que el modo fundamental de vibración corresponde a la respuesta predominante, lo cual es válido para estructuras con períodos propios menores que 1 s. Para estructuras con periodos mayores, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos de vibración. Para determinar si estos modos superiores son significantes, un análisis espectral de respuesta modal debe realizarse para la estructura usando los modos suficientes para capturar el 90% de la participación de la masa, y un segundo análisis espectral de respuesta debe realizarse considerando sólo la participación del primer modo. Los efectos de los modos superiores deberían ser considerados si el cortante en cualquier piso calculado del análisis modal considerando todos los modos requeridos para obtener el 90 % de la participación de la masa excede el 130% del correspondiente cortante de piso resultante del análisis considerando únicamente la participación del primer modo de respuesta¹.

¹ NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273; Page. 2-31.

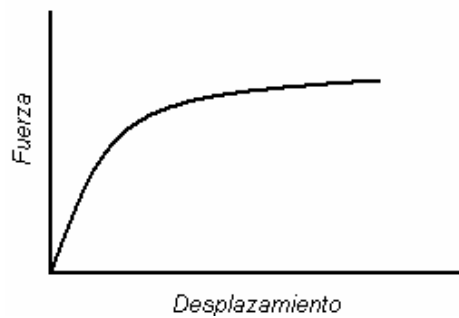


Figura 2.7. Curva de capacidad.

PROCEDIMIENTOS PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD

La capacidad de la estructura es representada por una curva Pushover. La forma más conveniente para trazar la curva fuerza-desplazamiento es mediante el registro del cortante basal y el desplazamiento de techo. El procedimiento a realizar según ATC-40¹ es el siguiente:

1. Crear un modelo de computadora de la estructura.
2. Clasificar cada elemento en el modelo como primario o secundario.
3. Aplicar las fuerzas laterales de piso a la estructura en proporción al producto de la masa y la forma modal fundamental. Este análisis debería también incluir cargas gravitacionales.
4. Calcular las fuerzas de los miembros para las combinaciones requeridas de cargas verticales y laterales.
5. Ajustar el nivel de fuerza lateral para que algún elemento (o grupo de elementos) alcance el 10% de la resistencia del miembro.

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Page. 8-4

6. Grabar el desplazamiento de techo y el cortante basal.
7. Revisar el modelo usando rigidez cero (o muy pequeña) para elementos que hayan fluido.
8. Aplicar un nuevo incremento de carga lateral a la estructura revisada tal que algún otro elemento o grupo de elemento fluya.
9. Adicionar el incremento de carga lateral y el correspondiente incremento de desplazamiento de techo a los totales previos para dar los valores acumulados de cortante basal y desplazamiento de techo.
10. Repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que la estructura alcance un límite último tal como la inestabilidad debida a efectos $P-\Delta$; distorsiones considerablemente más allá del nivel de comportamiento deseado: un elemento (o grupo de elementos) alcanzando un nivel de deformación lateral en el cual empieza una degradación importante de la resistencia, o un elemento (o grupos de elementos) alcanzando un nivel de deformación lateral en el cual la pérdida de capacidad de soporte de cargas gravitatorias ocurra.
11. Explícitamente modelar la degradación de la resistencia global. Si el incremento de carga fue detenido en el paso 10 como un resultado de alcanzar un nivel de deformación lateral, en el cual todos o un significativo número de elementos (o grupos de elementos) no pueden resistir más, es decir, su resistencia se ha reducido significativamente y por tanto, la rigidez es reducida o eliminada. Una nueva curva de capacidad es creada, empezando en el paso 3 de este procedimiento. Crear tantas curvas pushover adicionales como sea necesario para definir adecuadamente la pérdida completa de resistencia.

2.4.4 CÁLCULO DE LA DEMANDA USANDO EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.

La ubicación de los puntos de desempeño debe satisfacer 2 relaciones: 1) El punto debe quedar sobre la curva de espectro de capacidad con el fin de representar la estructura en un desplazamiento dado, y 2) El punto debe quedar sobre la curva de demanda espectral, reducida del espectro elástico de diseño amortiguado el 5%, que representa la demanda no lineal al mismo desplazamiento estructural. Para esta metodología, los factores de reducción espectral son dados en términos de amortiguamiento efectivo. Un amortiguamiento efectivo aproximado es calculado en base a la forma de la curva de capacidad, la demanda de desplazamiento estimada, y los lazos histeréticos resultantes.

En el caso general, la determinación del punto de desempeño requiere una búsqueda de prueba y error para poder satisfacer los dos criterios especificados anteriormente. Sin embargo, existen diferentes procedimientos que estandarizan y simplifican el proceso iterativo. Estos procedimientos están basados en el mismo concepto y relaciones matemáticas pero varían en su dependencia de técnicas analítica versus gráficas.

Dentro de estos procedimientos, consistentes en una serie de instrucciones paso a paso para la determinación del punto de desempeño, están el A, el B, o el C, los cuales son expuestos en la ATC-40¹.

PROCEDIMIENTO A: Este procedimiento es netamente iterativo, pero está basado en ecuaciones y fácilmente puede ser programado en una hoja de cálculo. Es más un método analítico que gráfico.

PROCEDIMIENTO B: Se introduce una simplificación en el modelamiento bilineal de la curva de capacidad que permite una solución relativamente directa para el punto

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Page. 8-8

de desempeño con pocas iteraciones. Al igual que el procedimiento A, el procedimiento B es más un método analítico que un método gráfico y es probablemente el más conveniente para la programación en hoja de cálculo.

PROCEDIMIENTO C: El procedimiento C es un método puramente gráfico para encontrar el punto de desempeño, similar al método del espectro de capacidad concebido originalmente. Es el método más conveniente para análisis manual. No es particularmente conveniente para la programación en hoja de cálculo.

2.4.4.1 DESARROLLO CONCEPTUAL DEL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

✓ CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD Y DEL ESPECTRO DE DEMANDA A FORMATO ADRS.

Para usar el método de espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, la cual está en términos del cortante basal y el desplazamiento de techo a lo que se denomina espectro de capacidad, el cual es una representación de la curva de capacidad en formato ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra). Las ecuaciones requeridas para hacer las transformaciones son presentadas en ATC-40¹.

✓ CONSTRUCCION DE LA REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD.

Una representación bilineal del espectro de capacidad es necesaria para estimar el amortiguamiento efectivo y la reducción apropiada de la demanda espectral. La

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Capítulo 8.

construcción de la representación bilineal requiere la definición del punto de desempeño que es estimado por el ingeniero para desarrollar un espectro de demanda reducido. Si el espectro de respuesta reducido intersecta el espectro de capacidad en el punto estimado, entonces este es el punto de desempeño.

La figura 2.8 muestra un ejemplo de representación bilineal del espectro de capacidad. Para construir la representación bilineal se debe trazar una línea que siga la rigidez inicial de la estructura. Luego una segunda línea desde el punto de desempeño escogido que intersecte la primera línea. La pendiente de la segunda línea debe ser tal que cuando intercepte la primera línea en el punto a_y , d_y , el área designada A1 en la figura 2.8 sea igual al área A2. Esto se hace con el fin de que bajo ambas curvas la energía asociada sea igual.

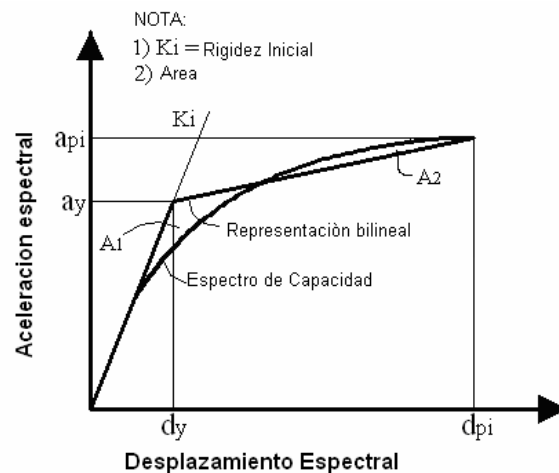


Figura 2.8. Representación Bilineal del espectro de capacidad para el Método del Espectro de Capacidad. Adaptada de ATC-40¹.

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Page. 8-13

✓ **ESTIMACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO Y REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA AMORTIGUADO DEL 5%.**

El amortiguamiento que ocurre cuando un sismo lleva a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso que es inherente en la estructura y amortiguamiento hysterético. El amortiguamiento hysterético está relacionado al área dentro de los lazos que son formados cuando la fuerza sísmica (cortante basal) es dibujada contra el desplazamiento estructural. El amortiguamiento hysterético puede ser representado como amortiguamiento viscoso equivalente, para lo cual, se pueden usar las ecuaciones que están disponibles en el ATC-40¹.

✓ **DESARROLLO DEL ESPECTRO DE DEMANDA**

El espectro de respuesta del 5% puede ser desarrollado basado en la información suministrada en el ATC-40². El espectro de respuesta reducido, llamado espectro de demanda, puede ser dibujado como en la figura 2.9. Un procedimiento para convertir el espectro de respuesta desde el formato de S_a Vs T al formato ADRS se trató en el numeral 2.4.4.1.

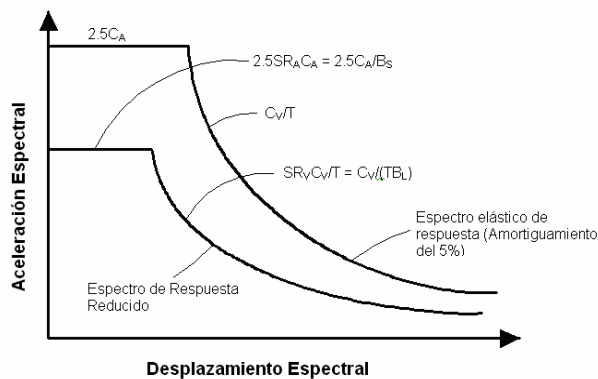


Figura 2. 9. Espectro de respuesta reducido. Adaptada de ATC-40.

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Page. 8-14, 8-15

² ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Capítulo 4.

✓ INTERSECCIÓN DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD Y DEL ESPECTRO DE DEMANDA

Cuando el desplazamiento en la intersección del espectro de demanda con el espectro de capacidad, d_i , está dentro del 5% ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$) del desplazamiento de desempeño escogido, a_{pi} , d_{pi} , el valor de d_{pi} , se convierte en el punto de desempeño. Si esta condición no se cumple, se debe elegir otro valor de a_{pi} , d_{pi} , y el proceso es repetido (ver figura 2.10). El punto de desempeño representa el desplazamiento espectral máximo esperado para la demanda impuesta por el movimiento sísmico.

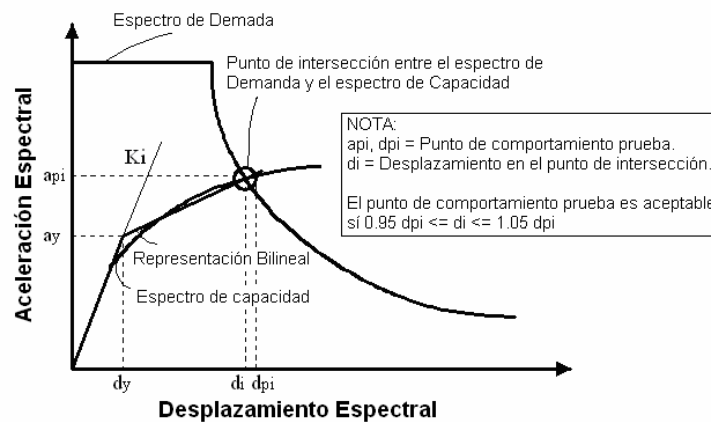


Figura 2. 10. Punto de intersección de la demanda y el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable. Adaptada de ATC-40¹.

2.4.4.2 CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO UTILIZANDO EL PROCEDIMIENTO A (ATC-40).

En este procedimiento, las iteraciones son hechas manualmente o utilizando hojas de cálculo para converger al punto de desempeño. Involucra los siguientes pasos:

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Page 8-21

1. Construir el espectro elástico de respuesta amortiguado por el 5% apropiado para el sitio.
2. Transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad. Dibujar la curva de capacidad sobre la misma gráfica que el espectro de respuesta amortiguado como se muestra en la figura 2.11.

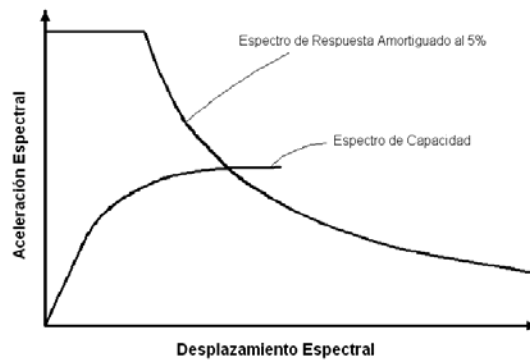


Figura 2.11. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 2. Adaptada de ATC-40¹.

3. Seleccione un punto de desempeño a juicio, a_{pi} , d_{pi} , como se muestra en la figura 2.14. Este primer punto podría ser el desplazamiento obtenido usando la aproximación de igual desplazamiento, o podría ser el punto final del espectro de capacidad, o cualquier otro punto elegido en base a criterios ingenieriles.
4. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad usando el proceso ya descrito e ilustrado en la figura 2.12. El resultado de este paso es ilustrado en la figura 2.13.
5. Calcular los factores de reducción del espectro de respuesta. Desarrollar el espectro de demanda. Dibujar el espectro de demanda en la misma gráfica que el espectro de capacidad como se muestra en la figura 2.14.

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Page 8-22

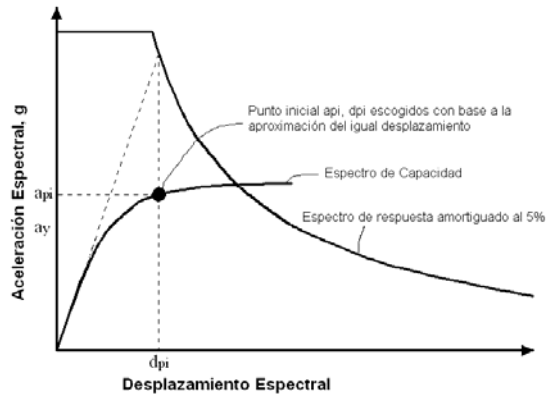


Figura 2.12. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 3. Adaptada de ATC-40¹.

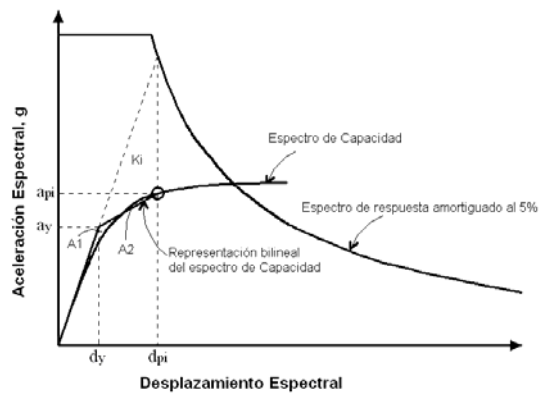


Figura 2.13. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 4. Adaptada de ATC-40.

6. Determinar si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad en el punto a_{pi} , d_{pi} , o si el desplazamiento en el cual el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad d_i , está dentro de la tolerancia aceptable de d_{pi} (Figura 2.15).

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Page 8-22

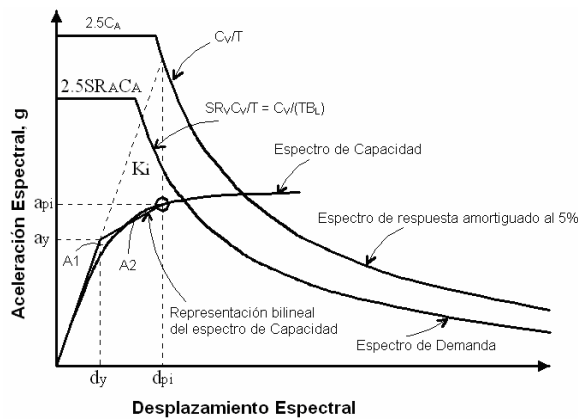


Figura 2.14. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 5. Adaptada de ATC-40¹.

7. Si el espectro de demanda no intersecta el espectro de capacidad dentro de la tolerancia aceptable, entonces se selecciona un nuevo valor de a_{pi} , d_{pi} , y retornar al paso 4.

Una nueva elección del punto a_{pi} , d_{pi} podría ser el punto de intersección determinado en el paso 6, o cualquier otro punto elegido en base a criterio ingenieril.

8. Si el espectro de demanda intersecta el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable, entonces el punto de desempeño escogido a_{pi} , d_{pi} , es el punto de desempeño a_p , d_p , y el desplazamiento d_p , representa el máximo desplazamiento estructural esperado para la demanda sísmica.

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Page 8-22

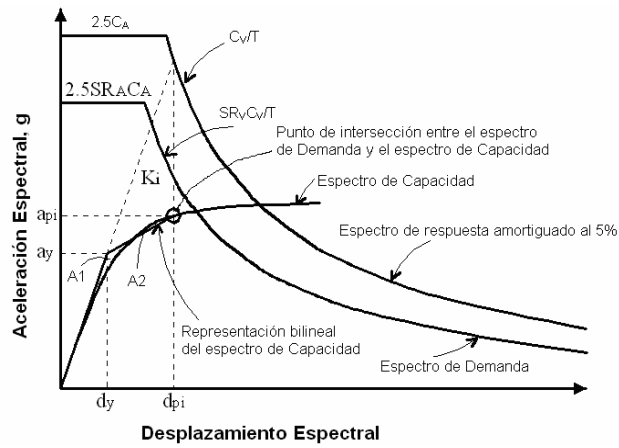


Figura 2.15. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 6. Adaptada de ATC-40¹.

¹ ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40; Page 8-22

CAPITULO 3

DISTRIBUCIÓN DE INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS EN EDIFICACIONES -NORMATIVIDAD Y PRÁCTICAS COMUNES-

3.1. INTRODUCCIÓN

Cuando no se efectúa una coordinación adecuada en el proceso constructivo o en la etapa de diseño, trae como consecuencia que desde la ejecución de la obra comienza el deterioro de la estructura, lo cual conlleva a que la estructura construida no se comporte según lo proyectado, hasta tal punto de afectar negativamente su comportamiento.

Como es de esperarse existe una gran diferencia entre una construcción de buena y una de mala calidad y esto se ve reflejado al momento de la ocurrencia de un sismo, el cual puede revelar los errores constructivos ocultos bajo los acabados, poniendo en evidencia la calidad de la construcción y la de los materiales utilizados en la obra. Por razones propias de comportamiento, durante el sismo se dañan primero las zonas débiles, como los lugares donde se embebió un ducto, se hizo un mal empalme, un despiece inapropiado, un anclaje indebido, etc.¹. Las estructuras que han soportado condiciones excepcionales de fuerza como las que se presentan bajo acción sísmica quedan en pie como evidencia de su buena calidad constructiva y acertada respuesta ante tal fenómeno natural. Pero así mismo, las edificaciones que colapsan o fallan ponen de manifiesto su pobre condición ya sea por razones del mal comportamiento estructural, inestabilidad, falta de resistencia o rigidez, mala calidad de los materiales, etc., mostrando en muchos casos de una manera trágica dichas falencias y errores de diseño ó de construcción o en el peor de los casos de ambas etapas.

¹ Revista NOTICRETO N° 53; ASOCRETO; Las malas costumbres en Construcción; Harold Muñoz.

Como se ha mencionado, frecuentemente se cometen muchos errores relacionados con la distribución de las instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones. Los cuales pueden afectar de forma adversa el comportamiento de la estructura.

En ese orden de ideas, lo que se pretende en el presente capítulo es realizar un planteamiento de las distribuciones adecuadas de las instalaciones hidráulica y sanitaria en edificaciones ajustadas a las especificaciones que al respecto tenemos en la NSR-98¹ y que a continuación se nombran, y con base a estas se dará la identificación de los errores más comunes que al respecto se cometen en nuestro medio teniendo en cuenta visitas, entrevistas y observaciones a edificaciones con sistema tradicional y sistema túnel.

No obstante, también existen especificaciones en otras normas como la ACI en el capítulo 6, numeral 6.3 referido a los conductos y tuberías embebidas en el concreto, además existe una publicación basada en ACI 318-02, la “Essential requirements for reinforced concrete buildings”² que en su numeral 6.8 habla sobre ductos, aberturas y tuberías embebidas, entre otras, pero nuestro estudio será basado en las especificaciones de la NSR-98 puesto que ésta es la que rige en Colombia.

Además, en este capítulo se señalan algunas de las posibles causas y efectos de los errores en mención y se hará una breve descripción de los mismos.

¹ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; AIS.

² Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings; For Buildings of Limited Size And Height, Based on ACI 318-02; Capítulo 6; pag 78.

3.2. EVALUACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN DE INSTALACIONES INTERIORES

En la actualidad, la distribución que se le da a las instalaciones hidráulica y sanitaria en las edificaciones en muchos casos, es un proceso que se puede decir es un poco aleatorio en cuanto depende de factores que se van presentando mientras se avanza en la construcción de la obra. En cuanto a esto, se puede inferir que no debería ser así, debido a que cuando se comienza la fase de construcción de una obra civil, se supone que todos los parámetros relacionados con el diseño ya están debidamente preestablecidos y que todos los pequeños ajustes están subsanados. Pero lastimosamente no se posee la costumbre del trabajo en equipo de todos los profesionales relacionados con el proceso de diseño y construcción. Esto facilitaría en gran medida la solución a los inconvenientes y dificultades que se puedan presentar, para que cuando llegue la fase de construcción de la obra, todo esté minuciosamente premeditado. Así, por ejemplo, se presenta el caso que en el diseño de un edificio el arquitecto o la persona encargada de realizar los planos arquitectónicos, nunca llega a interactuar si quiera con el ingeniero estructural, y éste a su vez con el ingeniero sanitario encargado de realizar la distribución de las tuberías. Entonces vemos que el trabajo que se debería hacer en equipo y de manera secuencial, se hace por partes y de manera individual, trayendo como consecuencia que al momento de la construcción, el constructor posiblemente se vea obligado a tomar decisiones apresuradas en el acto, como puede ser atravesar con una tubería un elemento estructural, por no haber mas alternativas que se hubiesen podido definir en el proceso de diseño. Este y otros factores que se trataran más adelante son algunos de los causantes de los errores cometidos al momento de la distribución de las tuberías que conforman los sistemas hidráulicos y sanitarios en edificaciones.

3.2.1. NORMATIVA EXISTENTE EN LA NSR-98 AL RESPECTO

Como se mencionó, el estudio de la presente tesis se basa en la NSR-98, en donde se puede encontrar una serie de normas tendientes a controlar el aspecto de la distribución de las instalaciones hidráulicas y sanitarias en edificaciones y que tienen que ver con la problemática tratada. Así, en el Título C, encontramos que en el Capítulo C.6- Formaletas, Tuberías Embebidas y Juntas de Construcción, Numeral C.6.3, hay una serie de normas respecto a las limitaciones al embeber conductos, tuberías y camisas en el concreto y en algunos elementos que hacen parte del sistema de las edificaciones. Así mismo en el Título D, Capítulo D.4- Requisitos Constructivos para Mampostería Estructural, Numeral D.4.5.6, habla de las tuberías embebidas en los muros de mampostería. También, en el título E, Capítulo E.2- Muros Estructurales, Numeral E.2.1.4, trata acerca de la pérdida de sección en los muros estructurales. En este mismo título, en el Capítulo E.5, Numeral E.5.4.1- Instalaciones Hidrosanitarias, habla de las instalaciones sobrepuestas, empotradas y enterradas en el sistema de cimentación. Sin embargo cabe destacar que las especificaciones contenidas en la NSR-98 no pasan de ser sólo especificaciones puntuales las cuales no resultan suficientes.

Todas estas normas son consignadas en el Anexo A, al igual que las especificaciones existentes al respecto en la publicación basada en ACI 318-02, la “Essential requirements for reinforced concrete buildings”¹.

3.2.2. ASPECTOS A TENER EN CUENTA PARA UNA ADECUADA CONSTRUCCIÓN DE INSTALACIONES

Se puede decir que una buena distribución de las tuberías hidráulicas y sanitarias en una edificación de tipo tradicional, se puede lograr ajustándose a las especificaciones existentes al respecto expuestas anteriormente, es decir, tratando de respetarlas,

¹ Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings; For Buildings of Limited Size And Height, Based on ACI 318-02; Capítulo 6; pag 78, 79.

aunque en la realidad sea complicado ceñirse completamente a estas como ya se ha mencionado. En el campo de la construcción se deben tomar muchas decisiones al llegar a la etapa constructiva propiamente dicha, hasta tal punto que en ocasiones el constructor se ve en la necesidad de violar alguna(as) de estas normas para dar cabalidad a lo que está en los planos y garantizar que se cumplan los diseños hidráulicos y sanitarios de la edificación que permitan el funcionamiento de todo el sistema. A pesar de esto, el constructor debe estar en la capacidad de saber elegir cual de todas las alternativas de las que puede hacer uso es la que brinda menores riesgos para la estructura, es decir, cómo “apartarse un poco de la norma” sin que se vea comprometida, de una u otra forma, la estabilidad del sistema estructural o su buen comportamiento ante los requerimientos para los que fue proyectada la obra.

En la construcción de edificaciones, se puede decir que actualmente no existe una forma concreta o una guía práctica entre los constructores que indique cómo se deben hacer las distribuciones de las instalaciones hidráulicas y sanitarias en una edificación. Simplemente, lo que estos tratan es de evitar situaciones que claramente afectan la resistencia de la estructura y que rechaza la norma, como es no tocar elementos estructurales que hacen parte del sistema de resistencia sísmica de estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (DM0) y especial (DES)¹. Pero, si llegado el caso, estos elementos no pueden ser evitados bien sea por el alineamiento de una tubería o por mantener la pendiente de diseño de la misma o por algún otro motivo, sencillamente los atraviesan sin ningún temor y sin hacer un estudio de lo que esto podría acarrear a la estructura. Lo anterior se hace porque, según las entrevistas realizadas, es creencia popular que esto no afecta en gran medida a la estructura. Esto parecería cierto si se consideran únicamente las fuerzas verticales a las que está sometida la edificación, pero nos deberíamos preguntar que pasaría si dicha estructura es sometida a la devastadora fuerza que un sismo de gran magnitud puede producir, y es cuando se debe prender el bombillo de alerta y tomar este caso con mayor seriedad y responsabilidad tratando que todos los

¹ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; AIS; Numeral C.6.3.1.1

errores que se puedan cometer en la distribución de las instalaciones, queden reducidos al mínimo ó, mejor aún, anulados desde el mismo momento del diseño de todo el conjunto de partes que conforman el sistema de una edificación. Es posible lograr esto con un trabajo en equipo de todos los profesionales implicados en dicho diseño como se viene haciendo énfasis.

A pesar de esta deficiencia en la forma cómo se debería hacer la distribución de las instalaciones en una edificación sin afectar considerablemente su resistencia, actualmente existen modos de realizar dicha distribución en una forma satisfactoria en cuanto a estabilidad y resistencia se refiere y ajustándose a las normas. Es entonces cuando aparecen y se han ideado diferentes maneras de realizar esto, para lo cual, se le da solución a cada parte del problema como por ejemplo evitar atravesar elementos estructurales utilizando tuberías colgantes en instalaciones sanitarias que van por debajo de las placas de entrepiso y que recolectan directamente los efluentes de aparatos sanitarios del piso y la entrega a un determinado bajante para luego ser transportada al alcantarillado. A estas tuberías se les denominan ramal de descarga. En la figura 3.1b tenemos ejemplos de ramales de descarga en el sótano de un edificio, mientras en la figura 3.1a podemos ver tuberías colgantes utilizadas como colector de las aguas servidas de bajantes y que luego la transportan a la caja de inspección.

Para los bajantes de aguas negras o de aguas lluvias, existen formas correctas de ubicarlos dentro de la estructura. Estos pueden ser proyectados por sitios escogidos con base en la disposición de los planos arquitectónicos y estructurales o por aberturas que se han dejado en el diseño a través de las placas de entrepiso. Así, los bajantes de una edificación, se deben pasar por sitios donde los sistemas estructurales de la edificación no sean afectados como es el caso de los buitrones, los cuales son ductos dejados y proyectados para tal fin. La proyección de estos muchas veces se hace a través de las placas de entrepiso, considerando un sistema de aberturas de placas ó por las partes extremas de la edificación como puede ser por la fachada de la misma.



(a)

(b)

Figura 3.1. Ejemplos de tuberías colgantes en una edificación.

Otro sitio por donde es frecuente y muy práctico ubicar los bajantes es por los espacios dejados para las escaleras. Un ejemplo de la ubicación de los bajantes en una edificación se ilustra en la figura 3.2, donde se muestran buitrones a través de las placas de entepiso con las tuberías aún al descubierto (figura 3.2a). Luego estas tuberías son cubiertas con muros de ladrillo para mejorar la apariencia del interior (Figura 3.2b). También en la figura 3.3 se ilustran bajantes en una edificación ubicados en los espacios dejados para las escaleras.

Además de esto, también se pueden bajar tuberías paralelas a las columnas o muros y pegadas a los mismos de tal forma que no encuentren a su paso ninguna clase de elementos estructurales. Luego estas tuberías son recubiertas en toda su altura resultando como una especie de columnas falsas que son las que quedan a la vista. Un ejemplo de esto se muestra en la figura 3.4.



(a)



(b)

Figura 3.2. Ejemplos de tuberías verticales por medio de sistemas de aberturas de placa.



Figura 3.3. Ejemplos de tuberías verticales a través de los espacios de las escaleras en una edificación.



Figura 3.4. Ejemplos de tuberías verticales pegada a un elemento estructural.

En síntesis, se puede decir que una buena distribución de instalaciones hidráulicas y sanitarias desde el punto de vista estructural, se logra ubicando cada miembro de dicha distribución sin que afecte los elementos estructurales de la edificación, para lo cual no existe un procedimiento tomado como referencia ni estipulado en normas, sino que se utilizan y se han venido desarrollando diferentes tipos de alternativas como las mencionadas anteriormente.

3.3. ERRORES FRECUENTES EN LA DISTRIBUCIÓN DE INSTALACIONES

3.3.1 ALGUNAS CAUSAS DE ERRORES EN EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN

El proceso de construcción involucra varias fases como se mencionó anteriormente. En cada una de ellas, se pueden dar errores que disminuyen de forma intrascendente ó de forma significativa la calidad de la obra. Algunas de las causas para la obtención de estos errores se mencionan a continuación.

✓ **FALTA DE COORDINACIÓN ENTRE LOS DIFERENTES DISEÑOS**

Para realizar un verdadero diseño que sea lo más óptimo posible y que esté acorde con las necesidades de los usuarios que van a hacer uso de la obra una vez construida, es necesario una adecuada planeación y una etapa de prediseño, donde todos los profesionales que elaborarán algún tipo de trabajo se coloquen de acuerdo con las limitantes y problemas de la parte que le corresponde con respecto a los otros diseños para así realizar un proyecto donde exista armonía entre la parte arquitectónica, estructural, hidráulica etc., y no queden cabos sueltos, ni cosas al azar al momento de construir. Sin embargo existen muchas obras donde no se cumple lo planteado anteriormente, donde las diferentes personas encargadas de realizar cada parte del diseño trabajan por separado y al momento de la construcción, se presentan inconvenientes en las diferentes partes del mismo. Como por ejemplo, el arquitecto ejecuta su trabajo sin tener en cuenta los criterios de ingeniería, a su vez el ingeniero civil realiza el diseño estructural ajustado a lo que el arquitecto le entrega. Así, se tiene que el diseño no es el más apropiado porque es común que se presenten problemas como la falta de regularidad, luces demasiado grandes, discontinuidades en miembros estructurales, entre otros problemas. Por otro lado el diseño hidráulico y sanitario se realiza en forma independiente y el ingeniero encargado del mismo, se encuentra muchas veces con problemas relacionados a una inapropiada ubicación de los aparatos hidráulicos y sanitarios, lo cual no permite un diseño óptimo. Lo mismo suele ocurrir con los demás diseños cuando no existe una adecuada planificación previa. Es por esta razón que a la hora de la construcción de esta clase de obras, donde se deben ejecutar y unir todos los diseños, salen a relucir los errores por falta de coordinación y trabajo en equipo entre todos los profesionales encargados de diseñar la obra en general, por esto muchas veces ocurre que cosas especificadas en los planos no están acordes con la realidad y es al constructor a quien le corresponde la tarea de ajustar los planos para que sea posible su construcción y por tanto se pueden cometer errores no contemplados en el diseño.

Teniendo en cuenta lo que ya se ha mencionado acerca de la labor previa de coordinación que se debe dar antes de la formulación de un Proyecto Estructural, se insiste sobre la necesidad de realizar rutinariamente esta labor no sólo en beneficio de la creación arquitectónica, estructural y demás proyectos, sino en consideración a los procesos constructivos ya sea por el desarrollo paulatino del mismo o por el grado de complejidad que la obra impone. Vemos entonces que no es buena estrategia dejar para definir en la obra aspectos que necesariamente deben abocarse durante la formulación de los proyectos ya que este aplazamiento nada aporta a la solución de cualquier problema e inclusive puede representar sobrecostos innecesarios.

Citemos el caso de las instalaciones de los servicios en general. Es corriente dejarlas pendientes porque lo impone la situación derivada de la aprobación de la licencia de construcción, donde no es requisito la existencia de tales documentos. Así resulta que se inician obras sin los planos que contengan los proyectos de servicios tales como Instalaciones eléctricas, sanitarias, hidráulicas, telefónicas, de gas, etc.¹.

La norma NSR-98 establece la responsabilidad de la coordinación entre los diferentes diseños en el profesional diseñador de la arquitectura, quien debe tomar todas las precauciones necesarias para que el diseño estructural no se afecte por su diseño o por los otros diseños de ingeniería².

✓ **FALTA DE COORDINACIÓN ENTRE LAS FASES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN**

Para que una obra se construya de una forma adecuada es necesario que exista una comunicación permanente entre los diseñadores y los encargados de construir la obra. Es esencial que las intenciones del diseñador, los principios que soportan el diseño y las razones de varios detalles o despieces sean comprendidas por quienes

¹ La ciencia de la Patología Estructural; Ing. Harold Alberto Muñoz, Santafé de Bogotá D.C

² NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; AIS; Título A; Numeral A.9.3.3; Pag A-64

son responsables de la construcción y de manera inversa, que el diseñador esté completamente enterado de los procedimientos constructivos que se propongan.

Un factor de contribución en muchas fallas estructurales se debe a la falta de una efectiva comunicación entre las partes vinculadas al diseño, construcción, y mantenimiento de las estructuras.

Cuando existe una comunicación entre las partes mencionadas anteriormente, se pueden aclarar dudas acerca de los diseños y hacer correcciones si es necesario para que se lleve a cabo la construcción de una forma exitosa, para esto es necesario que los profesionales encargados de realizar los diseños no se desentiendan de estos, como ocurre en muchos casos, donde se paga por un diseño y los encargados de realizarlo, una vez entregado, no vuelven a saber más de él. En estos casos la obra se construye sin una comunicación entre diseñadores y constructores, en donde son estos últimos los que a menudo les toca aclarar muchas dudas que surgen de los planos. En este momento es donde los mismos diseñadores deberían ajustar los planos a la realidad de la obra, haciendo las cosas menos complicadas al momento de construir.

✓ **INFORMALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN**

La práctica de la construcción informal de edificios de concreto armado no ha sido buena. Desafortunadamente, la informalidad en la construcción se observa en todos los rincones del país sin ningún control. Sin embargo, hoy en día, se muestra más interés por parte de las curadurías de llevar un estricto control en la ejecución de este tipo de construcciones.

Es muy común que algunas edificaciones, a pesar de la existencia de una norma de construcción, se realicen sin el más mínimo estudio bien sea por el desconocimiento de dicha norma o por la falta de control en el proceso, lo cual conlleva a que estas estructuras sean muy vulnerables. En este tipo de estructuras se cometen a menudo errores de todo tipo, entre ellos los tratados en esta tesis.

✓ **FALTA DE IDONEIDAD**

Es muy habitual encontrar obras a cargo de personas que no tienen el suficiente conocimiento y por ende carecen del criterio necesario para tomar buenas decisiones, por lo tanto es muy difícil ejecutarlas de una forma apropiada. En este tipo de obras, la problemática de atravesar elementos estructurales, así como un sin número de errores mas, es muy común.

✓ **FALTA DE ÉTICA PROFESIONAL**

Lamentablemente en nuestro medio a pesar de las especificaciones y leyes que rigen el ejercicio profesional y la ejecución de obras civiles, frecuentemente se encuentran casos en los que priman los intereses personales de unos pocos en vez del bien común de las personas beneficiadas por la obra. En estos casos se incumplen las normas y leyes de una manera intencional, con tal de obtener mayores dividendos, colocando en peligro la seguridad de la obra. Aunque en la actualidad existen numerosos controles y medidas de castigo a estas malas prácticas, todavía son evidentes los casos de corrupción en la construcción a lo largo de todo el país. Esta clase de obras son susceptibles a la problemática tratada en este proyecto.

3.3.2. INVENTARIO DE ERRORES EN EL PROCESO DE CONSTRUCCIÓN

Aunque existen muchos tipos de sistemas constructivos, y varios de ellos son utilizados en nuestra región, se puede decir que dos de los más empleados en la zona de estudio son el sistema constructivo tipo tradicional y el sistema constructivo tipo túnel, por esta razón para la investigación de los errores se tomaron en cuenta estos dos sistemas para la identificación de dichos errores.

✓ **Sistema túnel**

Este sistema constructivo no está exento de presentar la problemática de embeber tuberías en miembros estructurales. Sin embargo en base a las visitas realizadas a obras y entrevistas con algunos ingenieros civiles, se puede decir que generalmente, en los sistemas constructivos tipo túnel realizados en la zona donde se hicieron las visitas, no es muy frecuente que se cometan errores relacionados con la problemática tratada, tanto así que en las obras visitadas se observó una adecuada distribución de las instalaciones hidráulicas y sanitarias, lo cual es producto de que las empresas que realizan esta clase de construcciones en esta región, son en su gran mayoría empresas relativamente tecnificadas y que presentan una gran concordancia entre lo que se diseña y lo que se construye. Por tal motivo, las construcciones con este tipo de sistema no serán incluidas en el modelamiento que hace parte de nuestro análisis de efectos causados por los errores que se cometen al respecto.

✓ **Sistema tradicional**

Como se mencionó anteriormente, en las visitas realizadas en la zona a obras con este tipo de sistema de construcción, se encontraron construcciones de toda clase, desde aquellas en las que se observa una gran tecnificación y pocos errores, hasta las que poseen un alto grado de deficiencias tanto en diseño como en construcción y con errores de toda índole. Entonces se puede decir que los errores cometidos en edificaciones con éste tipo de sistema de construcción relacionados con la distribución de las instalaciones hidráulicas y sanitarias son muy frecuentes y merecen especial atención, por lo cual nuestro análisis se enfocará en sí a este tipo de edificaciones.

3.3.2.1 ELEMENTOS FRECUENTEMENTE AFECTADOS EN EDIFICACIONES CON SISTEMA TRADICIONAL

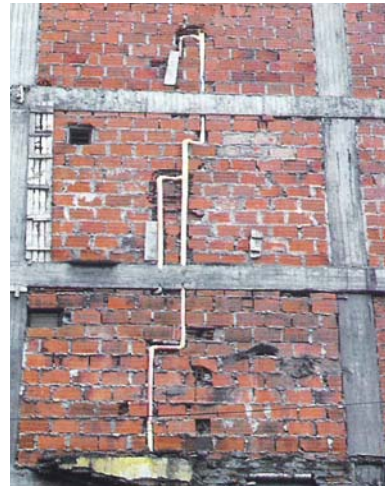
Teniendo en cuenta lo descrito en el numeral anterior, a continuación se presentan los elementos que son afectados más frecuentemente por los errores que se lograron identificar en la muestra de estudio y se realiza una breve descripción de los mismos.

✓ Vigas

Se puede afirmar que las vigas son los elementos principalmente afectados por la problemática tratada, ya que es muy común que estos elementos sean atravesados por cualquier tipo de tubería. En la muestra de obras en construcción visitadas en la etapa de recolección de información se encontraron numerosos casos en los que se observó esta práctica, también se logró ver edificaciones construidas con la misma problemática. Algunos ejemplos al respecto se muestran en la figura 3.5.

✓ Columnas

En la muestra de obras visitadas en la etapa de recolección de información, no se encontró ninguna en la que se afectara una columna, claro está que esto no quiere decir que no existan casos, ya que varios profesionales relacionados con la construcción aseguran haber presenciado construcciones en las que las columnas fueron afectadas por esta problemática y cuyas evidencias quedaron ocultas bajo los acabados. Debido a esto, ésta clase de miembros se pueden considerar como susceptibles de afectación. Un ejemplo se muestra en la figura 3.6.



Fuente: Revista NOTICRETO N° 53



Figura 3.5. Ejemplo de tuberías embebidas en vigas.



Figura 3.6. Ejemplo de tuberías embebidas en columnas.

✓ **Muros Estructurales**

Al igual que las columnas, en la muestra de obras visitadas en la etapa de recolección de información, no se encontraron casos de muros estructurales afectados por la problemática tratada, pero personas entrevistadas conocedoras del tema, hicieron las mismas aseguraciones que para las columnas. Sin embargo estos elementos no fueron incluidos en el modelamiento mostrado mas adelante.

✓ **Viguetas**

Esta clase de elementos aunque no hacen parte del análisis de la presente tesis, es conveniente mencionar que son frecuentemente afectados por la problemática tratada. Es muy común que las tuberías de las instalaciones hidráulicas y sanitarias no atraviesen una sola vigueta sino grupos de ellas y que lo hagan en diversos sectores de la edificación como es el caso de grupos de viguetas de un voladizo atravesadas por una tubería horizontal, cuyo ejemplo se presenta en la Figura 3.7. Por no ser esta clase de elementos considerados como estructurales, no fueron incluidos en el modelamiento que se tratará posteriormente.



Figura 3.7. Ejemplos de viguetas atravesadas transversalmente por una tubería horizontal.

3.3.3. ALGUNAS COSTUMBRES AL ATRAVESAR ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON TUBERIAS

Como producto de las visitas a las obras en las cuales se encontró la practica de embeber tuberías en miembros estructurales, se pudo observar diferentes comportamientos por parte de los encargados de la construcción de las mismas. Con relación a cómo se suelen atravesar los elementos estructurales con tuberías se puede afirmar lo siguiente:

AL ATRAVESAR VIGAS

Como se mencionó anteriormente en la muestra de obras visitadas se encontraron varias obras en las que se pudo observar vigas atravesadas con ductos. En algunas de ellas se pudo hablar con las personas encargadas. De dichas entrevistas se pueden destacar los siguientes comportamientos:

- Unos constructores explicaron que al pensar en las solicitaciones en una viga, es lógico pensar en las de flexión por ser en gran medida las que rigen el diseño de esta clase de miembros. Al relacionar dichas solicitaciones con la problemática tratada, se podría esperar que su efecto fuera menos crítico en el lugar donde los momentos fueran mínimos. Por esta razón estos constructores que tienen la costumbre de embeber tuberías en miembros estructurales, aseguraron que lo hacen en los puntos donde el momento producido por las cargas muerta y viva es cero (Figura 3.8).

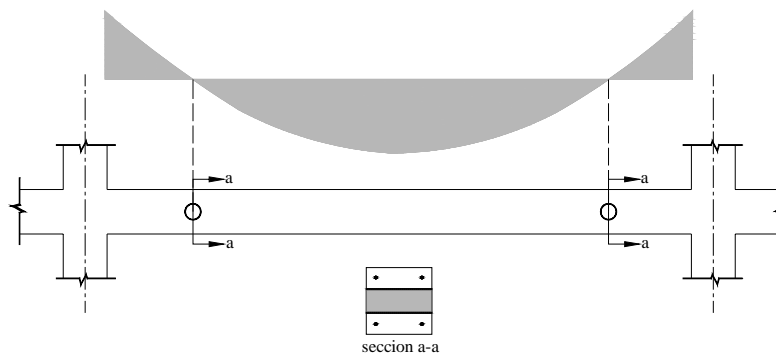


Figura 3.8. Tubería atravesada por una viga por donde el momento producido por las cargas muerta y viva es cero.

- Otros constructores que presentan la costumbre de embeber tuberías en miembros estructurales también tomaron como referencia los diagramas de carga muerta y viva, pero estos se basaron en la característica del concreto de trabajar a compresión para justificar su acto. Aseguraron que en la parte en que el concreto trabaja a tensión, no tiene la menor afectación atravesar un

miembro, siempre y cuando el acero en esta zona sea respetado. Esta clase de constructores afirmaron embeber las tuberías en los lugares de momento máximo. Para momento máximo positivo los atravesaban en la parte inferior de la viga y para momento máximo negativo en la parte superior de la viga como se muestra en la figura 3.9.

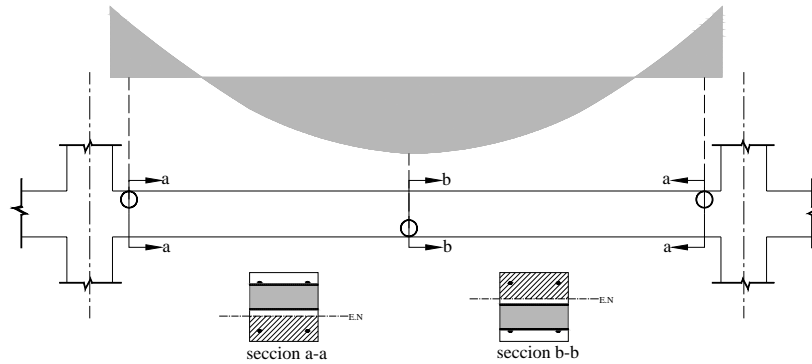


Figura 3.9. Tubería atravesada por una viga en puntos de momento máximo positivo (sección b-b) y momento máximo negativo (sección a-a).

- Por otra parte, algunos constructores aseguran que el diseño estaba sobrado, es decir, justifican la costumbre de embeber tuberías en miembros estructurales diciendo que la obra en construcción resiste más carga que la que en realidad va a soportar y por esta razón atravesar una viga con una tubería no tendría los mas mínimos problemas.
- Otro tipo de constructores que presentan la mala costumbre de embeber tuberías en miembros estructurales no presentaron la más mínima preocupación acerca de esta problemática y no dieron ninguna explicación acerca de cómo, ni por qué embebían los ductos.

Las primeras dos clases de comportamientos aunque tienen un fundamento con algo de lógica, están un poco errados de lo que es un optimo diseño sismorresistente o una buena construcción sismorresistente. Esto se concluye con sólo pensar en la

ocurrencia de un sismo, en el que los diagramas de momento cambian y por ende las sollicitaciones por momento también. Debido a esta razón tenemos:

- Los puntos en los que el momento para condiciones de carga muerta y viva son cero, con la presencia de un sismo alcanzan valores considerables por lo que la primera costumbre ya no tendría validez.
- Dependiendo de la dirección del sismo para un punto determinado los momentos pueden cambiar de positivo a negativo y viceversa, por lo cual un concreto que para consideraciones de carga muerta y viva trabaja a compresión, con la presencia de un sismo trabajaría en ocasiones a tensión. De igual manera parte del concreto que para consideraciones de carga muerta y viva trabaja a tensión, en presencia de un sismo podría hacerlo a compresión. Debido a esto la segunda costumbre no tendría validez.

✓ **AL ATRAVESAR COLUMNAS Y MUROS ESTRUCTURALES**

Como se mencionó anteriormente, a diferencia de las vigas, en la muestra de obras visitadas no se encontraron columnas ni muros estructurales afectados por la problemática tratada, por esta razón no se preguntó a los constructores qué criterios utilizan al momento de atravesarlos.

3.3.4. ALGUNOS EFECTOS SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES POR TUBERÍAS EMBEBIDAS

Aunque actualmente en el país embeber tuberías en miembros estructurales es una práctica que se realiza muy comúnmente y parece ser que quienes la realizan estuvieran seguros de que no afecta a la estructura, los profesionales que poseen un amplio conocimiento de la mecánica estructural son conscientes de que ésta práctica inadecuada puede cambiar de alguna forma el comportamiento estructural. La

práctica de embeber tuberías en miembros estructurales va de la mano con una serie de anomalías que, sin duda alguna, alteran la filosofía de diseño. Algunas de ellas son las siguientes:

✓ **REDUCCIÓN DE LA SECCIÓN RESISTENTE**

Los ductos que atraviesan los elementos estructurales remplazan una cantidad de concreto en la sección, por lo cual la capacidad del miembro afectado se podría ver reducida en ese punto. Esto es una realidad y se toma como base del modelamiento que se realiza posteriormente.

✓ **FALTA DE CONFINAMIENTO EN EL LUGAR AFECTADO**

El confinamiento del concreto garantiza la ductilidad en elementos sometidos a cortante y flexión, en consecuencia permite el desarrollo de deformaciones inelásticas mayores. Esto puede lograrse mediante estribos cerrados o refuerzo en espiral, los cuales encierran el núcleo de vigas y columnas. Cuando están confinadas, las vigas y las columnas pueden soportar flexión cíclica no lineal manteniendo su resistencia a la flexión sin el deterioro que causaría el agrietamiento por tensión diagonal¹.

Una problemática adicional que puede ir ligada con la costumbre de atravesar miembros estructurales con tuberías es la relacionada con la adecuada colocación de los estribos de confinamiento que, con la presencia de la tubería, se puede alterar cambiando posiblemente la separación entre estos. En los lugares en donde los requerimientos de estribos son más exigentes, como las zonas situadas cerca de los nodos, la situación puede ser más crítica. Sin embargo, en la muestra de edificaciones visitadas se encontró que es común atravesar tuberías cerca a estos. En la Figura 3.10a, se muestra el esquema de una tubería horizontal atravesando

¹ Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson; Pag 651

transversalmente una viga cerca al nodo y desplazando la posición de los estribos de confinamiento, mientras que en la Figura 3.10b, se muestra el mismo caso pero con una tubería vertical.

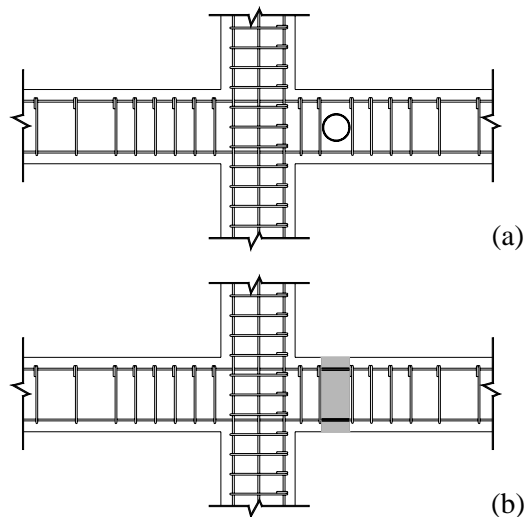


Figura 3.10. Alteración en la disposición de los estribos de una viga cerca al nodo por la presencia de tuberías

✓ MALA DISPOSICIÓN DEL REFUERZO LONGITUDINAL

En las estructuras de concreto reforzado la disposición del acero de refuerzo juega un papel muy importante. Las malas disposiciones de la armadura pueden dar lugar a patologías sumamente graves. El desplazamiento accidental de la armadura en obra, provoca la reducción de la capacidad resistente de la pieza afectada¹.

Luego, otro problema adicional relacionado con la costumbre de embeber tuberías en miembros estructurales, se refiere a la disposición del acero de refuerzo. Con la presencia de una tubería se puede alterar la localización de los aceros en el momento de la construcción. Según entrevistas a personas relacionadas con la construcción, cuando se presenta la problemática de embeber ductos en miembros estructurales es muy común doblar (Figura 3.11a) ó cambiar la posición del acero

¹ Patología por Sismo: Avance En Ingeniería Sísmica; Harold Alberto Muñoz; Bogotá; 2003

longitudinal (Figura 3.11b), sobre todo cuando la tubería no está totalmente embebida.

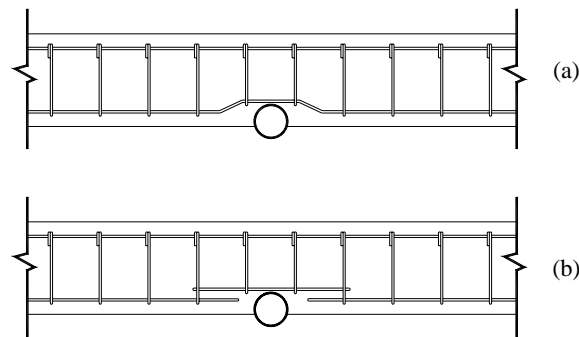


Figura 3.11. Mala disposición del refuerzo longitudinal en vigas por la presencia de tuberías transversales.

✓ **RECUBRIMIENTO INAPROPIADO DEL REFUERZO EN EL LUGAR AFECTADO**

El recubrimiento de concreto que se hace sobre el acero de refuerzo de una estructura de concreto, tiene la función de proteger al acero de la acción agresiva de ciertas sustancias o elementos que pueden ocasionar su deterioro. La falta de recubrimiento es frecuente en nuestro medio, y consiste en reducir el espesor del recubrimiento, muchas veces por error o por cuestiones económicas, sin llegar a medir el daño que se le hace a la estructura al quedar el acero prácticamente desprotegido y a la intemperie, propenso a ser atacado por diversos agentes externos¹.

Entonces, este es otro inconveniente adicional que está íntimamente relacionado con la disposición del acero longitudinal y con la costumbre de atravesar miembros estructurales con tuberías. Al momento de embeber una tubería en un elemento estructural, se puede presentar la situación de que la tubería acerque el acero de

¹ Patología por Sismo: Avance En Ingeniería Sísmica; Harold Alberto Muñoz; Bogotá; 2003.

refuerzo a la formaleta, lo que se traduciría en un recubrimiento del acero de refuerzo diferente al de las especificaciones. Esto trae consigo otros tipos de problemas, como por ejemplo la fisuración del concreto, la corrosión del acero de refuerzo, entre otras. Lo anterior se ilustra en la siguiente figura:

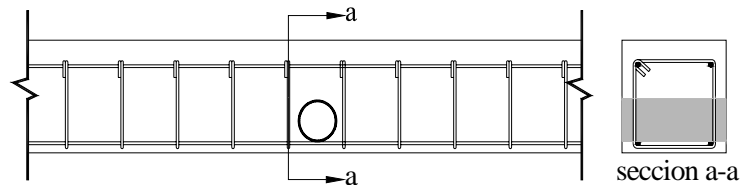


Figura 3.12. Recubrimiento inapropiado del refuerzo en una viga por la presencia de una tubería atravesada transversalmente.

✓ ESPACIOS VACÍOS EN EL CONCRETO

Cuando se embeben tuberías en elementos estructurales es lógico pensar en una reducción de la sección resistente como se mencionó anteriormente. Adicionalmente, otro problema relacionado con la mala costumbre de embeber tuberías en miembros estructurales y que se puede sumar a los anteriormente mencionados, tiene que ver con el concreto que conforma la sección en los alrededores de la tubería. Se puede presentar el caso que debido al elemento embebido existan lugares a los que no pueda pasar perfectamente el concreto y por ende no rellene debidamente todos los espacios, quedando en ese punto un concreto poroso donde sería difícil conseguir la resistencia de diseño. Por tanto, la tubería embebida no sólo está restando la sección de concreto, sino que estaría generando un mal comportamiento del concreto adyacente, lo cual, si lo sumamos a los otros problemas que se podrían presentar, empeorarían la situación de una manera alarmante. Esto se ilustra en la figura 3.13.

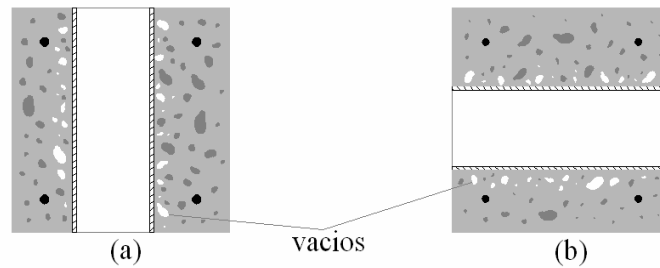


Figura 3.13. Vacíos en el concreto (a) producto de atravesar transversalmente una tubería vertical en una viga y (b) producto de atravesar transversalmente una tubería horizontal en una viga.

✓ **PROBLEMAS CAUSADOS POR FILTRACIONES O POSIBLES FUGAS DE LAS TUBERÍAS EMBEBIDAS**

Existe otra clase de problemas que son menos probables, pero que no se pueden ignorar sus efectos porque, de presentarse, pueden acarrear problemas serios a la estructura. Esta clase de problemas son los relacionados con las posibles filtraciones provenientes de los alrededores de las tuberías embebidas por falta de recubrimiento en esta zona y porque la unión entre el tubo y el concreto no es lo suficiente como para no permitir la filtración del agua. Un ejemplo se ilustra en la figura 3.14.



Figura 3.14. Filtraciones a causa de la tubería embebida vigas.

También se pueden presentar fugas en la tubería embebida como consecuencia de un mal empalme, una fisuración o rotura, producto de un esfuerzo determinado sobre la tubería. Al presentarse una fuga o una filtración en los alrededores de la tubería embebida, el miembro afectado es susceptible a sufrir varias patologías entre las cuales se destaca la corrosión del acero de refuerzo.

CORROSIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

La corrosión es un problema severo que puede producir a la estructura afectada graves deficiencias antes de que haya alcanzado su vida de servicio.

La corrosión del refuerzo del concreto es uno de los más serios tipos de deterioro que puede afectar a una estructura de concreto reforzado. Por esta razón, la corrosión de metales, sobre todo el acero del concreto reforzado, ha recibido una atención creciente en los últimos años, esto debido a su extendida ocurrencia en ciertos tipos de estructuras y por el alto costo de reparar las estructuras afectadas¹.

Al presentarse en el miembro estructural una fuga o una leve filtración producto de una tubería embebida, inmediatamente el acero de refuerzo está expuesto a sufrir el fenómeno de corrosión, lo cual se puede afirmar debido a que como es sabido, las estructuras de concreto expuestas a cambios de humedad tienen un más alto riesgo de sufrir este fenómeno que aquéllas en las cuales no está presente dicha humedad. Cuando el acero embebido en concreto se corroe, se consume una capa de la superficie del acero y se forma una capa de productos de corrosión (óxido, Fe_3O_4 ; o hidróxido de hierro, $Fe(OH)_2$) en el perímetro de la barra. El volumen ocupado por dicho óxido (o hidróxido) es mayor que el que ocupaba el acero original, creando presiones contra el concreto que rodea al acero, la formación de grietas y desprendimientos del concreto. Estas grietas y/o desprendimientos del recubrimiento de concreto, además de ser antiestéticas, pueden disminuir el anclaje del acero y, potencialmente, la resistencia del elemento estructural.

¹ Design and Construction Practices to Mitigate Corrosion of Reinforcement in Concrete Structures; ACI 222.3R-03; pag-2-6.

CAPITULO 4

MODELAMIENTO ESTRUCTURAL- EDIFICACION PROTOTIPO-

4.1 INTRODUCCIÓN

En la actualidad existen muchas clases de análisis estructurales y diferentes programas de computador con los que se pueden realizar diversos estudios, siendo de mucha importancia la correcta selección del método de análisis y del programa que se va a utilizar, el cual, además de encontrarse al alcance, debe tener la capacidad de realizar un modelamiento apropiado para la situación en estudio.

El modelamiento de una estructura debe representar las componentes que influyen sobre su masa, resistencia, rigidez y deformabilidad. No es necesario tener en cuenta los elementos que no influyen considerablemente sobre las principales propiedades del sistema estructural. Bajo estos argumentos, si nos encontramos ante la labor de representar las características estructurales, de una zona en consideración de la manera mas adecuada, es de vital importancia la construcción de modelos que tengan en cuenta las características geométricas y propiedades de los materiales que son usados. Por ende, se puede lograr un modelamiento apropiado de cierto fenómeno asegurando que el modelo escogido sea adecuado y lo más representativo de la realidad. Esto es parte fundamental para un buen modelamiento, por lo cual es necesario el suministro de parámetros adecuados que estén acordes con las necesidades para las cuales se realizó el modelo.

Por tanto, para analizar los efectos causados a la estructura por los errores en la distribución de instalaciones hidráulicas y sanitarias, fue necesaria la creación de modelos con los cuales se pueda representar esta situación de la forma más real

posible. Para obtener un modelo apropiado fue indispensable la búsqueda de una estructura tipo que se adaptara a la problemática y permitiera un adecuado modelamiento que tuviese en cuenta los errores mencionados anteriormente.

En el presente capítulo se describen algunos criterios tenidos en cuenta para la selección de la edificación tipo y las características propias de la misma. Se muestra la determinación de los parámetros representativos de la edificación necesarios para su modelamiento, por lo que se exponen características entre las que se encuentran las dimensiones en planta y en altura, configuración de las secciones transversales, tipo de materiales utilizados, tipos de cargas y combinaciones a las que serán sometidos los modelos. Además se presentan las consideraciones de análisis en la etapa del modelamiento realizado, por lo cual se describen aspectos concernientes con el programa utilizado en el análisis, los aspectos tenidos en cuenta para realizar los modelos y las consideraciones para la incorporación de errores.

4.2 CONSIDERACIONES PARA LOS MODELOS ESTRUCTURALES

4.2.1 SELECCIÓN DE LA EDIFICACIÓN TIPO

Para la selección de la edificación modelada en este análisis se tuvo en cuenta algunas consideraciones, entre las cuales están las siguientes:

✓ Sistema constructivo

Como se mencionó en el capítulo anterior, en el muestreo de edificaciones realizado se encontraron menos errores para las edificaciones en las cuales se utilizó sistema constructivo tipo túnel que aquellas que emplearon el sistema tradicional. Por esta razón se escogió este último sistema constructivo como base del análisis, es decir, la

edificación que se modela y se muestra mas adelante es sistema de pórtico como se define en la NSR-98¹.

✓ **Tamaño de la edificación**

Con base en las observaciones realizadas se pudo determinar que un tipo de edificaciones muy susceptible a la problemática tratada son las construcciones típicas de pocos pisos, dentro de las cuales se encontraron casos en los que no se cumplen algunos requerimientos exigidos por la norma como por ejemplo el control de derivas. La situación se vuelve aún mas crítica cuando a estas se le adicionan tipos de errores de los tratados en el capítulo anterior; por tal motivo la edificación tipo tomada para el análisis fue una edificación familiar de tres pisos y un altillo pequeño. Este tipo de construcciones son muy comunes en el área metropolitana de Bucaramanga tanto en zonas residenciales como comerciales.

✓ **Condición actual**

A la hora de la selección de la edificación, con el objetivo de que ésta estuviese acorde con los requerimientos del momento, se escogió una edificación que se encontraba en construcción para el periodo de realización del presente proyecto, en vez de una edificación antigua ó un diseño hipotético.

4.2.2 CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN TIPO

Las dimensiones geométricas de la edificación tipo que se va a modelar, tanto en planta como en altura se tomaron de tal forma que sean representativas de un grupo considerable de edificaciones existentes con estas características en el área metropolitana de Bucaramanga y en las cuales se evidencia la práctica de embeber

¹ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Pág. A -25

tuberías. Por tal motivo, la configuración tanto en planta como en altura de la edificación escogida para el análisis, así como los materiales que serán utilizados para la idealización de los modelos, se muestran a continuación.

✓ **DESCRIPCIÓN EN PLANTA**

• **Configuración Arquitectónica**

El conocimiento de las plantas arquitectónicas de la edificación al momento de desarrollar diseños estructurales y sanitarios es muy importante. Así se tendrán bases para decidir aspectos como son las consideraciones de cargas en la estructura, identificación de los posibles lugares donde se podrían ubicar tuberías y ductos sin descuidar la configuración interna de la edificación, ubicación y distribución de los elementos del sistema de resistencia sísmica como columnas y muros, entre otros aspectos. Teniendo en cuenta esto, cabe destacar que para fines de modelamiento no solo se utilizaron los lugares mencionados para ubicar tuberías sino que se ubicaron otros de una forma aleatoria para observar sus efectos. Los planos arquitectónicos de la edificación tipo se muestran en el anexo B con sus respectivas dimensiones en metros.

• **Configuración Estructural**

Las características de configuración del sistema estructural de la edificación escogida, que se utilizan para realizar el modelamiento de la misma se encuentran plasmadas en los planos estructurales. En el anexo B se muestran las plantas estructurales.

En la figura 4.1 se muestran un esquema de la distribución en planta con las dimensiones de la estructura escogida.

✓ DESCRIPCIÓN EN ALTURA

La edificación escogida como se ha mencionado es una edificación familiar muy característica de las existentes en la zona. Posee tres pisos y un attillo pequeño, aunque la estructura a modelar no corresponde con esta configuración, ya que parte del tercer piso y el attillo son de mampostería confinada, la cual no fue incluida en el modelo. Las características de la estructura en altura, que son usadas para el modelamiento se presentan en la figura 4.2 con las dimensiones en metros.

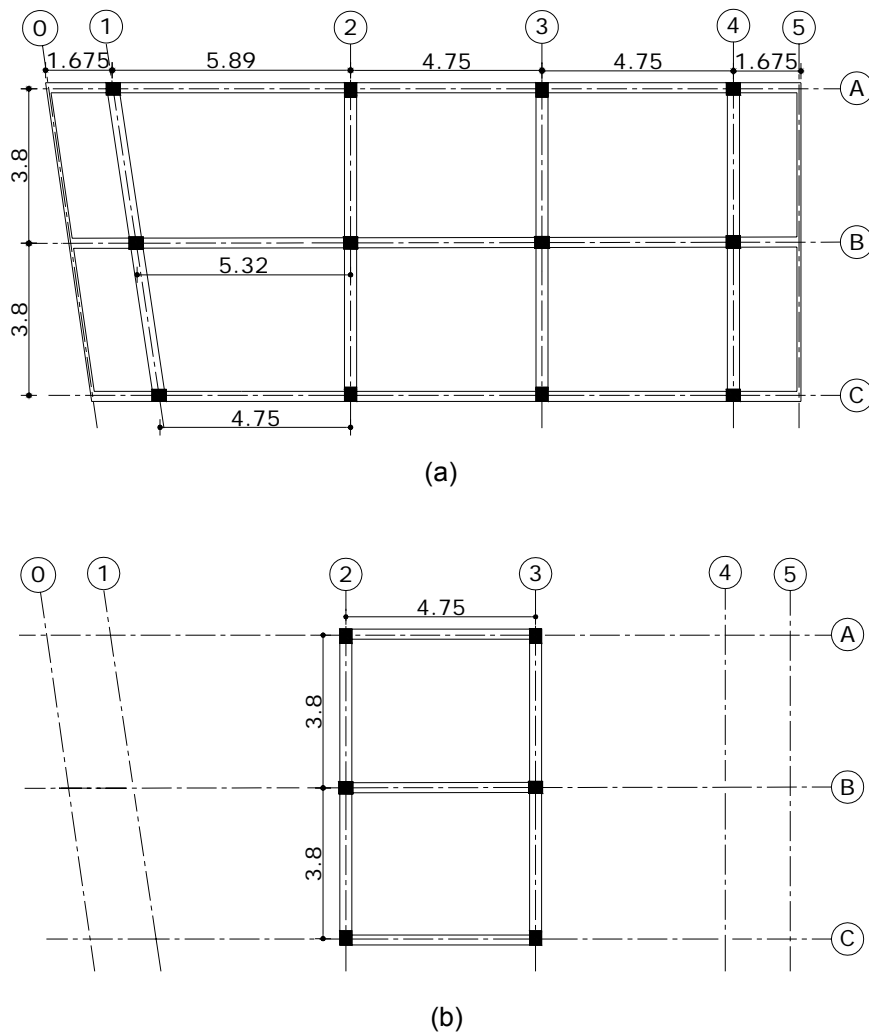


Figura 4.1. (a) Planta primer y segundo entepiso y (b) Planta attillo.

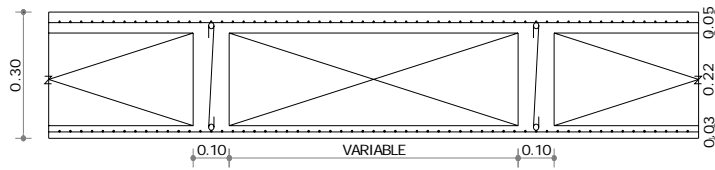


Figura 4.4. Sección tipo de las placas de la edificación.

✓ CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

Los modelos realizados de la edificación se idealizaron considerando materiales con las siguientes características:

Concreto: $f_c = 21 \text{ MPa}$
 $E_c = 20000 \text{ MPa}$

Acero: $f_y = 420 \text{ MPa}$
 $E_c = 200000 \text{ MPa}$

4.2.3 CARGAS APLICADAS A LOS MODELOS

Se entiende por cargas las fuerzas u otras solicitaciones que actúan sobre el sistema estructural y provienen del peso de todos los elementos permanentes en la construcción, los ocupantes y sus posesiones, efectos ambientales, asentamientos diferenciales y cambios dimensionales que se restringen¹. Como es sabido para que una estructura sismo resistente cumpla con su objetivo debe ser capaz de resistir no solo los efectos sísmicos sino los efectos de todas las cargas establecidas en el título B de la NSR-98. Estas cargas son las siguientes:

¹ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Pag. B -3

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

En el análisis realizado solo se tendrán en cuenta las cargas muerta, viva y sísmica, ya que se considera que la edificación escogida no se ve afectada de manera significativa por las otras solicitaciones de carga.

4.2.3.1. CARGA MUERTA

Este tipo de carga proviene del peso de todos los elementos permanentes en la construcción y por ende depende de la configuración de la misma y del peso de los materiales. El peso del concreto reforzado utilizado para determinar las masas de piso y las cargas de la estructura fue de 24 KN/m³. Las masas de los materiales utilizados sacados de la NSR-98¹ y las masas obtenidas por piso son mostradas en las tablas 4.1 y 4.2, respectivamente.

Tabla 4.1. Cargas de los materiales por m² de área de fachada alzada.

MATERIAL	KN/m2
Casetón	0,2
Acabados	1,5
Muros Divisorios	3
Cubierta	0,2

¹ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Pag. B-10, B-11

Tabla 4.2. Masas por piso de la edificación.

PISO	MASA (KN)
1	418,533
2	888,628
3	919,620

4.2.3.2. CARGA VIVA

Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y ocupación de la edificación, las cuales se deben estimar lo mas aproximado posible a la carga viva existente en la estructura en el momento del estudio. El valor estimado de las cargas vivas no puede ser menor a un 25% de las cargas de diseño según FEMA 356¹.

Como no se realizó un estudio detallado para la obtención de las cargas vivas, se tomó 1.8 KN/m² para las placas de entrepiso y 0.35 KN/m² para la cubierta. Estos valores son los mínimos recomendados por la NSR-98² para vivienda.

✓ DISTRIBUCIÓN DE CARGAS MUERTAS Y VIVAS SOBRE VIGAS DE LA EDIFICACIÓN

Teniendo en cuenta lo mostrado en los numerales anteriores, así como la configuración del armado de las viguetas y vigas consignado en el anexo B, se obtienen las cargas muertas y vivas por unidad de longitud de las diferentes vigas en cada uno de los niveles como se muestra en las siguientes tablas.

¹ NEHRP-National Earthquake Hazards Reduction Program; Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings; FEMA 356.

² NSR-98.Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Pág. B-10, B-13

Tabla 4.3. Cargas muertas y vivas en vigas del primer entrepiso.

VIGAS	VANOS	CARGA MUERTA (KN/m)	CARGA VIVA (KN/m)
1	A-B	18,171	5,659
	B-C	17,926	5,583
2	A-B	18,153	6,588
	B-C	18,153	6,588
3	A-B	18,537	6,396
	B-C	17,232	5,367
4	A-B	17,511	5,453
	B-C	14,206	4,424
A		3,1212	0,972
B	1-2	7,309	2,429
	2-3 3-4 Voladizo	6,2713	1,953
C		3,1212	0,972

Tabla 4.4. Cargas muertas y vivas en vigas del segundo entrepiso.

VIGAS	VANOS	CARGA MUERTA (KN/m)	CARGA VIVA (KN/m)
1	A-B	17,593	6,413
	B-C	17,926	5,583
2	A-B	17,579	7,499
	B-C	18,724	6,454
3	A-B	19,090	6,879
	B-C	15,363	4,784
4	A-B	18,835	5,866
	B-C	14,206	4,424
A	2-3	2,688	0,837
	1-2 3-4	3,068	1,502
B	2-3	7,148	2,903
	1-2 3-4	6,222	3,031
C	2-3	3,121	0,972
	1-2 3-4	3,501	1,637

Tabla 4.5. Cargas muertas y vivas en vigas del tercer entrepiso.

VIGAS	VANOS	CARGAMUERTA (KN/m)	CARGAVIVA (KN/m)
2	A-B	10,338	4,063
	B-C	11,172	3,479
3	A-B	10,910	4,243
	B-C	11,172	3,479
A	2-3	3,212	1,547
B	2-3	5,124	2,689
C	2-3	3,097	1,511

4.2.3.3 CARGA SÍSMICA

Frecuentemente las edificaciones están expuestas a la acción de fenómenos naturales los cuales ponen a prueba su capacidad. Dentro de estos fenómenos se encuentran los movimientos sísmicos a los cuales el diseño estructural moderno presta mucha importancia, debido a las pérdidas humanas y económicas que se pueden presentar. Se puede decir que el propósito del diseño sísmico es dimensionar las estructuras de manera que estas puedan resistir las fuerzas y los desplazamientos inducidos a las mismas por el movimiento del terreno ocasionado por un posible sismo.

✓ Espectro de diseño

La tendencia actual para diseñar una estructura que sea capaz de soportar un sismo determinado es mediante la utilización de espectros de respuesta obtenidos a partir de estudios de zonificación y microzonificación sísmica; dichos espectros deben tener en cuenta la actividad sísmica regional para poder obtener la aceleración máxima esperada con la cual se diseñara la estructura.

La norma sismorresistente colombiana define y recomienda un espectro de diseño con un coeficiente de amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico. Este espectro se muestra en la figura 4.5.

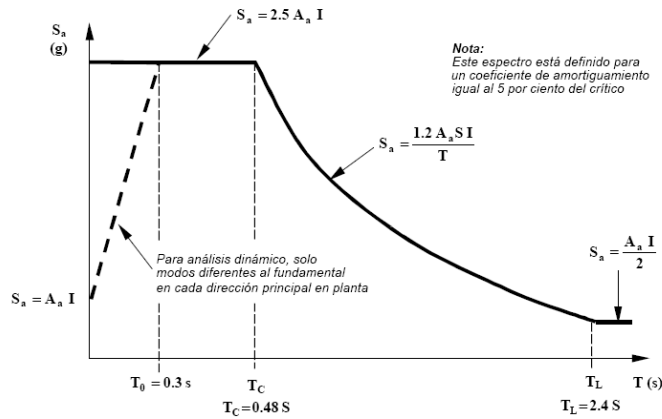


Figura 4.5. Espectro de diseño establecido por NSR-981.

Donde:

S = Coeficiente de sitio.

A_a = Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para diseño.

I = Coeficiente de importancia.

T_c = Periodo de vibración corto expresado en segundos.

T_L = Periodo de vibración largo expresado en segundos.

T_a = Periodo fundamental aproximado de la edificación expresado en segundos.

T = Periodo fundamental de vibración del sistema elástico en segundos.

S_a = Máxima aceleración horizontal de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, para un sistema de un grado de libertad con un periodo de vibración T.

Para una correcta aplicación del espectro de diseño establecido por la NSR-98 es necesaria la asignación de varios parámetros los cuales se mencionan a continuación².

- **Aceleración Pico (A_a):** coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para diseño, en la NSR-98 se encuentran consignados los valores de A_a

¹ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Pág. A-17

² NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Pág. A-12, A-15 y A1-6

dependiendo de la región donde se este ubicado. En este caso se tomó el valor establecido para Bucaramanga ($A_a = 0.25$).

- **Coeficiente de Importancia (I):** este coeficiente modifica el espectro de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación. La edificación en estudio pertenece al grupo I (estructuras de ocupación normal, $I = 1.0$).
- **Coeficiente de sitio (S):** coeficiente sísmico para tener en cuenta los efectos causados por el perfil de suelo característico del sitio bajo consideración. Se asume suelo tipo S2 ($S = 1.2$).

✓ **Método de la fuerza horizontal equivalente**

Con el fin de obtener la fuerza sísmica a la cual estará sujeta la estructura y teniendo en cuenta el espectro de diseño propuesto por la NSR-98 en su numeral A.2.6, se utilizó el método de la fuerza horizontal equivalente. Este método consiste en distribuir porcentualmente la fuerza de cortante debida a un sismo (V) en toda la altura de la edificación de acuerdo a los principios de la dinámica estructural, suponiendo que la estructura está empotrada y en base a un modelo linealmente elástico de la misma.

El procedimiento utilizado para calcular la fuerza horizontal equivalente fue el descrito en el capítulo A.4 de la NSR-98¹.

El valor del período fundamental de la edificación, T_a , en la dirección bajo consideración, se cálculo mediante la ecuación A.4-2 de la NSR-98. Para aplicar esta fórmula, se tomó un valor de $C_T = 0.08$, el cual es el valor recomendado para un sistema de resistencia sísmica de pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado. Con esto se obtuvo un valor de $T_a = 0,41..$

¹ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Pág. A-43, A-44 y A-45

Con el valor calculado para T_a y el valor de A_a para Bucaramanga se determinó un valor de $S_a=0.625$.

En la tabla 4.6 se resume los resultados de la aplicación del método de la fuerza horizontal equivalente. Se tomó un valor de $K=1.0$, y las masas obtenidas en el análisis de cargas. En la figura 4.6 se muestra la aplicación de la fuerza sísmica obtenida en cada nivel de la estructura.

Tabla 4.6. Resultados del método de la fuerza horizontal equivalente.

Nivel	$h_x(m)$	$h^k(m)$	$m(KN)$	$m \cdot h_x^k$	C_i	$F_i(KN)$	$30\%F_i(KN)$
4	8,85	8,85	418,53	3704,02	0,307	427,13	128,14
3	6,05	6,05	888,63	5376,20	0,445	619,96	185,99
2	3,25	3,25	919,62	2988,77	0,248	344,65	103,40
		Total	2226,78	12068,98	1		
					Vs =	1391,74	417,52

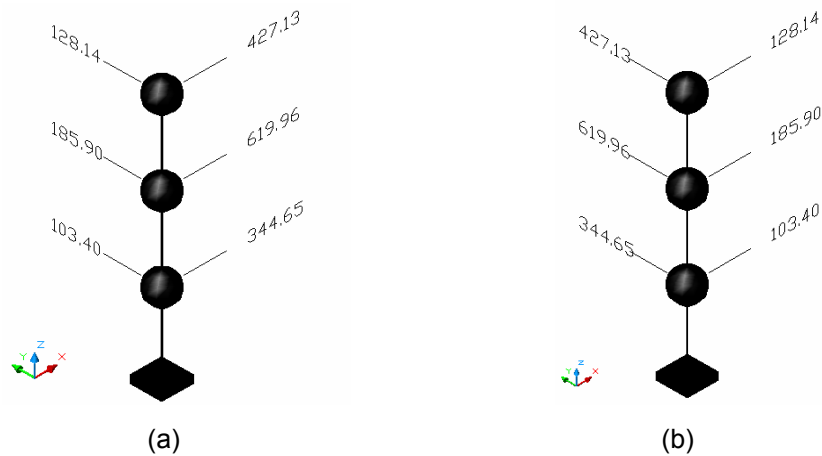


Figura 4.6. Esquema de aplicación de la fuerza sísmica obtenida: (a) en dirección X (b) en dirección Y.

4.2.4 COMBINACIONES DE CARGA

Para la determinación de las combinaciones de carga se siguen los lineamientos establecidos en la **NSR-98**¹:

$$\text{Combinacion1} = 1.4D + 1.7L$$

$$\text{Combinacion2} = 1.05D + 1.28L + 1.0E_x$$

$$\text{Combinacion3} = 1.05D + 1.28L + 1.0E_y$$

Donde:

D = Carga Muerta

L = Cargas vivas

E = fuerzas sísmicas reducidas de diseño (**E = F_s / R**)

R = coeficiente de capacidad de disipación de energía

4.3 DESCRIPCIÓN DEL MODELAMIENTO REALIZADO

Como se mencionó anteriormente una parte fundamental de la presente tesis consiste en analizar los efectos causados por la distribución de instalaciones hidráulicas y sanitarias, mas concretamente analizar los efectos de atravesar miembros estructurales con tuberías. Por ende cuando se hable de errores se debe entender que se refiere a embeber tuberías en miembros estructurales.

En esta etapa se realizaron análisis globales de la estructura y análisis locales en las secciones que la conforman. Para esto se optó por la elaboración de tres clases de procedimientos. El primero consistió en un análisis local de las secciones que conforman los elementos, bien sean vigas o columnas. Posteriormente se llevó a cabo un análisis estático lineal y por ultimo se realizó un procedimiento estático no

¹ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Cap. B.2; Pág. B-4

lineal. Para tal fin, se utilizó la herramienta computacional SAP-2000¹. Cabe destacar que para el primer análisis se utilizó el Section Designer que es un programa contenido en el SAP, con el cual se pueden crear y estudiar secciones. El programa utilizado y los análisis realizados se describen a continuación.

4.3.1 DESCRIPCIÓN DEL SOFTWARE DE TRABAJO SAP-2000

Para el modelamiento se utilizó básicamente el programa computacional SAP-2000 versión 9.0.9 y el subprograma Section Designer.

SAP2000 es un programa de computador estructural basado en elementos finitos para el análisis y la solución estructural, lo cual lo hace autosuficiente para el análisis y diseño de estructuras civiles. Ofrece una intuitiva y poderosa interfaz al usuario, con muchas herramientas para ayudar en la construcción rápida y exacta de modelos, junto con las técnicas analíticas sofisticadas y necesarias para realizar proyectos más complejos.

El software permite, a través de una misma interfaz, crear y modificar un modelo que numéricamente define la geometría, las propiedades, las cargas y los parámetros de análisis para la estructura, realizar un análisis del modelo, la revisión de los resultados del análisis, el chequeo y perfeccionamiento del diseño de la estructura, entre otras, obteniendo los resultados de una manera gráfica en tiempo real².

✓ Descripción de la aplicación Section Designer

Section Designer es una utilidad separada contenida en SAP2000 y ETABS que puede ser usada para crear las secciones de los elementos frame. Con esta aplicación se pueden construir secciones compuestas de geometría arbitraria y

¹ SAP-2000 Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design; Version 9; Computer and Structures Inc; Berkeley- California 2004.

² Computer and Structures Inc; SAP-2000 Introductory tutorial; Pag.1-2.

combinaciones de materiales. Las propiedades geométricas de las secciones (las áreas, los momentos de inercia, y constantes torsionales) pueden ser calculadas y usadas para el análisis y diseño de las secciones estructurales.

Aunque Section Designer no es un programa independiente, en él se pueden realizar diversos tipos de análisis, y con esto ayudar en el análisis al ETABS y SAP2000. El Section Designer incluye numerosas formas prácticas que pueden ser definidas paramétricamente, así como secciones predefinidas. Además pueden dibujarse las formas según las necesidades específicas. Tiene la habilidad de generar curvas de interacción y superficies, dibujar las curvas de momento curvatura y hacer dibujos de tensión en la sección. Además, Section Designer puede calcular las propiedades no lineales de las rótulas plásticas para los elementos frame¹.

Para acceder a esta aplicación se procede de igual manera que para crear una sección convencional para un elemento frame (Define / Frame Sections...), pero se escoge la opción (Add SD Section) como se muestra en la figura 4.7 De inmediato se despliega el cuadro de dialogo mostrado en la figura 4.8 donde se puede asignar el tipo de material y el nombre a la futura sección etc. y permite acceder a la aplicación oprimiendo el botón (Section Designer...).

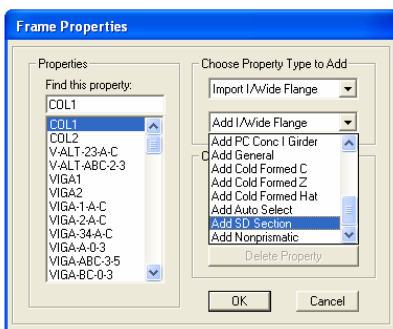


Figura 4.7. Cuadro de dialogo para crear y modificar secciones tipo frame en SAP-2000.

¹ Computer and Structures Inc CSI; Analysis Reference Manual; Pag.94.

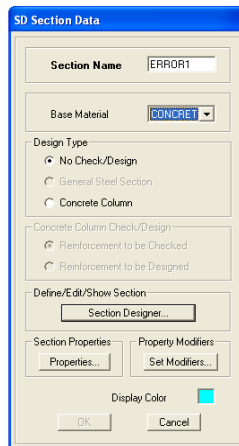


Figura 4.8. Cuadro de dialogo para acceder a la aplicación Section Designer en SAP-2000.

Inmediatamente realizados los pasos descritos anteriormente, se ejecuta la aplicación Section Designer, con la cual se puede crear y analizar secciones, que pueden ser asignadas posteriormente al modelo en SAP-2000. En la figura 4.9 se muestra la interfaz del subprograma Section Designer con una sección creada.

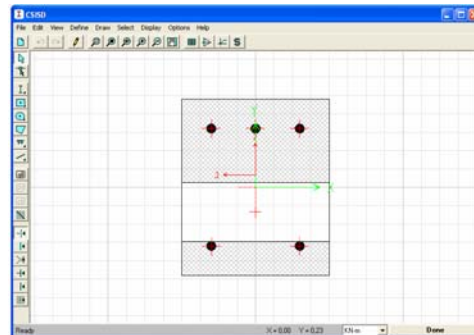


Figura 4.9. Interfaz de la aplicación Section Designer con una sección creada.

Para la creación de las secciones, la aplicación consta de múltiples utilidades que permiten que esta se pueda hacer de una forma adecuada.

Una vez creada la sección, se pueden analizar diversos aspectos. Algunos aspectos de gran importancia al momento de analizar una sección son las propiedades fundamentales, los diagramas de interacción para columnas y las curvas de momento-curvatura, cuyo fundamento teórico se describió en el capítulo 2. En la figura 4.10 se muestra un ejemplo de las propiedades básicas que son calculadas

por el programa, un ejemplo de un diagrama de interacción para una columna se muestra en la figura 4.11 y una curva de momento- curvatura en la figura 4.12.

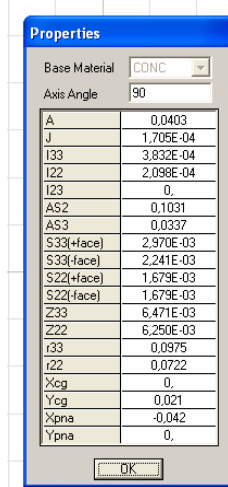


Figura 4.10. Ejemplo de las propiedades básicas calculadas por la aplicación Section Designer.

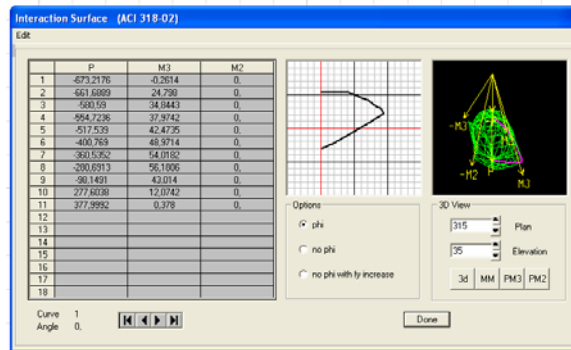


Figura 4.11. Ejemplo de diagrama de interacción para columna creado en la aplicación Section Designer.

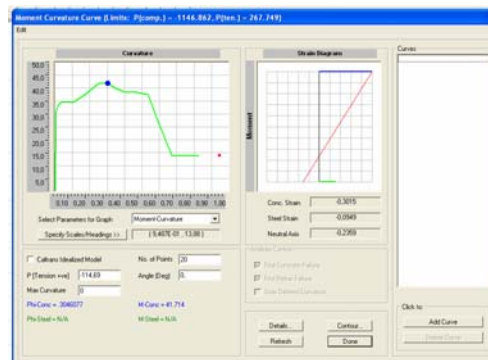


Figura 4.12. Ejemplo de una curva de momento- curvatura creada en la aplicación Section Designer.

4.3.2 ANÁLISIS LOCAL DE LAS SECCIONES

Este tipo de análisis, se basó en comparar el comportamiento de las secciones mostradas en el numeral 4.2.2, contra el de las secciones con tuberías embebidas. Como se mencionó anteriormente, para este análisis se utilizó la aplicación Section Designer. El análisis consistió en ingresar al programa la sección de cada uno de los elementos que conforman la edificación con sus respectivos refuerzos y luego se modificaron dichas secciones para tener en cuenta la presencia de las tuberías embebidas. De esta forma, se realizó el modelamiento de varias alternativas dependiendo de la geometría de la sección y del refuerzo dado por el diseño previamente establecido. Esto con el objeto de comparar las secciones originales contra las respectivas secciones afectadas para así evaluar los posibles efectos. Para este análisis se tuvo en cuenta lo descrito en el capítulo 2.

4.3.2.1 CREACIÓN DE LAS SECCIONES SIN ERRORES.

Tomando como base las secciones de la edificación tipo mostradas en el numeral 4.2.2, se procedió a la incorporación de estas al programa Section Designer. En la figura 4.13 se muestran ejemplos de las secciones creadas:

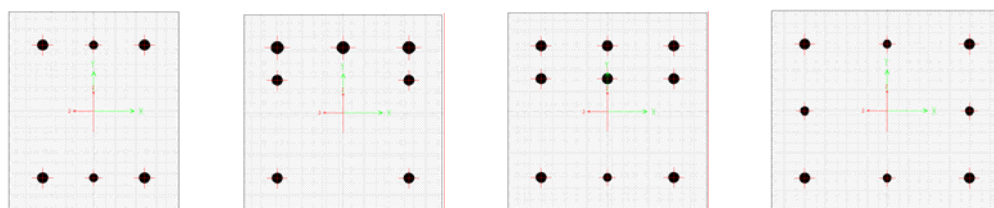


Figura 4.13. Ejemplos de secciones creadas con Section Designer.

4.3.2.2 CREACIÓN DE LAS SECCIONES CON ERRORES

✓ CONSIDERACIONES PARA LOS ERRORES

- **Tipo de elementos**

Como se mencionó en el capítulo 3, existe diferencia entre la afectación de vigas y columnas, por esto es fundamental tratar estos elementos de manera diferente, debido a que suelen presentar distintos tipos de errores.

- **Forma de la afectación**

Cada tipo de error cambia o afecta la sección del elemento de una forma diferente. Esto obedece a si son causados por tuberías horizontales o verticales, de forma transversal o longitudinal. Por tal motivo, se crearon diferentes secciones para el análisis dependiendo del error considerado. En la figura 4.14 se muestran esquemas de diferentes afectaciones por tuberías embebidas. En la figura 4.14a se muestra la sección de un elemento afectado por un ducto vertical que lo atraviesa transversalmente, en la figura 4.14b se muestra la sección de un elemento afectado por un ducto horizontal que lo atraviesa transversalmente y en la figura 4.14c se muestra un elemento afectado por un ducto embebido longitudinalmente.

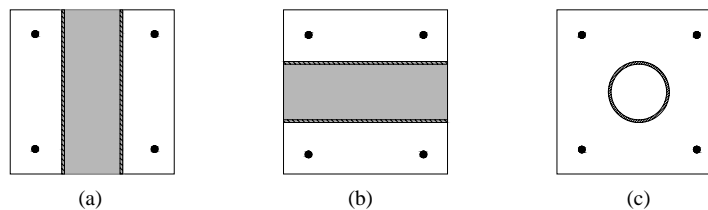


Figura 4.14. Esquema de formas de afectaciones a elementos por tuberías.

- **Magnitud de la afectación**

Este aspecto es de suma importancia al momento de mirar el grado en que la tubería embebida afecta al miembro, ya que no es lo mismo que se afecte el elemento con una parte de la tubería que con la totalidad de esta. Por esto para una misma clase de error se cambió la magnitud de la afectación. A continuación se muestran esquemas de distintos grados de afectación para diversos errores.

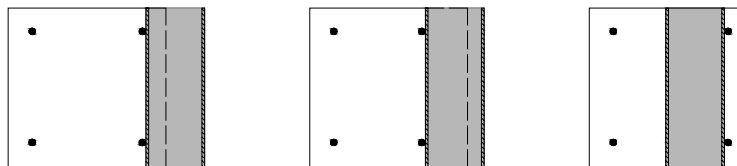


Figura 4.15. Esquema de diferentes grados de afectación de un elemento por un ducto vertical que lo atraviesa transversalmente.

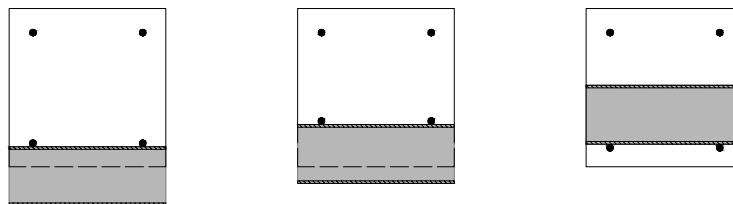


Figura 4.16. Esquema de diferentes grados de afectación de un elemento por un ducto horizontal que lo atraviesa transversalmente.

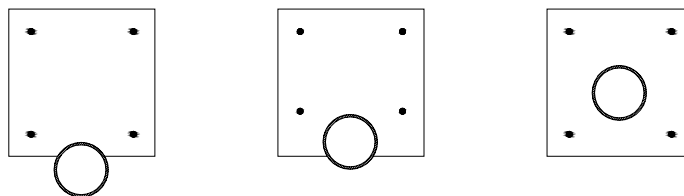


Figura 4.17. Esquema de diferentes grados de afectación de un elemento por un ducto que lo atraviesa longitudinalmente.

✓ DESCRIPCIÓN DE LOS ERRORES ANALIZADOS

- En vigas

Para las vigas se consideraron errores de tuberías embebidas transversalmente, que según la investigación realizada son los más comunes. Estas afectaciones pueden ser tanto verticales como horizontales.

Para el caso de tuberías verticales se consideraron errores tanto en medio del acero de refuerzos como a un lado de estos. En la afectación en medio de los refuerzos se consideró una tubería de 4", aproximadamente 10cm. Para el caso de la afectación a un lado del refuerzo, además de considerar una afectación máxima de 10cm, ésta se varió a 7.5cm, 5cm y 2.5cm para considerar el caso de tuberías parcialmente embebidas. En la siguiente figura se muestra un ejemplo de lo descrito.

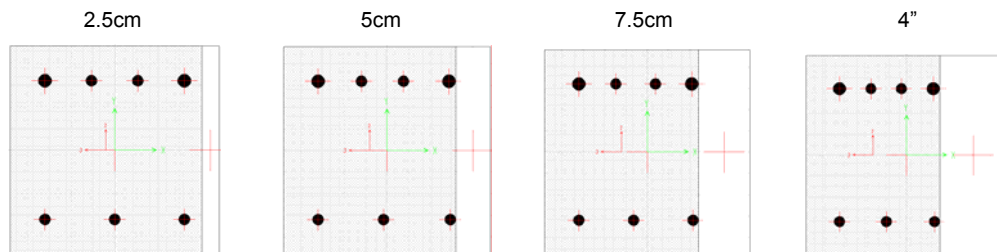


Figura 4.18. Ejemplo de secciones consideradas, producto de una tubería embebida verticalmente en una viga.

Para las tuberías horizontales también se consideraron errores en medio del acero de refuerzo, y en la parte superior e inferior de éstos. Para el caso de la afectación en medio de los refuerzos también se consideró una afectación de 4" y esta se localizó como se muestra en la figura 4.19. Para el caso de tuberías embebidas por encima del refuerzo superior y por debajo del refuerzo inferior, además de considerar una afectación máxima de 4", ésta se varió a 7.5cm, 5cm y 2.5cm para considerar el caso de tuberías parcialmente embebidas como se muestra en la figura 4.20.

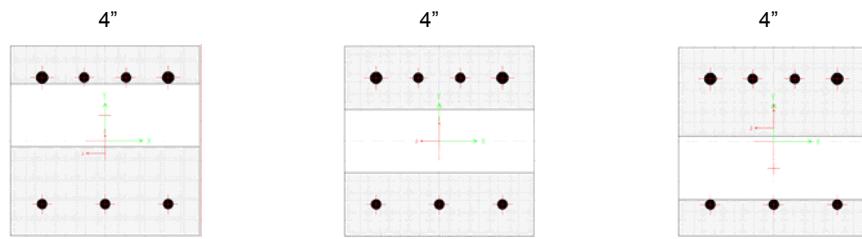


Figura 4.19. Ejemplo de secciones consideradas, producto de una tubería embebida horizontalmente en una viga en medio de los refuerzo.

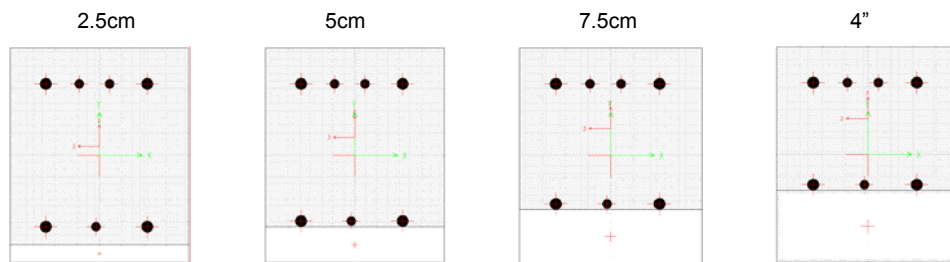


Figura 4.20. Ejemplo de secciones consideradas, producto de una tubería embebida horizontalmente en una viga abajo refuerzo.

- **En columnas**

Para las columnas se analizaron efectos de tuberías longitudinales de 4" de diámetro totalmente embebidas y el punto en que esta tubería cambia a horizontal al salir de la columna. En la siguiente figura se muestra un ejemplo de lo descrito.

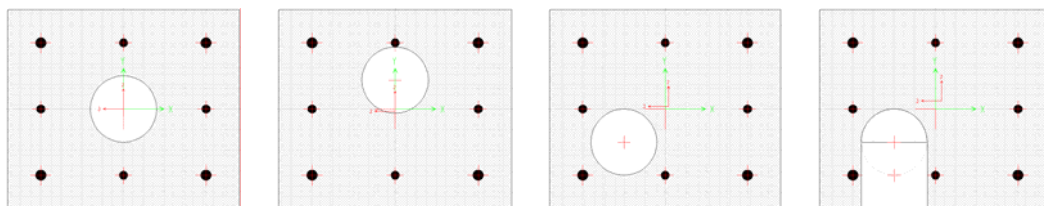


Figura 4.21. Ejemplo de secciones consideradas en una columna, producto de una tubería embebida.

4.3.3 MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL

Este modelamiento fue planteado en la concepción del proyecto y para su realización se tuvo en cuenta lo descrito en el capítulo 2. Este modelamiento consta de dos partes. La primera con modelos de la estructura sin considerar errores relacionados con la problemática tratada en esta tesis y la segunda con modelos implantando dichos errores.

4.3.3.1 MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL DE LA ESTRUCTURA SIN ERRORES

Para realizar este modelamiento se tuvo en cuenta lo mostrado en el numeral 4.2 donde se describieron las características de los modelos.

✓ DESCRIPCIÓN DEL MODELAMIENTO EN SAP-2000

En cuanto a lo referente a la creación de los modelos en SAP-2000 se destaca lo siguiente:

- **Creación de la geometría**

Un aspecto fundamental en la creación del modelo es la incorporación de la geometría adecuada, para esto se utilizan las dimensiones mostradas en el numeral 4.2.2 donde se muestran los planos tanto en planta como en altura. Para la incorporación de esta geometría es necesaria la creación de una grilla en tres dimensiones con los espaciamientos requeridos para definir los elementos a partir de esta.

- **Tipo de elementos**

Como la estructura de la edificación en su totalidad está conformada por pórticos compuestos por vigas y columnas, estos son definidos por medio de elementos tipo FRAME, los cuales se modelan como líneas rectas que conectan dos nodos. Cada elemento utiliza su propio sistema de coordenadas locales para la definición de las propiedades de la sección y las cargas, y para facilitar el análisis de los resultados.

- **Definición del tipo de apoyo**

La cimentación de la edificación se idealizó como totalmente empotrada, por esto los modelos se crearon con nodos en las uniones suelo estructura totalmente restringidos, esto se logro asignando un “Restraint” en todas las direcciones X, Y & Z y las rotaciones respectivas alrededor de cada uno de estos ejes.

- **Definición del material utilizado**

Para definir el material estructural para los modelos (Define/Materials...) se utilizo concreto, con las características que se mencionaron en el numeral 4.2.2.

- **Definición de las secciones**

Teniendo previamente el material de trabajo definido, se crearon las secciones de los elementos mostradas anteriormente (Define/Frame Sections...), para ser asignadas a cada elemento (Assign/Frame Sections...), con lo cual se le da propiedades tanto geométricas como de resistencia a los frame.

- **Definición del diafragma rígido**

Para simular los efectos de las placas de entrepiso que se consideran como rígidas, se asignaron “Constraint” tipo “Diaph” a todos los nodos de las cada planta, esta

restricción aplicada produce un movimiento igual en los nodos de cada placa, al restringir todos los grados de libertad, es decir, atar todos los nodos en movimientos tanto de traslación como de rotación.

- **Incorporación de las masas al modelo**

La incorporación al modelo de la masa por piso de la edificación, se logro mediante la creación de un nodo especial denominado “master joint” contenido en un “Constraint” creado previamente y situado en el centro geométrico de la placa, en el cual se concentro la totalidad de la masa por piso de la edificación en la dirección X & Y, y el respectivo valor de la masa rotacional generada alrededor de Z (Assign/Joint/Masses...), es valido destacar que en el modelo no fue incluido el peso de los materiales utilizados por estar incluidos en la masa situada en el “master joint”. La masa rotacional se calculo mediante la siguiente ecuación¹.

$$m_{rotacional} = \rho * J_o \quad \text{Ec. 4.1}$$

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

- **Definición de las uniones viga - columna**

A causa de que los elementos frame de los modelos en SAP-2000 son considerados con una longitud nodo a nodo, en las uniones viga-columna se presenta un traslape de los elementos que convergen en ese punto. Por esta razón, para hacer el modelo más acorde con la realidad, se puede determinar la longitud para alejar los elementos del nodo y así evitar que estos se traslapen. Esto se logra con la definición de un “End-Offset” con el cual se establece la longitud a partir del nodo y un factor de rigidez del mismo el cual varía de 0 para un nodo sin rigidez alguna, a 1

¹ Análisis Sísmico de Edificaciones. Maldonado Rondon, Esperanza y Chio Cho, Gustavo. 1 ed. Bucaramanga, 2004.

para un nodo totalmente rígido. Para este caso se escogió un valor de “End-Offset” de 0.2 y un factor de rigidez de 0.5.

- **Aplicación de las cargas viva y muerta al modelo**

Una vez introducida la geometría del modelo en SAP-2000, así como las propiedades de los materiales utilizados, las secciones transversales de vigas y columnas, y demás consideraciones mencionadas anteriormente, se procede a introducir las cargas al modelo, para lo cual se definieron previamente los tipos de carga a considerar en el mismo (define Load Cases).

- **Aplicación de la fuerza sísmica**

Las fuerzas sísmicas calculadas por el método de la fuerza horizontal equivalente, se asignaron al modelo en un “master joint” ubicado considerando el efecto de la torsión accidental definido en el la NSR-98¹. Para la aplicación de esta fuerza se considero 100% en la dirección de estudio y 30% en la dirección perpendicular.

- **Combinaciones de carga**

A los modelos se le definieron las combinaciones de cargas (Define/Combinations...) nombradas en el numeral 4.2.4. Además de estas combinaciones el software de trabajo SAP 2000 permitió crear la envolvente de diseño como una combinación adicional que presenta los valores críticos, lo cual puede ser de gran ayuda en diversos tipos de análisis.

¹ NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98, Título A, Pág. A-29.

4.3.3.2 MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO ERRORES

Teniendo como referencia los modelos utilizados en el análisis descrito anteriormente, se realizó el modelamiento estático lineal considerando errores, teniendo en cuenta los aspectos que se mencionan a continuación.

✓ CONSIDERACIONES PARA LOS ERRORES

Las consideraciones para los errores que se modelaron en este análisis son las mismas descritas en el análisis local de secciones mostrado en el numeral 4.3.2.2. Adicionalmente se tiene en cuenta el siguiente aspecto:

- **Posición longitudinal o lugar de la afectación**

Es lógico pensar que una tubería embebida en un elemento, no produzca los mismos efectos dependiendo de la posición longitudinal donde esta se encuentre, por esto se pensó en cambiar dicha posición a lo largo del elemento para ver los efectos (ver figura 4.22).

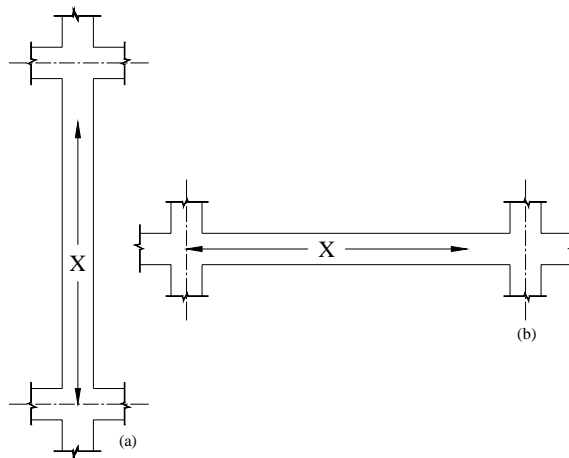


Figura 4.22. Esquema de la variación longitudinal X de la afectación en elementos: (a) para columnas y (b) para vigas.

✓ INCORPORACIÓN DE LOS ERRORES EN SAP-2000

Los errores en SAP-2000 se consideraron como reducciones en las secciones afectadas. Para incorporar la afectación de las secciones, primero se determinó si el error en consideración afectaba al elemento en su totalidad o en una parte de él. En el caso de errores en que se afecta al elemento en una forma longitudinal, la sección modificada se asignó a la totalidad del elemento frame, en cambio cuando se afecta a una parte del elemento, primero se realizó la división del frame para posteriormente asignar la nueva sección a solo una parte del elemento. Con respecto al cambio de las secciones afectadas, es necesario destacar que se realizó utilizando el subprograma Section Designer contenido en el SAP-2000 v9 descrito en el numeral 4.3.1, el cual permitió modelar las reducciones de secciones de una manera mas adecuada. En dicho programa se crearon las secciones modificadas para después incorporarlas a los modelos. Para corroborar el correcto comportamiento de los modelos a los cuales se asignaban secciones creadas con Section Designer a los elementos, se comparó un pequeño modelo con secciones creadas en Section Designer contra otro en el cual las secciones se crearon como rectangulares en SAP-2000. De esta prueba se obtuvo resultados iguales, por lo que las secciones con tuberías embebidas para el modelamiento estático lineal se hicieron con Section Designer. De esta manera, se logró incorporar al modelo diferentes tipos de secciones. A continuación se muestran ejemplos de la incorporación de las secciones creadas en Section Designer al programa SAP-2000.

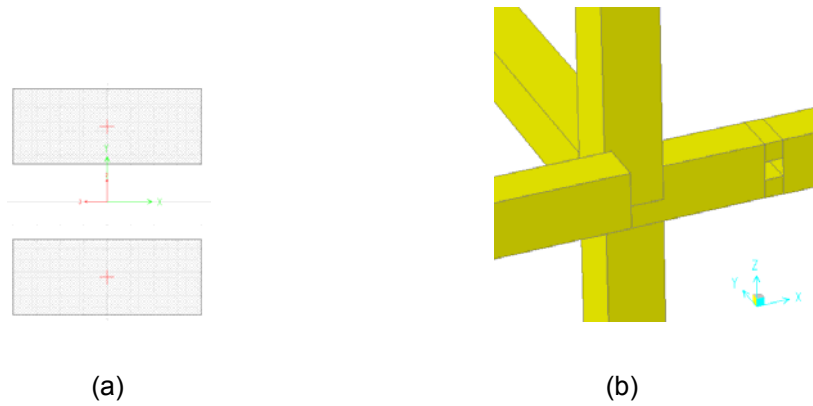


Figura 4.23. Ejemplo de la incorporación de una sección con una tubería embebida horizontalmente (a) figura de la sección transversal creada en Section Designer y (b) figura en SAP-2000.

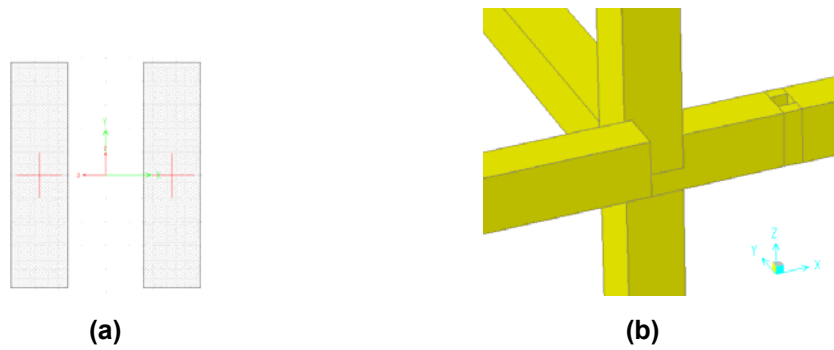


Figura 4.24. Ejemplo de la incorporación de una sección con una tubería embebida verticalmente (a) figura de la sección transversal creada en Section Designer y (b) figura en SAP-2000.

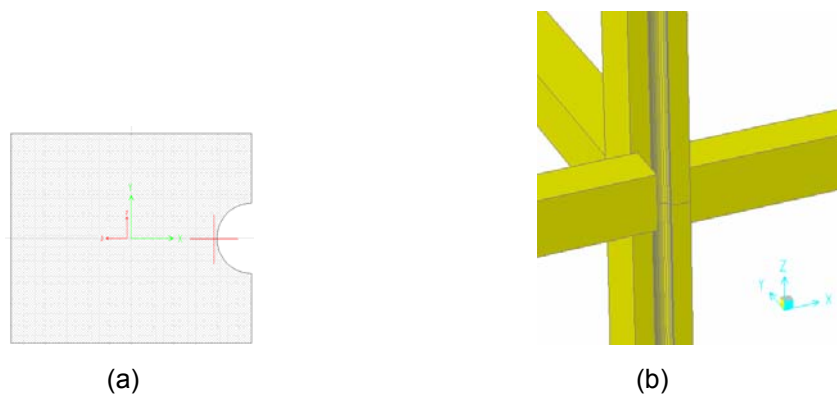


Figura 4.25. Ejemplo de la incorporación de una sección con una tubería embebida longitudinalmente (a) figura de la sección transversal creada en Section Designer y (b) figura en SAP-2000.

✓ DESCRIPCIÓN DE LOS ERRORES MODELADOS

Para este análisis se consideraron los mismos errores descritos en el numeral 4.3.2.2 para vigas y columnas. Con respecto al lugar de afectación para cada viga, se asignaron errores en tres lugares como se muestra en la figura 4.26. Además de esto, se consideró el efecto de bajantes que atraviesan las vigas de diferentes niveles en un pórtico, cambiando longitudinalmente su ubicación de la misma forma que para vigas individuales como se muestra en la figura 4.27. Para las columnas se consideraron errores longitudinales con la tubería totalmente embebida.

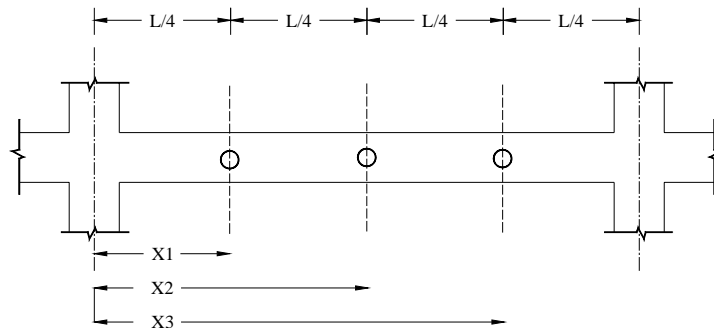


Figura 4.26. Posiciones de afectación consideradas para las tuberías embebidas en una viga.

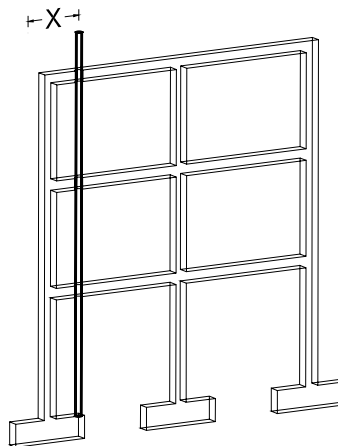


Figura 4.27. Posiciones de afectación consideradas para bajantes embebidos en vigas de diferentes niveles en un pórtico.

4.3.4 MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

Este tipo de análisis se realizó posteriormente al descrito en el numeral anterior. Este análisis, al igual que el estático lineal consta de dos fases: un modelamiento de la estructura sin considerar errores y un modelamiento considerando diversos errores. Aspectos teóricos básicos se comentaron en el capítulo 2.

4.3.4.1 MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA SIN CONSIDERAR ERRORES

✓ DESCRIPCIÓN DEL MODELAMIENTO EN SAP-2000

Para realizar este modelamiento se tomaron como base los modelos del análisis estático lineal y estos modelos se modificaron teniendo en cuenta algunas consideraciones. A continuación se consignan ciertos aspectos relevantes del proceso seguido:

- **Asignación de rótulas plásticas**

Teniendo los modelos realizados para el análisis sin la consideración de afectaciones por tuberías, para el análisis estático no lineal se procedió a asignar las rótulas plásticas para vigas y columnas (Assign/Hinges...). Para el caso de vigas se utilizaron rótulas de momento y cortante, y para las columnas, rótulas que tengan en cuenta además de momento, interacción con carga axial. Para el estudio se usaron las propiedades que el programa trae por defecto, las cuales están basadas en valores promedios del documento FEMA 356¹.

Para vigas se utilizaron rótulas M3 y V2 que corresponden a momento y cortante respectivamente, mientras que para las columnas se utilizó la rótula acoplada PMM.

¹ Computer and Structures Inc CSI; Analysis Reference Manual; Page 335

Estas rótulas se asignaron en la parte inicial y final de cada miembro (posición relativa 0 y 1 respectivamente).

En la figura 4.28 se muestra la grafica de carga Vs deformación laterales para una rótula, la cual está definida como una serie de segmentos de líneas rectas que representan el comportamiento de vigas y columnas. En el tramo entre A y B, hay una respuesta lineal hasta el punto B donde se inicia la fluencia. Esta porción es ignorada por el programa y es sucedida por otro segmento de fluencia y posible endurecimiento por deformación hasta C. Luego, hasta el punto D ocurre una degradación de la resistencia y por último ocurre la pérdida de la capacidad de carga gravitacional y el colapso en el punto E.

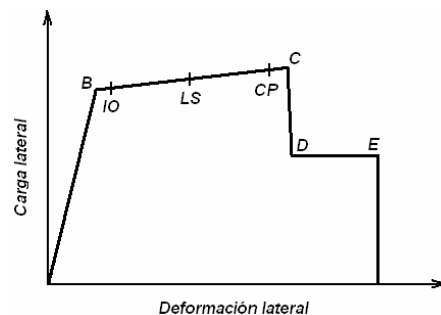


Figura 4.28. Relación carga-deformación.

- **Casos de análisis Pushover**

Teniendo las rótulas plásticas previamente establecidas se procedió a definir los respectivos casos de pushover (Define/Analysis Cases...). Para el presente estudio se utilizaron tres casos de pushover. El primero de carga vertical, el cual representó las cargas viva y muerta, y se denominó PUSH1. El segundo de carga lateral en la dirección X denominado PUSH2 y el tercero de carga lateral en la dirección Y denominado PUSH3. Para el caso PUSH1 se eligió la opción de empezar con condiciones iniciales desde cero, mientras que para los casos PUSH2 y PUSH3 se escogió la opción de empezar justo después de terminado el PUSH1, es decir, que la

carga lateral empezará a actuar luego de la deformación del modelo por carga vertical. En cuanto a la aplicación de las cargas, para el PUSH1 se utilizó la opción carga total (Full Load), mientras que para el PUSH2 y PUSH3 se utilizó la opción control de desplazamientos (Displacement Control). Los parámetros de control utilizados fueron los que propone por defecto el programa.

4.3.4.2 MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO ERRORES

Tomando como referencia los modelos anteriores, se procedió a la incorporación de los errores con el fin de mirar que efectos son causados por los mismos.

✓ CONSIDERACIONES PARA LOS ERRORES

Las consideraciones de los errores para este modelamiento fueron las mismas que para el modelamiento estático lineal.

✓ INCORPORACIÓN DE LOS ERRORES EN SAP-2000

La incorporación de los errores al modelo es similar a lo descrito en el numeral **4.3.3.2**, el cual tiene como base reducciones en las secciones afectadas. Sin embargo, para este modelamiento, cuando un elemento es afectado en una parte del mismo, se tuvo la consideración de colocar rótulas plásticas en dicho lugar, asumiendo como hipótesis, que el sitio afectado es un lugar débil y por lo tanto susceptible a la generación de una rótula en ese punto. Con respecto al cambio de las secciones afectadas, para este análisis se procedió de manera diferente a lo descrito en el numeral **4.3.3.2**, puesto que la reducción de las secciones con errores no se realizó con el subprograma Section Designer. Esto debido a que las secciones creadas con la configuración de aceros con esta aplicación, a pesar que podían ser incorporadas al modelo, el software presentó problemas con la configuración de los

aceros de una sección creada con Section Designer. Esto se dedujo del siguiente procedimiento: se crearon dos secciones geoméricamente iguales y con la misma configuración de aceros, una como rectangular y una utilizando Section Designer. Cada una de estas secciones fue asignada a un elemento frame y a dicho elemento se le asignó una rótula plástica. Posteriormente se compararon las propiedades de las rótulas creadas (Define/Hinge Properties...) y se encontró que los datos de cada rótula diferían. Debido a esto, se decidió idealizar las secciones afectadas por errores creándolas como secciones rectangulares y asignarlas de esta forma al modelo. En las figuras 4.28 y 4.29 se muestran las consideraciones tenidas en cuenta para adaptar los errores en SAP-2000.

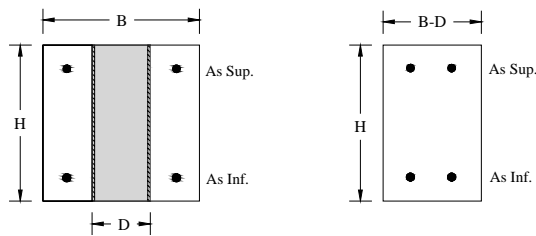


Figura 4.29. Consideraciones para la creación de secciones de vigas afectadas por una tubería vertical, como secciones rectangulares en SAP-2000.

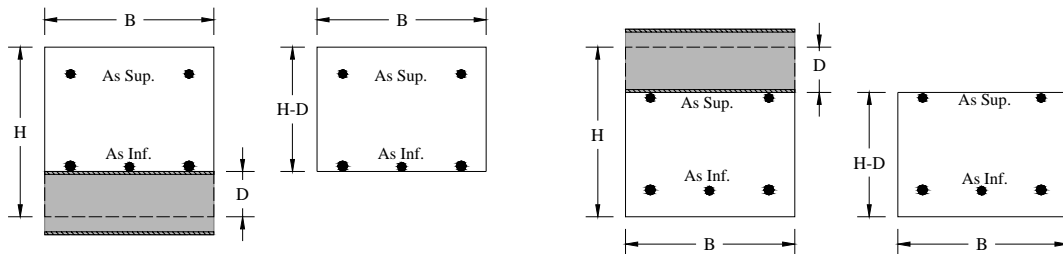


Figura 4.30. Consideraciones para la creación de secciones de vigas afectadas por una tubería horizontal en la parte inferior y superior del refuerzo, como secciones rectangulares en SAP-2000.

✓ DESCRIPCIÓN DE LOS ERRORES MODELADOS

Para las vigas, en este análisis, se utilizaron los errores que se pudieron idealizar como se describió en el numeral anterior, y se consideraron diferentes grados de

afectación dependiendo del porcentaje del diámetro de la tubería a ser embebido. En cuanto al lugar donde la viga es afectada longitudinalmente, se dividió la viga en siete puntos: dos al lado de los nodos y los demás en cada sexto de la viga, de estos puntos se tomaron los cuatro puntos donde el efecto de la dirección del sismo es mas critico, como se muestra en la figura 4.30. El efecto de los bajantes se consideró variando su ubicación longitudinal a lo largo de un vano de igual manera que para vigas individuales. Para las columnas no se implantaron errores porque no se encontró una forma adecuada de reducir la sección sin variar la configuración de aceros, la cual juega un papel importante en el análisis.

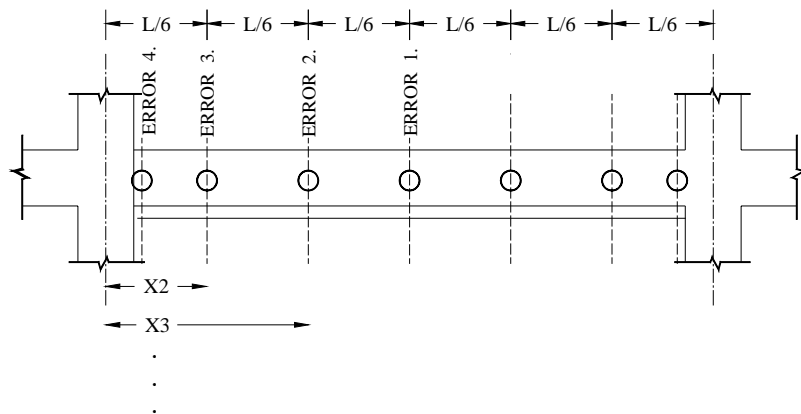


Figura 4.31. Posiciones de afectación consideradas para las tuberías embebidas en una viga.

CAPITULO 5.

ANÁLISIS DE LA AFECTACIÓN DE LAS INSTALACIONES EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

5.1 INTRODUCCIÓN

Con el propósito de analizar los efectos que producen a la estructura de una edificación las tuberías embebidas en sus miembros estructurales, lo primero que se hizo fue un estudio local de las secciones de la estructura para determinar en cuales de ellas las reducciones o el cambio en la configuración de los aceros de refuerzo produce mayores alteraciones con respecto a la sección original. Para esto, se realizaron diagramas esfuerzo-deformación para todas las secciones de vigas y para sus respectivas secciones transformadas por la presencia de las tuberías. De esta parte, se pudo determinar cuales errores causan más cambios en el comportamiento de cada una de las secciones de las vigas analizadas. Siguiendo un procedimiento similar al anterior, se realizaron diagramas de interacción para las columnas y sus respectivas secciones transformadas.

Teniendo en cuenta cuales errores intervienen de manera notoria en el comportamiento de las secciones, se realizó un modelamiento estático lineal, con el cual se esperaban encontrar ciertos cambios relacionados con aspectos como la deriva, las reacciones en los apoyos, la distribución de momentos en la estructura, entre otros. Pero los resultados arrojados por este análisis no fueron los esperados en cuanto no se notó un cambio considerable en la estructura que permitieran sacar deducciones a fondo del tema y dieran las bases para determinar el efecto de la reducción de sección de los elementos estructurales sobre el sistema estructural en general. En este punto, el estudio se enfocó en otro tipo de análisis, el análisis estático no lineal, con el cual, se buscó comparar el modelo de la estructura no

modificada por tuberías embebidas con los modelos en los que se consideran errores, mas allá de su estado elástico. Con este modelamiento, a diferencia del estático lineal, se pudo apreciar cambios en diferentes aspectos.

Como producto de toda esta etapa de modelamiento, se obtuvieron diversos resultados correspondientes a cada tipo de análisis realizado. A continuación se presentan algunos resultados tipo y se realiza el análisis de los mismos.

5.2 RESULTADOS ANÁLISIS LOCAL DE LAS SECCIONES

5.2.1 DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA PARA SECCIONES DE VIGAS

En este aparte se presenta el diagrama Momento Curvatura de algunas secciones de vigas que se tienen en la edificación. A cada una de ellas, se le asignó distintas clases de errores de los mencionados en el capítulo anterior. Las secciones que resultan al embeber una tubería horizontal o vertical, se analizan de igual forma que su respectiva sección original completa. Así, se obtienen bases para la selección de los errores que se modelaron en los demás análisis realizados: estático lineal y estático no lineal.

A continuación se presentan algunas de las secciones de vigas analizadas, las configuraciones consideradas resultantes al embeber tuberías en las mismas y sus respectivos diagramas momento-curvatura. Además se consignan tablas de valores de momento de fluencia y curvaturas, tanto para momento positivo como para momento negativo, así como también se esquematizan diagramas de barras que representan el porcentaje de disminución del momento de fluencia de cada sección transformada con respecto al de su respectiva sección original para momento positivo y negativo. Esto permite realizar las comparaciones para el análisis.

a) **SECCIÓN B-C 0-3**

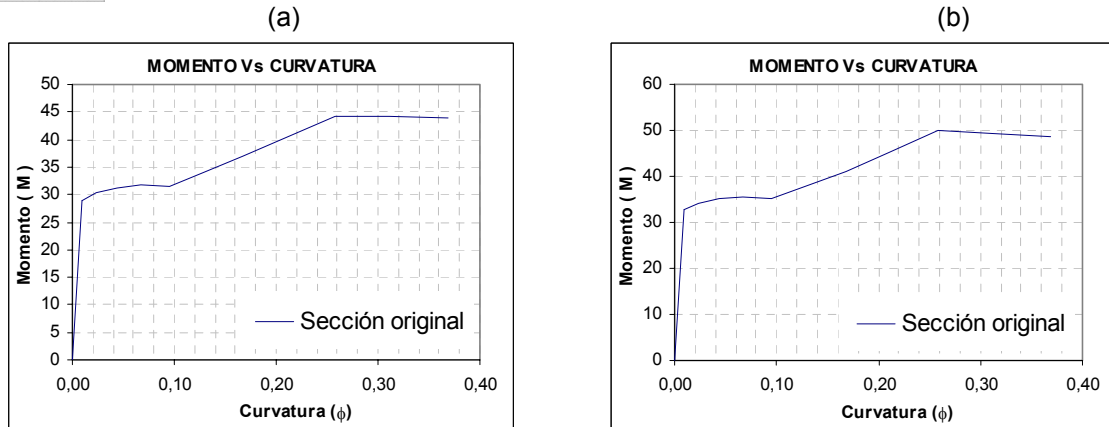
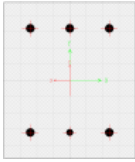


Figura 5.1. Diagramas momento-curvatura sección B-C_0-3 (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

a.1 SECCIONES RESULTANTES AL EMBEBER BAJANTES

✓ SECCIÓN BAJANTE 1_100%

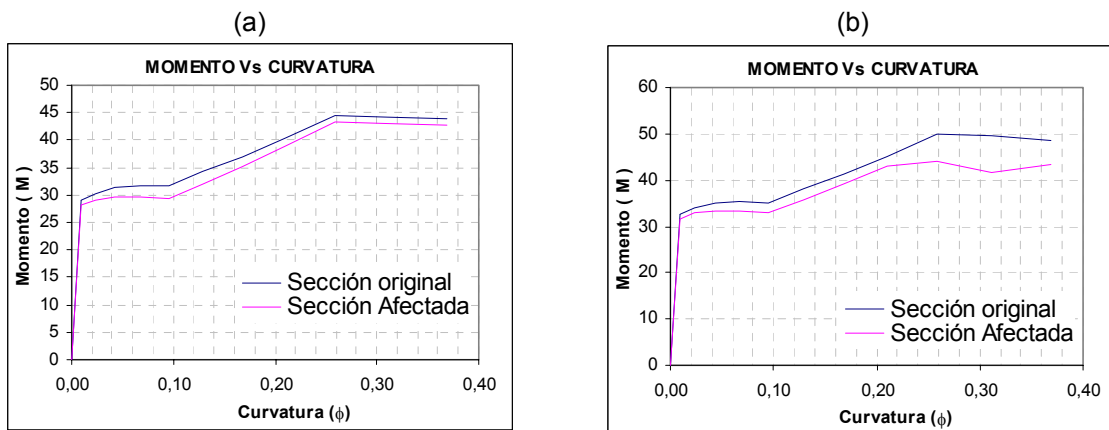
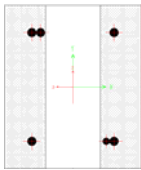


Figura 5.2. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con bajante 1 embebido 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 2_100%

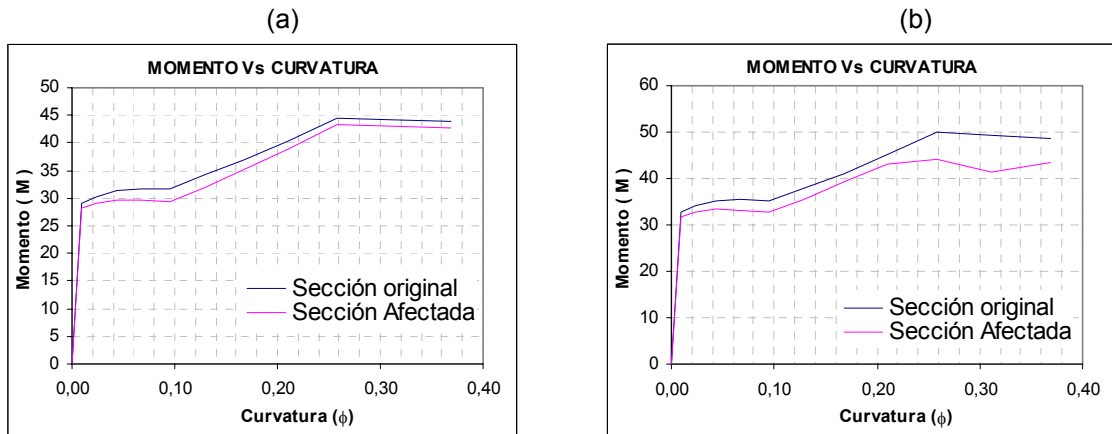
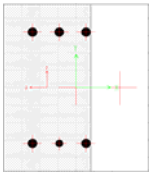


Figura 5.3. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con bajante 2 embebido 100% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 3_75%

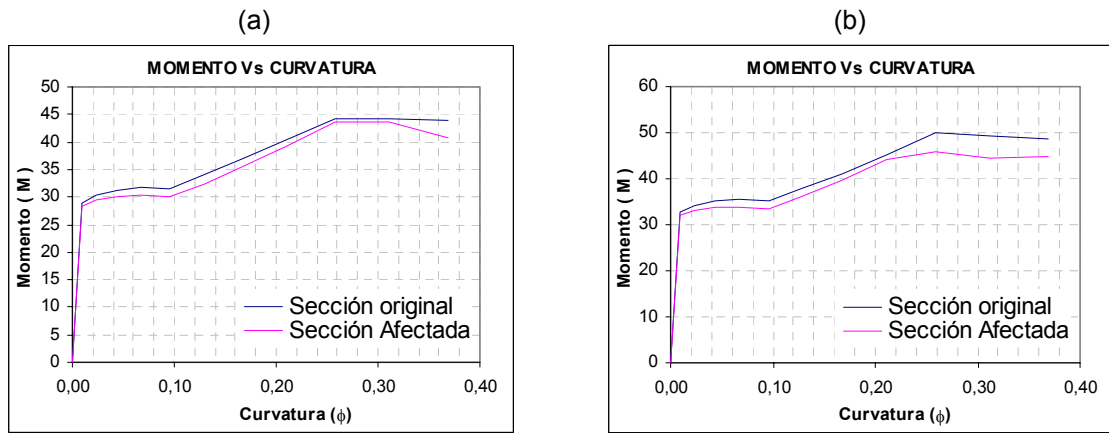
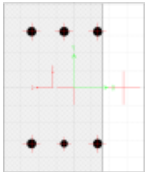


Figura 5.4. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con bajante embebido 75% para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 4_50%

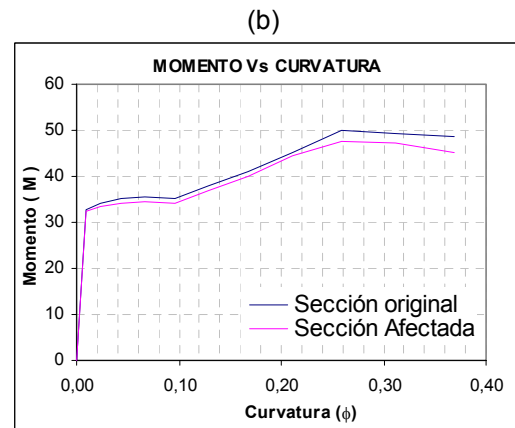
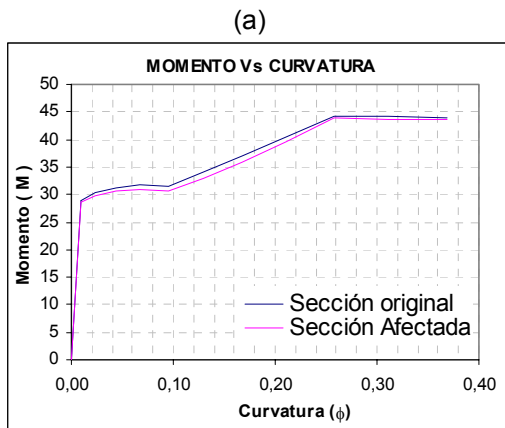
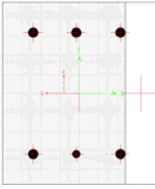


Figura 5.5. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con bajante embebido 75% para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 5_25%

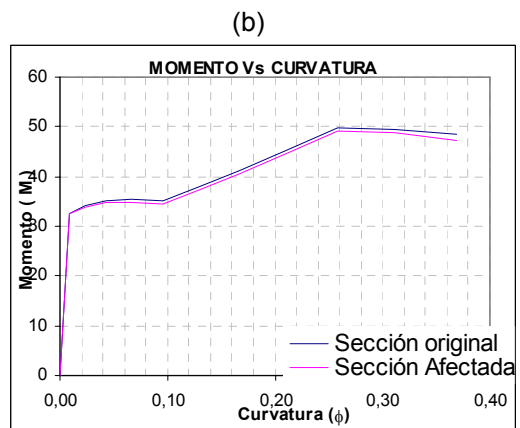
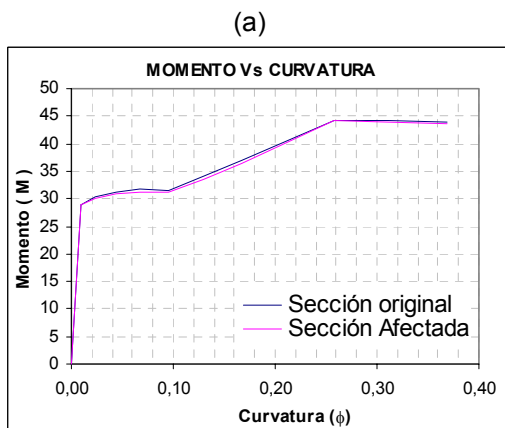
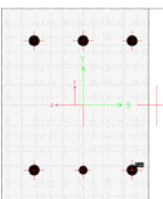
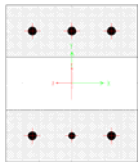


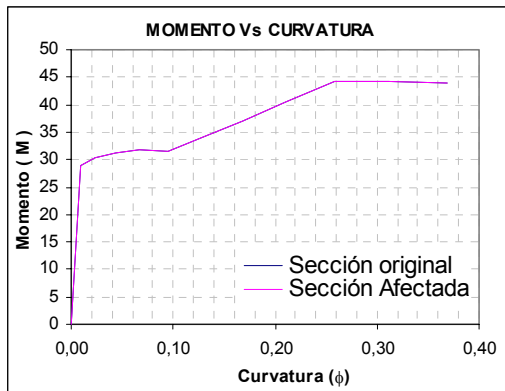
Figura 5.6. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con bajante embebido 25% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

a.2 TUBERÍA HORIZONTAL ENTRE LOS REFUERZOS

✓ SECCIÓN TH1_100%



(a)



(b)

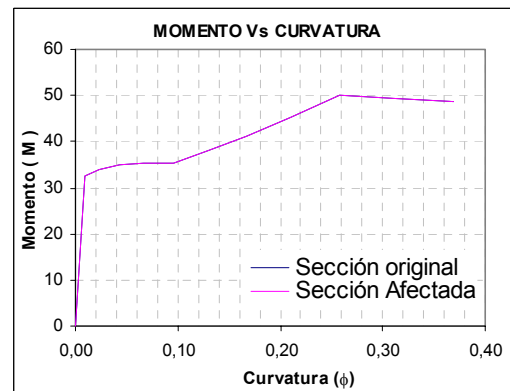
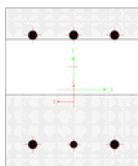
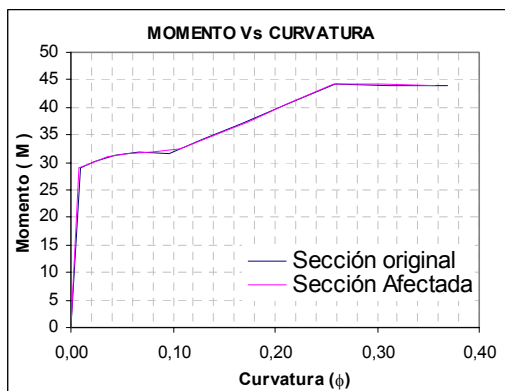


Figura 5.7. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH2_100%



(a)



(b)

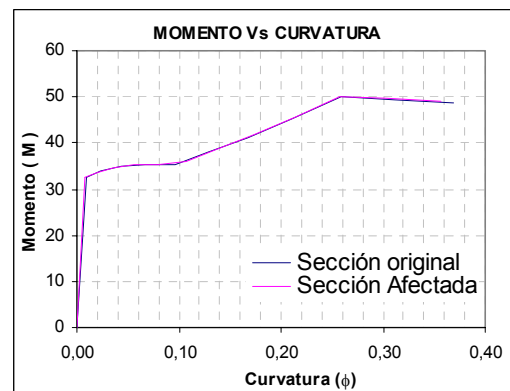
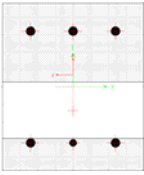
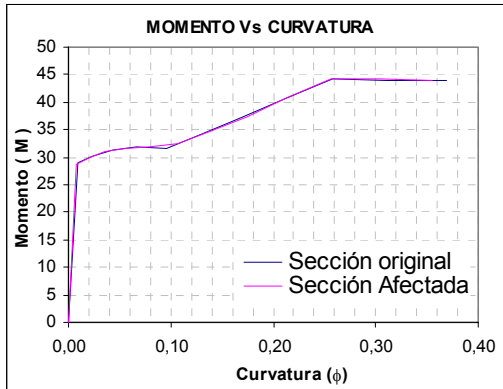


Figura 5.8. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH3_100%



(a)



(b)

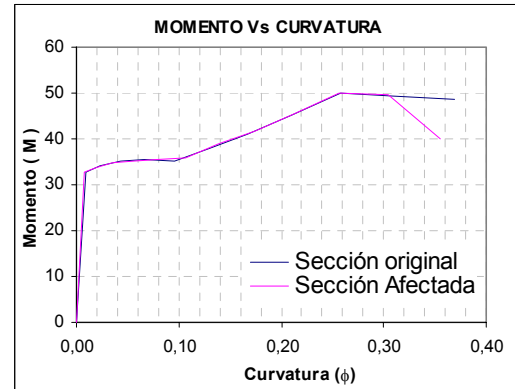
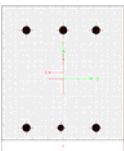


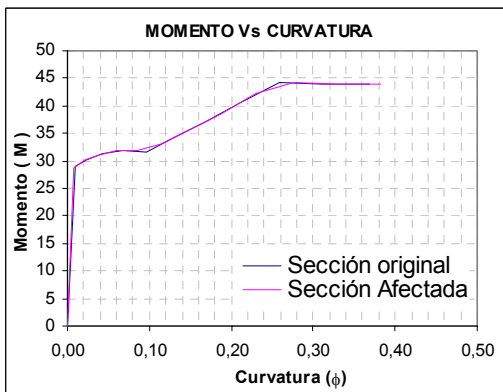
Figura 5.9. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

a.3 TUBERÍA HORIZONTAL PARTE INFERIOR DEL REFUERZO

✓ SECCIÓN TH1_25%



(a)



(b)

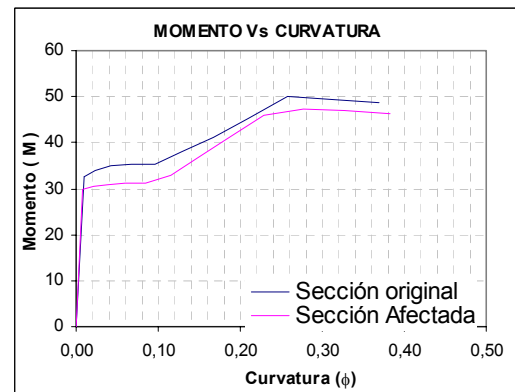
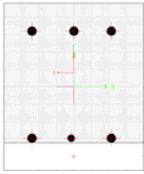
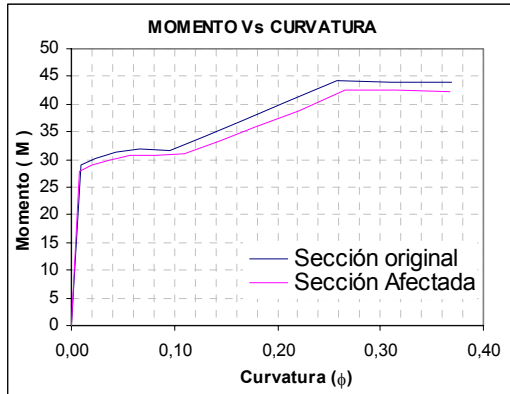


Figura 5.10. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 25% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH12_50%



(a)



(b)

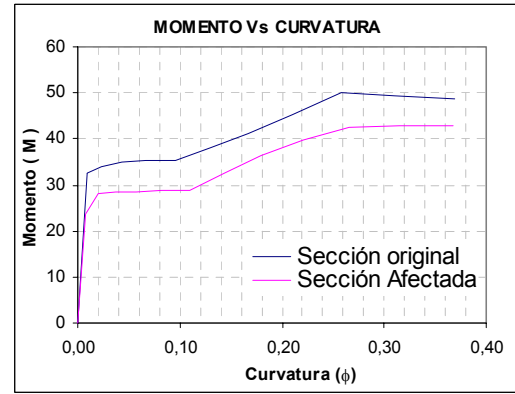
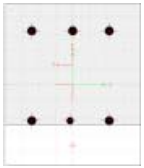
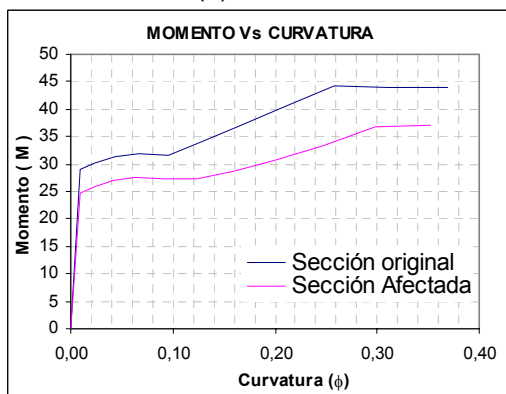


Figura 5.11. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 50% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH13_75%



(a)



(b)

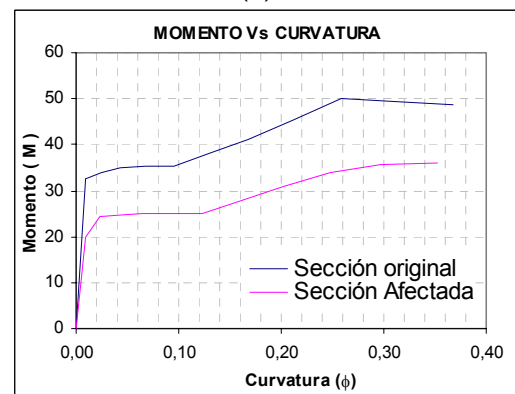
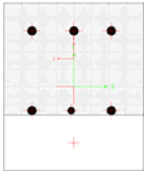
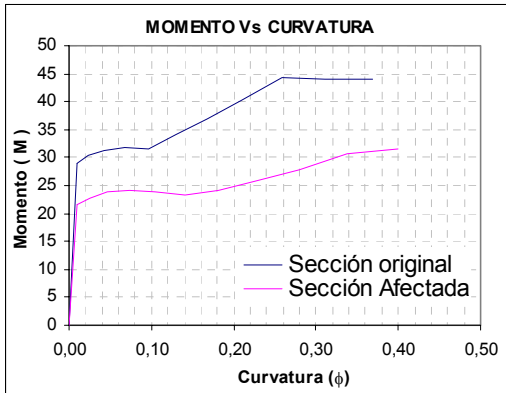


Figura 5.12. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 75% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH14_100%



(a)



(b)

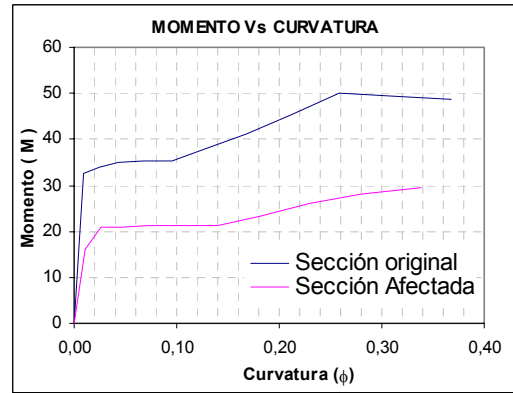
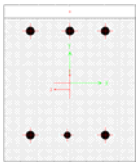


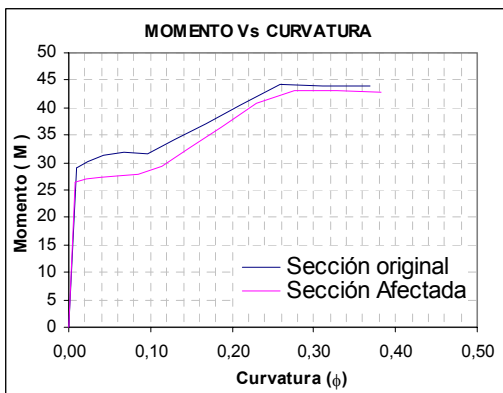
Figura 5.13. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 100% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

a.4 TUBERÍA HORIZONTAL PARTE SUPERIOR DEL REFUERZO

✓ SECCIÓN THS_25%



(a)



(b)

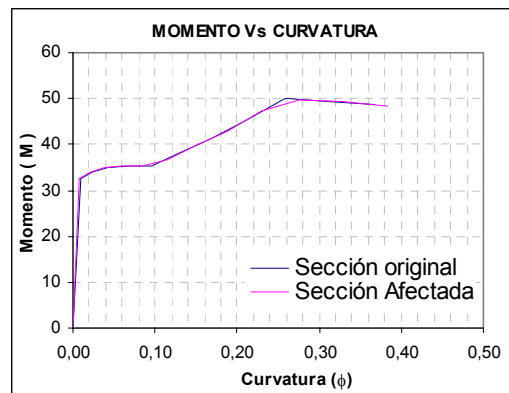
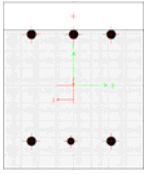
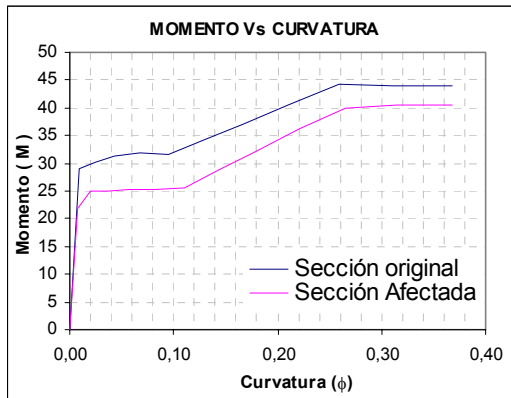


Figura 5.14. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 25% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN THS_50%



(a)



(b)

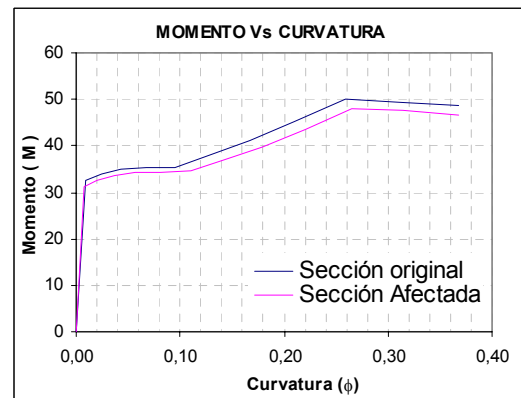
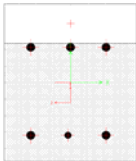
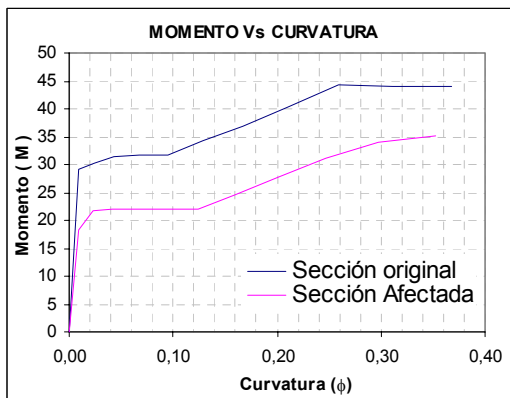


Figura 5.15. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embudada 50% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN THS_75%



(a)



(b)

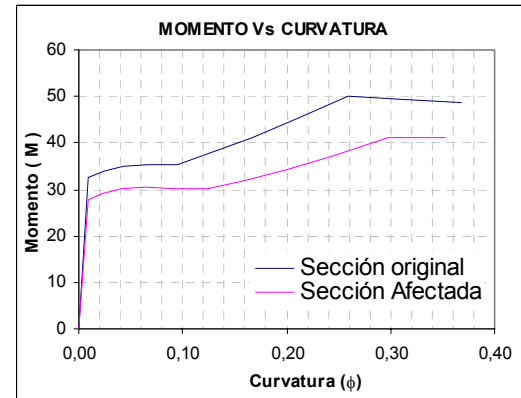
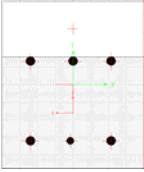
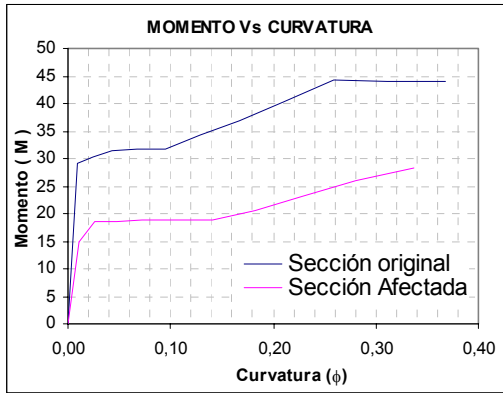


Figura 5.16. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embudada 75% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN THS_100%



(a)



(b)

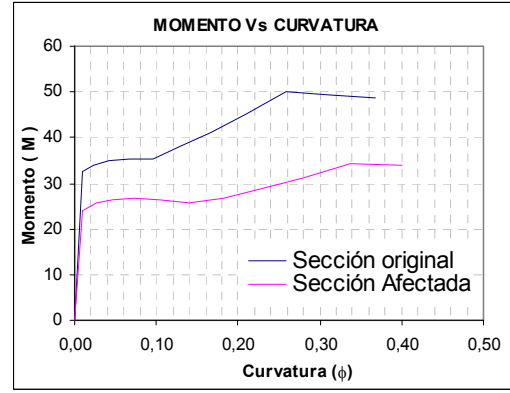


Figura 5.17. Diagramas momento-curvatura para sección B-C_0-3 con tubería horizontal embebida 100% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

Tabla 5.1. Valores de M_y y de ϕ_y para la sección B-C_0-3 y para sus secciones afectadas.

SECCIÓN		MOMENTO POSITIVO		MOMENTO NEGATIVO		%DISMINUCIÓN	
		M_y (KN-m)	ϕ_y (m)	M_y (KN-m)	ϕ_y (m)	% M_y (+)	% M_y (-)
ORIGINAL		29,183	0,011	32,900	0,012	----	
BAJANTES	B1_100%	28,311	0,012	31,907	0,013	2,99	3,02
	B2_100%	28,311	0,012	28,311	0,012	2,99	13,95
	B3_75%	28,565	0,012	28,565	0,012	2,12	13,18
	B4_50%	28,793	0,012	32,460	0,012	1,34	1,34
	B5_25%	28,997	0,012	32,691	0,012	0,64	0,63
ENTRE LOS REFUERZOS	TH1_100%	29,183	0,011	32,900	0,012	0	0
	TH2_100%	29,285	0,012	32,835	0,012	0	0,20
	TH3_100%	29,134	0,011	33,100	0,012	0,17	0
PARTE INFERIOR DEL REFUERZO	THI1_25%	29,149	0,011	30,013	0,013	0,12	8,78
	THI2_50%	28,142	0,012	25,798	0,014	3,57	21,59
	THI3_75%	25,043	0,014	22,206	0,016	14,19	32,51
	THI4_100%	21,970	0,016	18,754	0,019	24,72	43,00
PARTE SUPERIOR DEL REFUERZO	THS_25%	26,623	0,012	32,855	0,012	8,77	0,14
	THS_50%	23,277	0,014	31,703	0,012	20,24	3,64
	THS_75%	19,983	0,016	28,196	0,014	31,52	14,30
	THS_100%	16,804	0,019	24,514	0,016	42,42	25,49

Observando los datos consignados en la tabla 5.1 y esquematizados en las gráficas 5.18 y 5.19 para los porcentajes de variación del momento de fluencia a momento positivo y negativo, se nota que las mayores variaciones ocurren cuando el acero de refuerzo es desplazado por la tubería embebida, bien sea en la parte superior o inferior de la sección. Pero este efecto, para momento positivo es más notorio cuando se baja el refuerzo de la parte superior de la sección (las más notorias: secciones THS_100% y THS_75%). Por el contrario, para momento negativo, es más crítico subir el refuerzo inferior de la sección de la viga.

Además, de las graficas 5.18 y 5.19, se puede observar que el cambio en el momento de fluencia entre las secciones con tubería horizontal embebida en el centro de los refuerzos, no fue significativo. Esto debido a que en esta parte, el concreto desplazado es relativamente simétrico con respecto al eje neutro y también porque en esta sección existe una simetría entre el refuerzo superior y el inferior.

PORCENTAJE DE DISMINUCIÓN DE M_y PARA MOMENTO POSITIVO

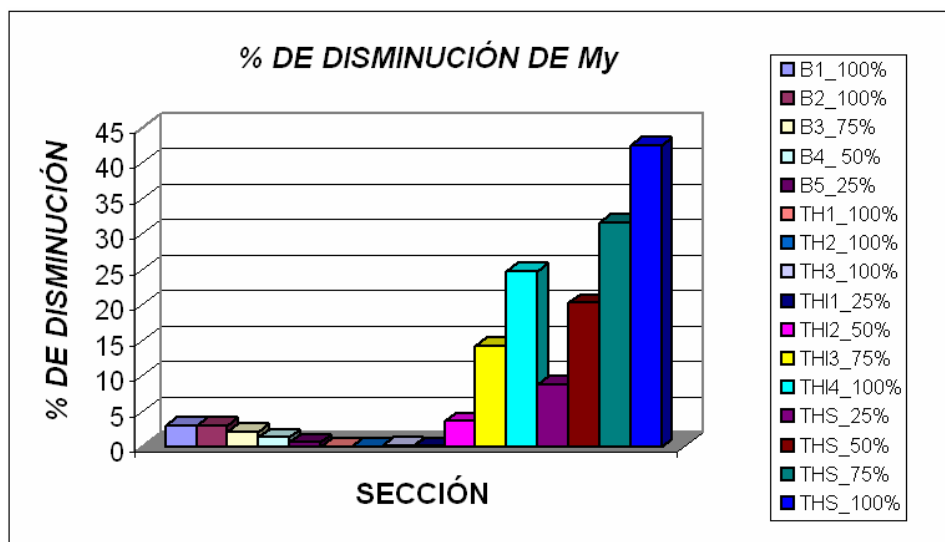


Figura 5.18. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección B-C_0-3 con momento positivo.

PORCENTAJE DE DISMINUCIÓN DE M_y PARA MOMENTO NEGATIVO

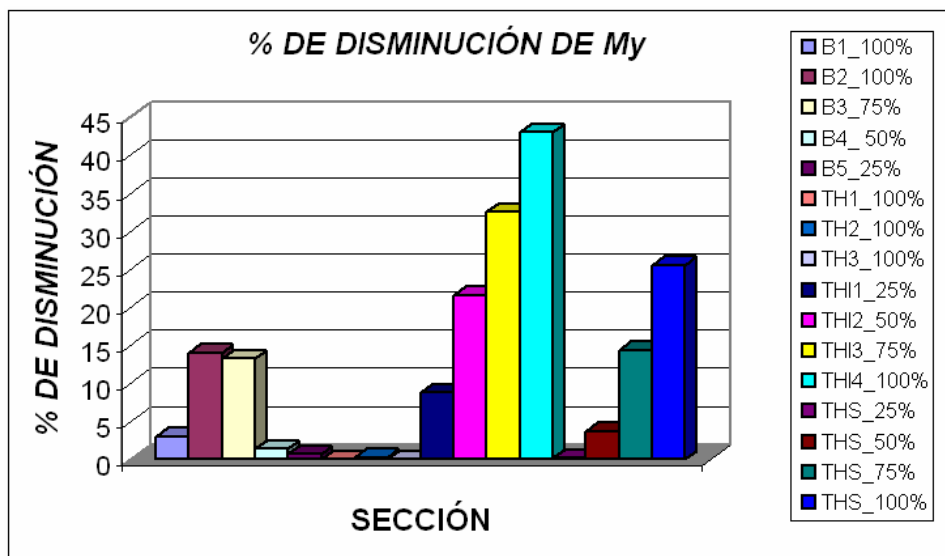


Figura 5.19. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección B-C_0-3 con momento negativo.

b) SECCIÓN 3-4 A-C

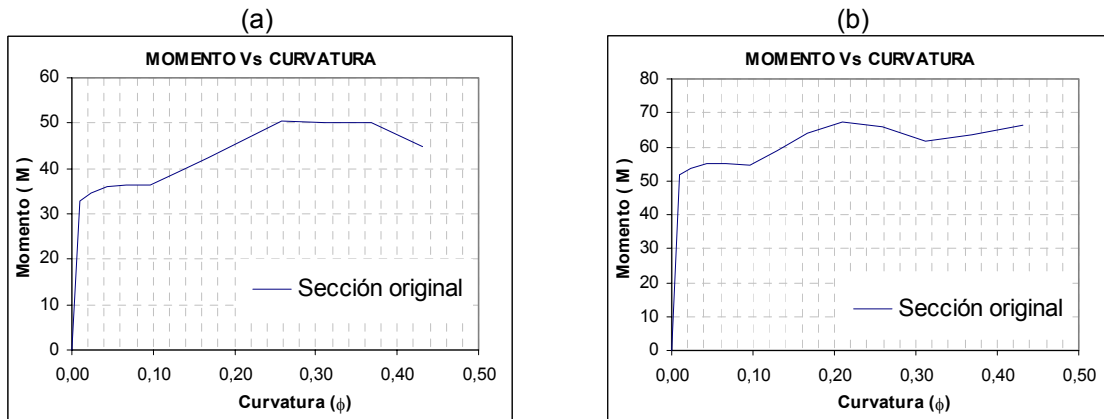
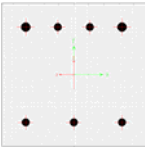


Figura 5.20. Diagramas momento-curvatura sección 3-4_A-C (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

b.1 SECCIONES RESULTANTES AL EMBEBER BAJANTES

✓ SECCIÓN BAJANTE 1_100%

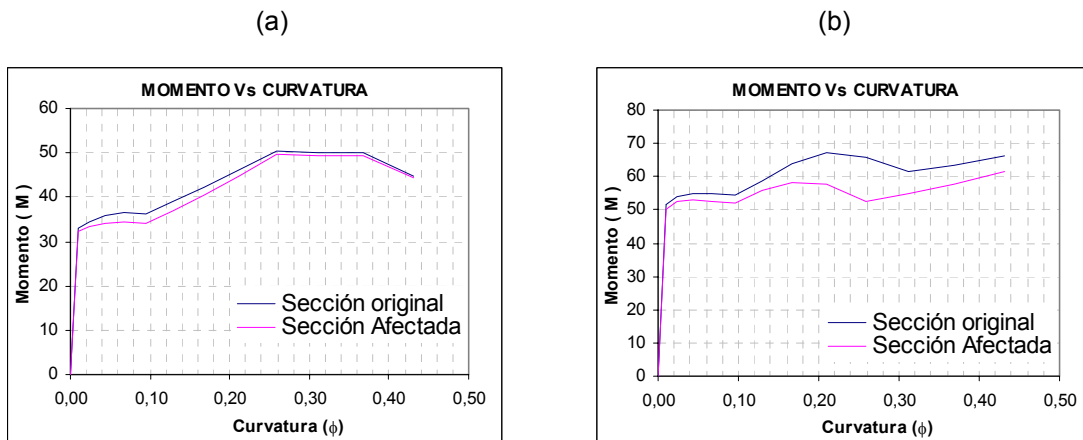
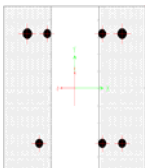


Figura 5.21. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con bajante 1 embebido 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 2_100%

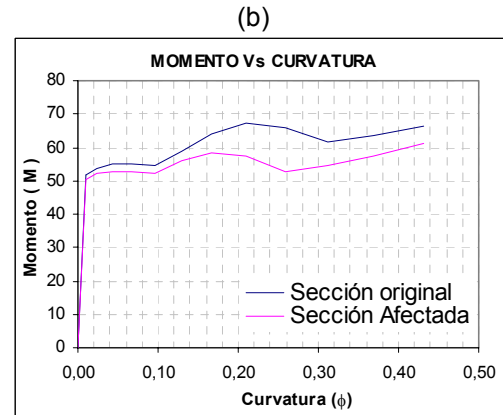
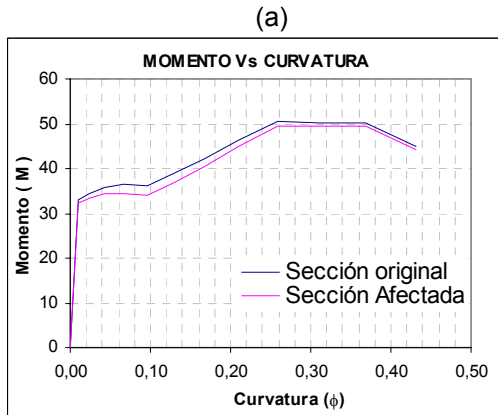
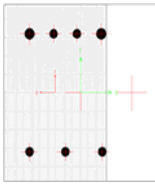


Figura 5.22. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con bajante 2 embebido 100% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 3_75%

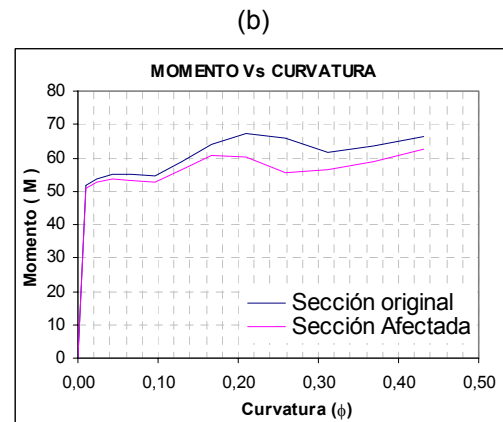
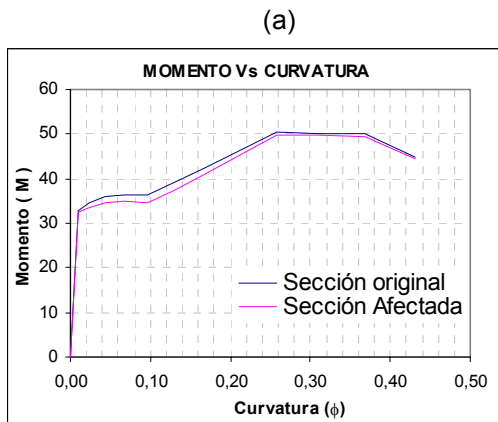
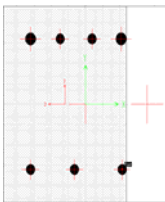
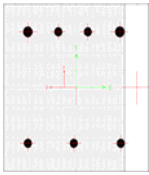
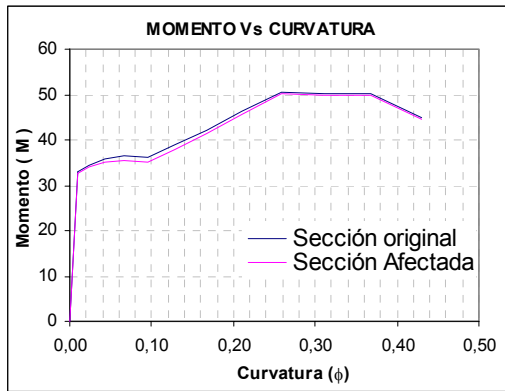


Figura 5.23. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con bajante embebido 75% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 4_50%



(a)



(b)

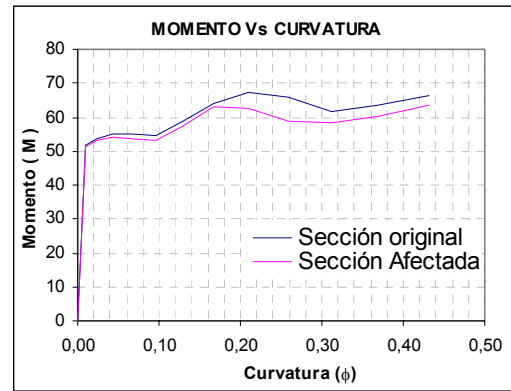
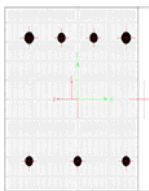
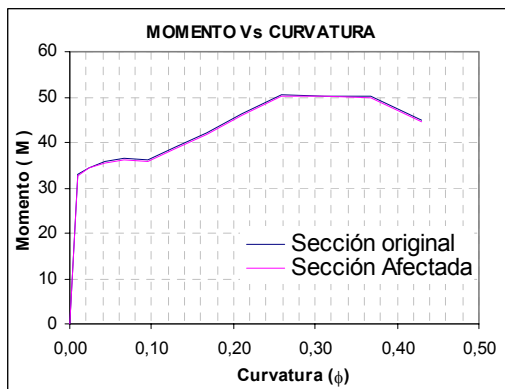


Figura 5.24. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con bajante embebido 50% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 5_25%



(a)



(b)

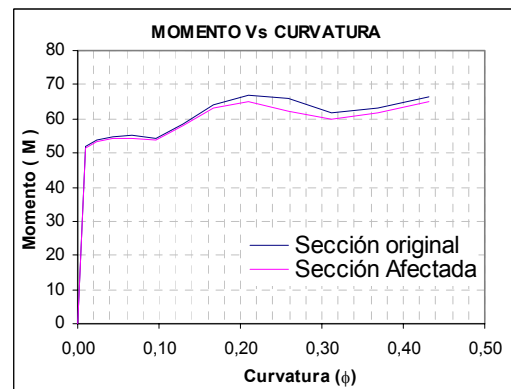


Figura 5.25. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con bajante embebido 25% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

b.2 TUBERÍA HORIZONTAL ENTRE LOS REFUERZOS

✓ SECCIÓN TH1_100%

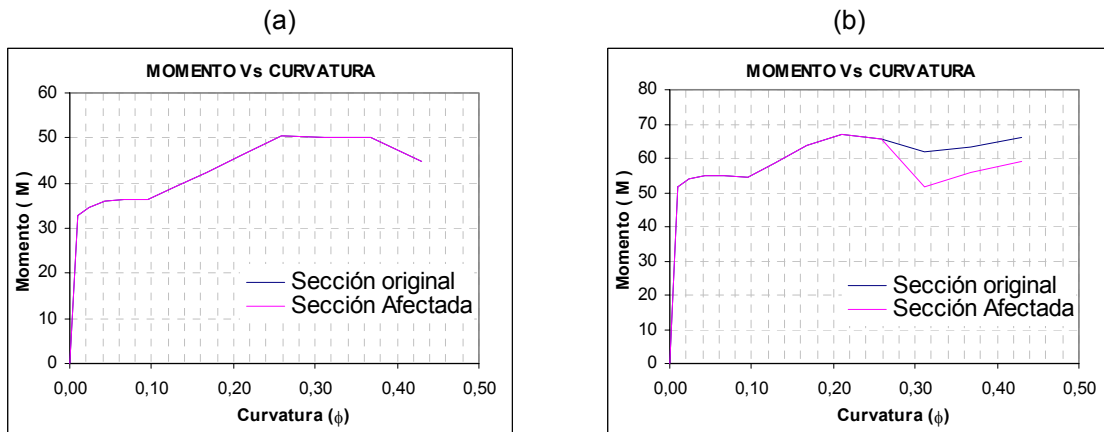
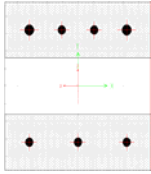


Figura 5.26. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH2_100%

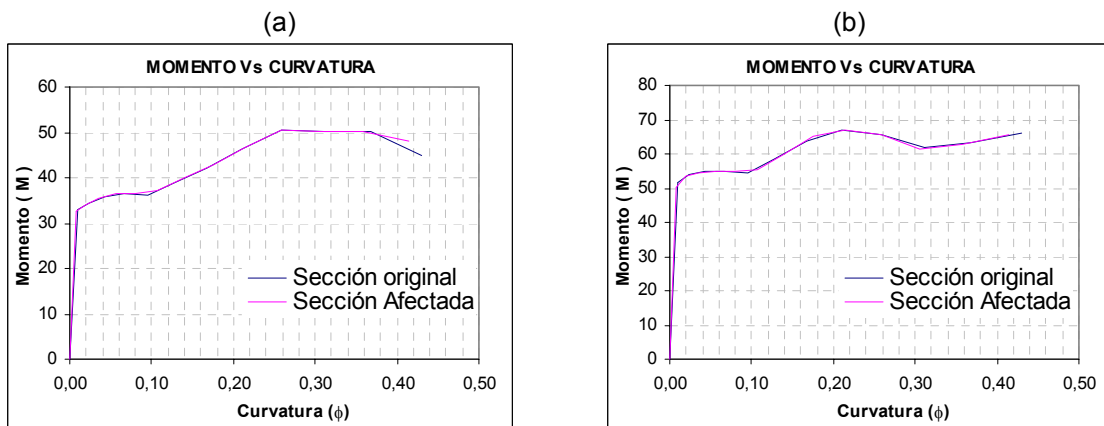
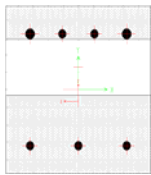
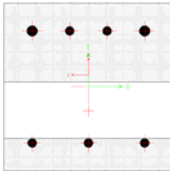
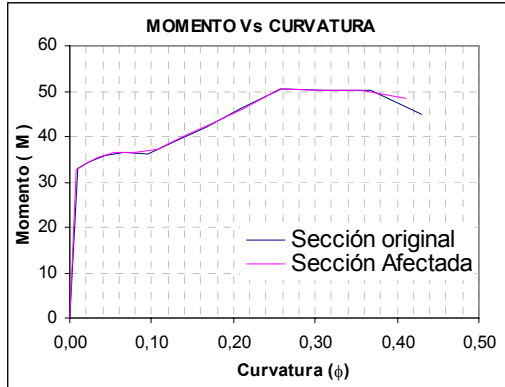


Figura 5.27. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH3_100%



(a)



(b)

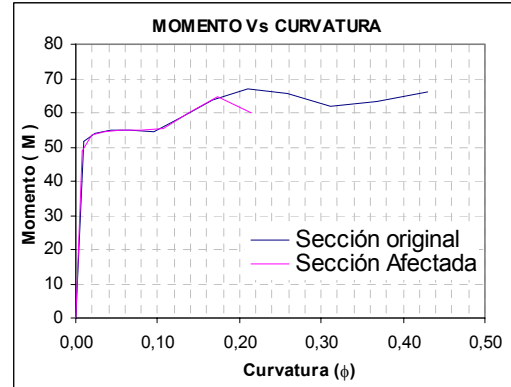
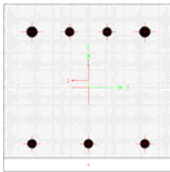


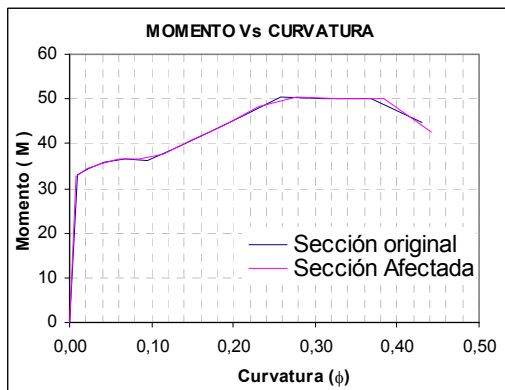
Figura 5.28. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

b.3 TUBERÍA HORIZONTAL PARTE INFERIOR DEL REFUERZO

✓ SECCIÓN TH11_25%



(a)



(b)

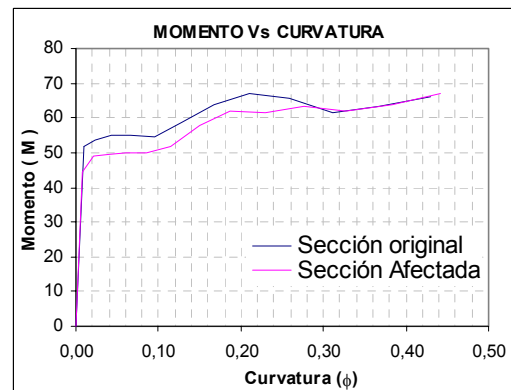


Figura 5.29. Diagramas momento-curvatura para sección 3,4_A-C con tubería horizontal embebida 25% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH12_50%

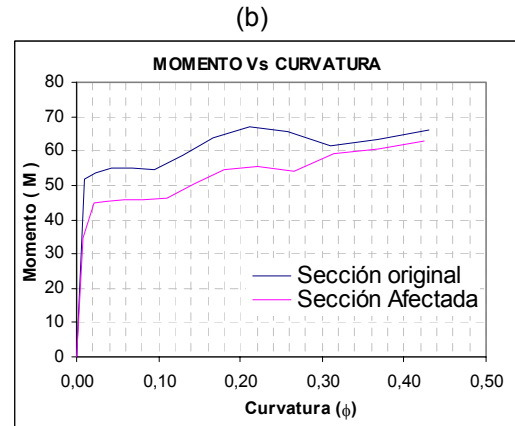
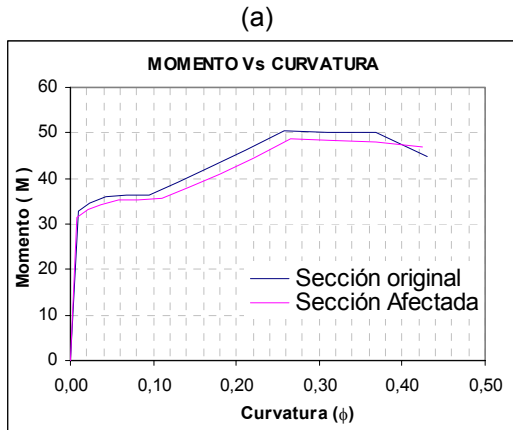
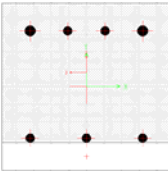


Figura 5.30. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 50% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH13_75%

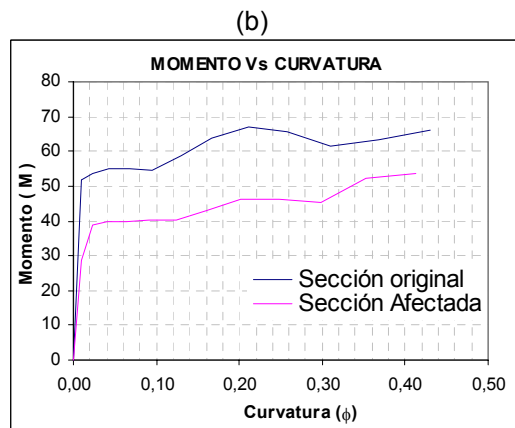
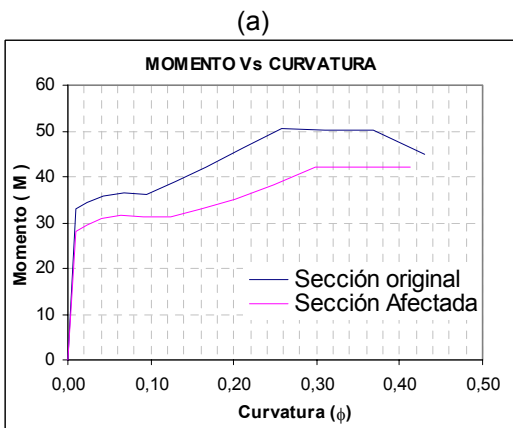
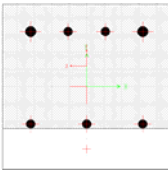


Figura 5.31. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 75% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH14_100%

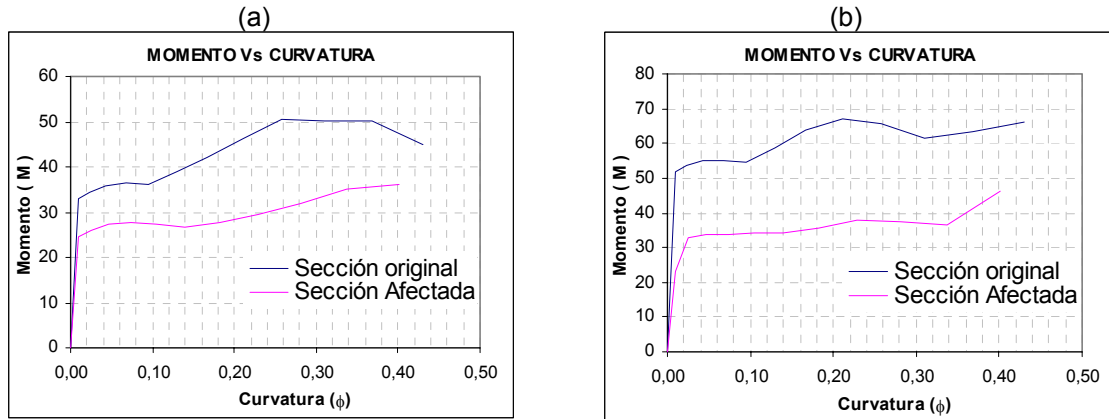
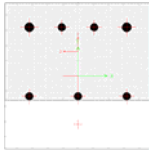


Figura 5.32. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 100% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

b.4 TUBERÍA HORIZONTAL PARTE SUPERIOR DEL REFUERZO

✓ SECCIÓN THS_25%

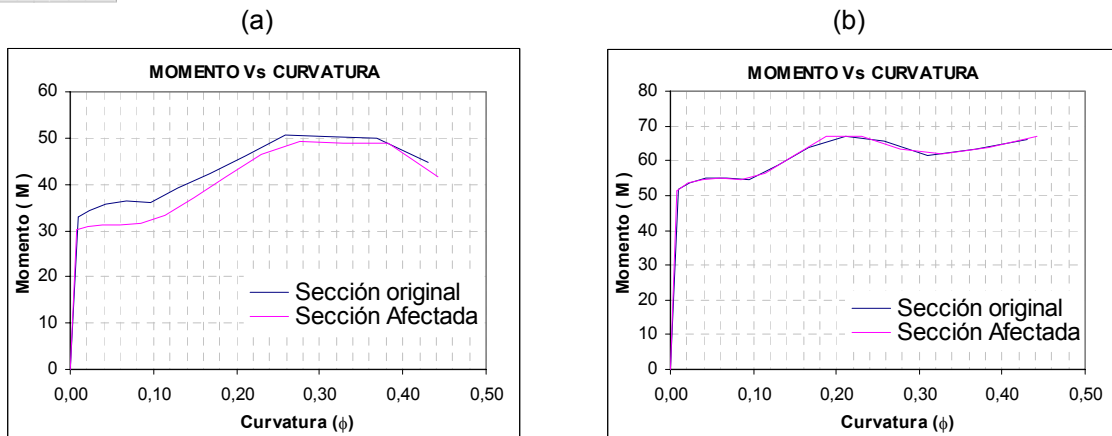
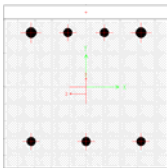


Figura 5.33. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 25% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN THS_50%

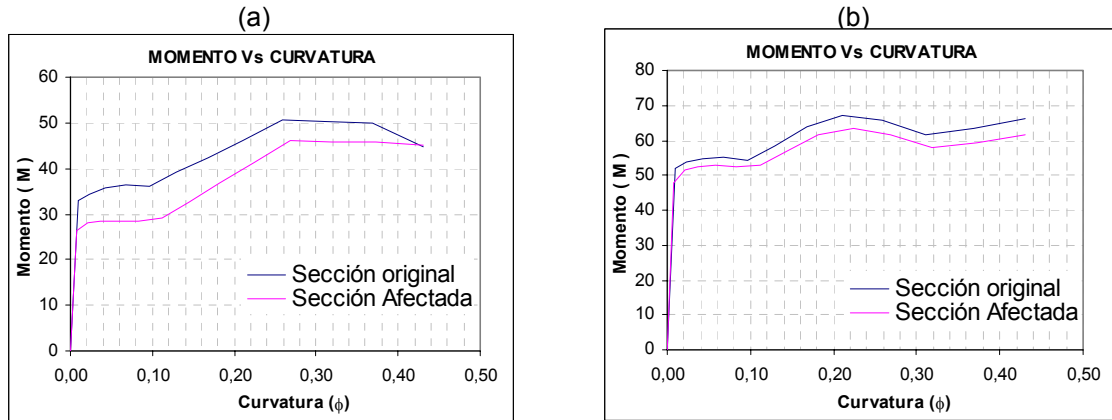
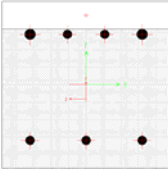


Figura 5.34. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 50% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN THS_75%

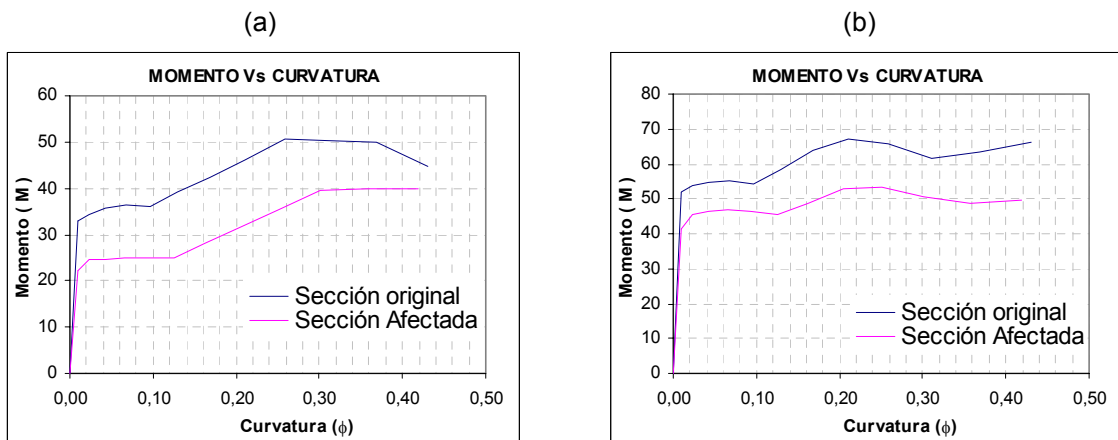
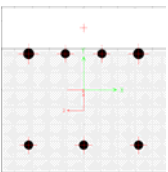
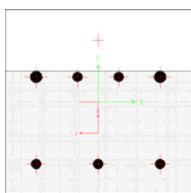
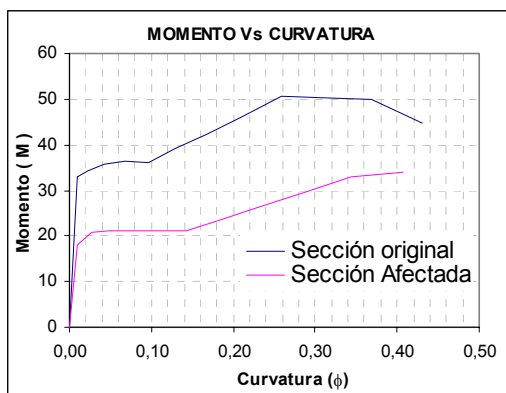


Figura 5.35. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 75% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN THS_100%



(a)



(b)

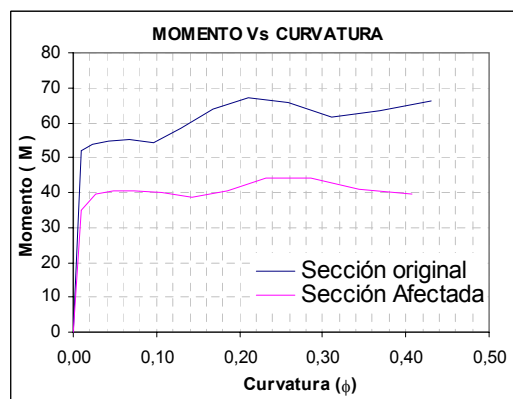


Figura 5.36. Diagramas momento-curvatura para sección 3-4_A-C con tubería horizontal embebida 100% parte superior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

Tabla 5.2. Valores de M_y y de ϕ_y para la sección 3-4_A-C y para sus secciones afectadas.

		MOMENTO POSITIVO		MOMENTO NEGATIVO		%DISMINUCIÓN	
SECCIÓN		M_y (KN-m)	ϕ_y (m)	M_y (KN-m)	ϕ_y (m)	% M_y (+)	% M_y (-)
ORIGINAL		33,122	0,011	52,199	0,012	----	----
BAJANTES	B1_100%	32,324	0,012	50,861	0,013	2,41	2,56
	B2_100%	32,324	0,012	50,861	0,013	2,41	2,56
	B3_75%	32,547	0,012	51,246	0,013	1,73	1,83
	B4_50%	32,753	0,012	51,595	0,013	1,11	1,16
	B5_25%	32,944	0,011	51,911	0,013	0,54	0,55
ENTRE LOS REFUERZOS	TH1_100%	33,122	0,011	52,198	0,012	0	0
	TH2_100%	33,122	0,011	51,431	0,012	0	1,47
	TH3_100%	33,078	0,011	50,548	0,013	0,13	3,16
PARTE INFERIOR DEL REFUERZO	THI1_25%	33,092	0,011	46,169	0,013	0,09	11,55
	THI2_50%	31,953	0,012	40,167	0,015	3,53	23,05
	THI3_75%	28,436	0,013	34,827	0,017	14,15	33,28
	THI4_100%	24,963	0,016	29,746	0,021	24,63	43,02
PARTE SUPERIOR DEL REFUERZO	THS_25%	30,308	0,012	52,113	0,012	8,50	0,17
	THS_50%	27,131	0,013	49,070	0,013	18,09	6,00
	THS_75%	23,213	0,015	42,941	0,015	29,92	17,74
	THS_100%	19,408	0,018	36,957	0,017	41,40	29,20

PORCENTAJE DE DISMINUCIÓN DE M_y PARA MOMENTO POSITIVO

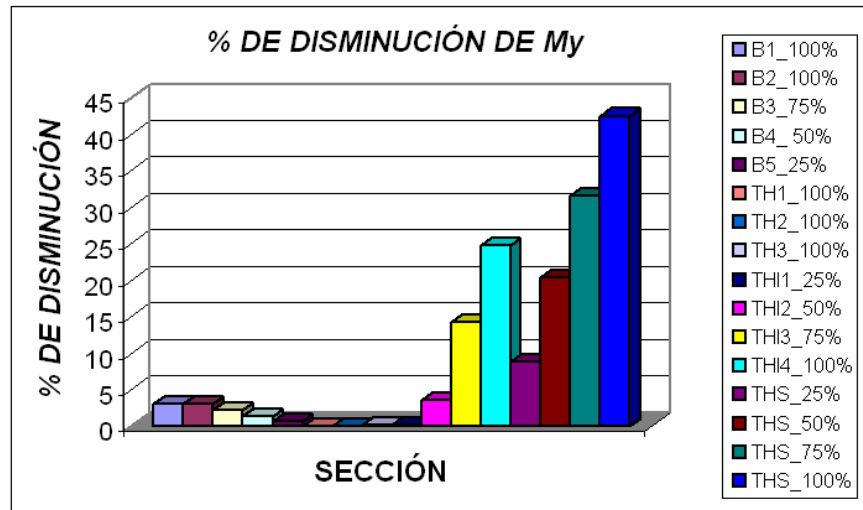


Figura 5.37. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección 3-4_A-C con momento positivo.

PORCENTAJE DE DISMINUCIÓN DE M_y PARA MOMENTO NEGATIVO

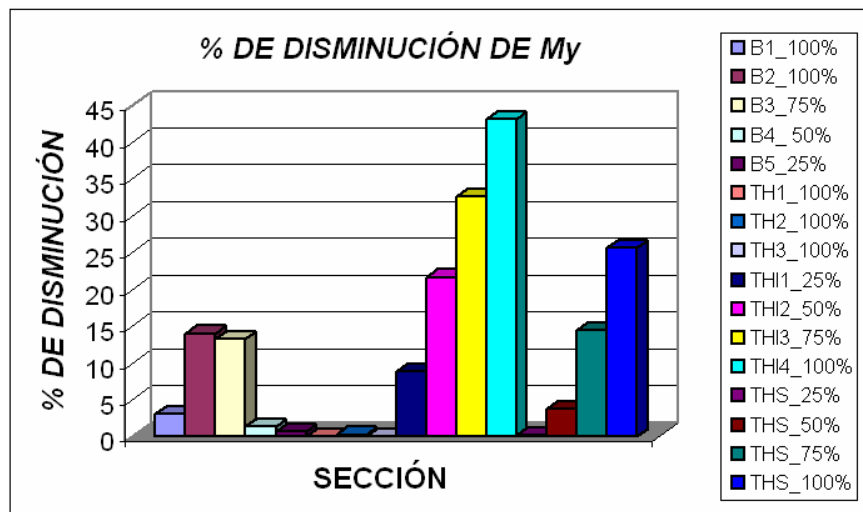


Figura 5.38. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección 3-4_A-C con momento negativo.

c. SECCIÓN A-B-C 3-5

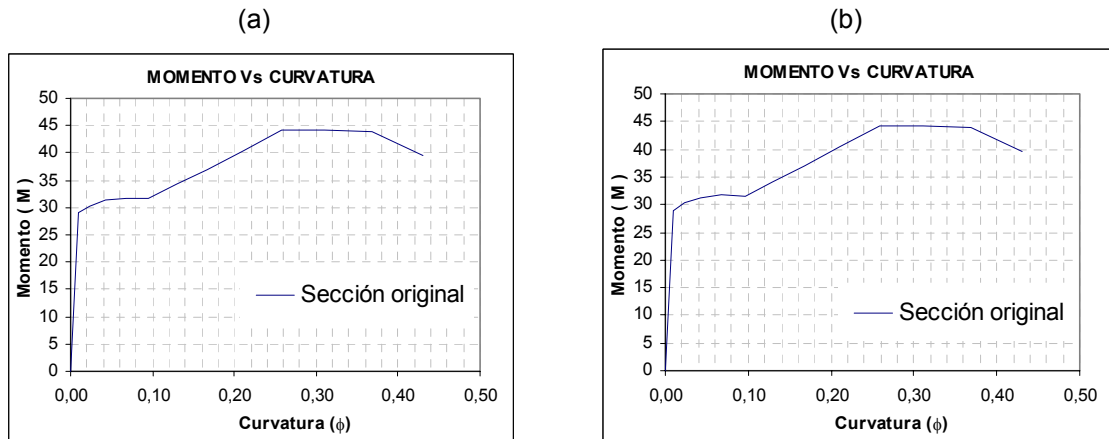
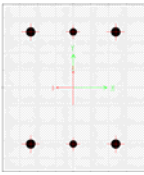


Figura 5.39. Diagramas momento-curvatura sección A-B-C_3-5 (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

c.1 SECCIONES RESULTANTES AL EMBEBER BAJANTES

✓ SECCIÓN BAJANTE 1_100%

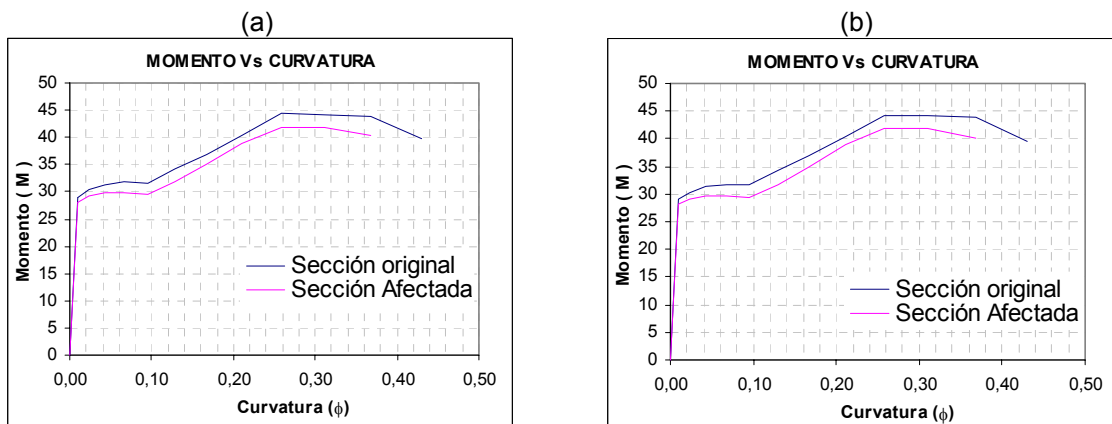
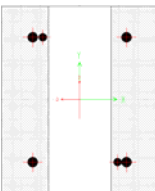
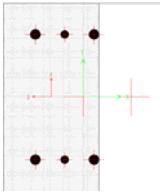
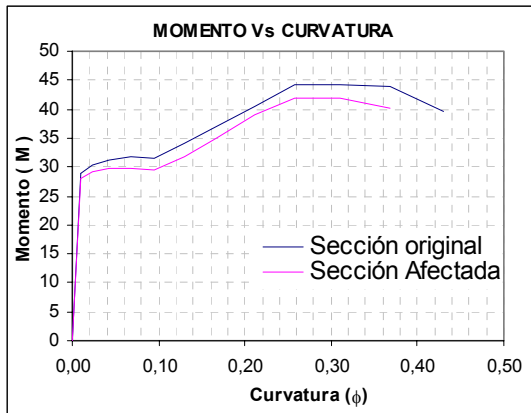


Figura 5.40. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con bajante 1 embebido 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 2_100%



(a)



(b)

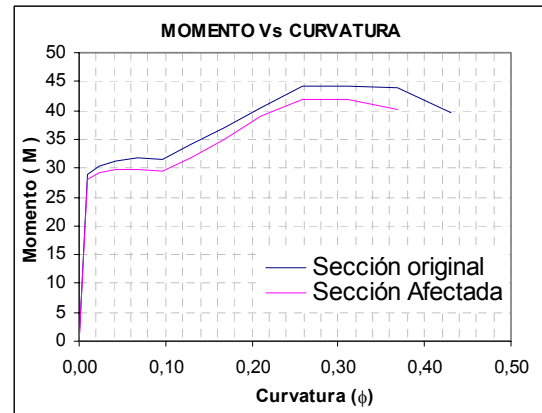
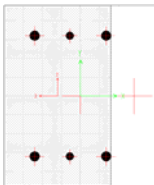
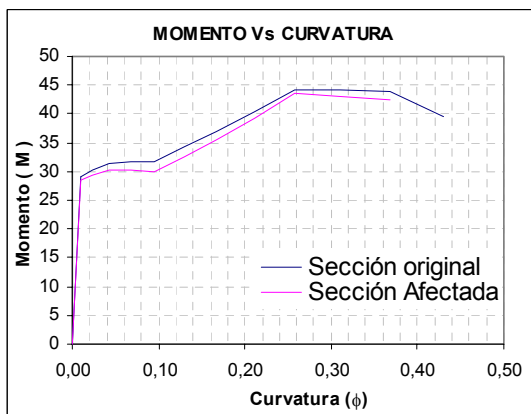


Figura 5.41. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con bajante 2 embebido 100% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 3_75%



(a)



(b)

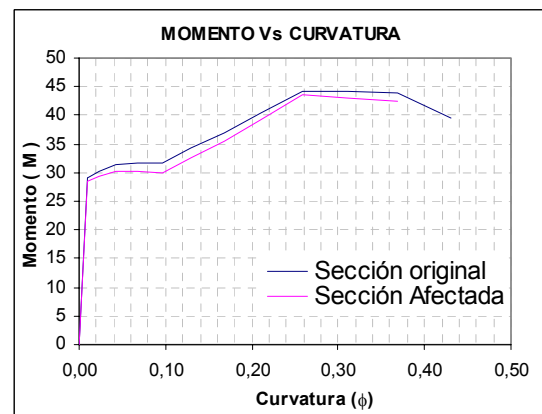


Figura 5.42. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con bajante embebido 75% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 4_ 50%

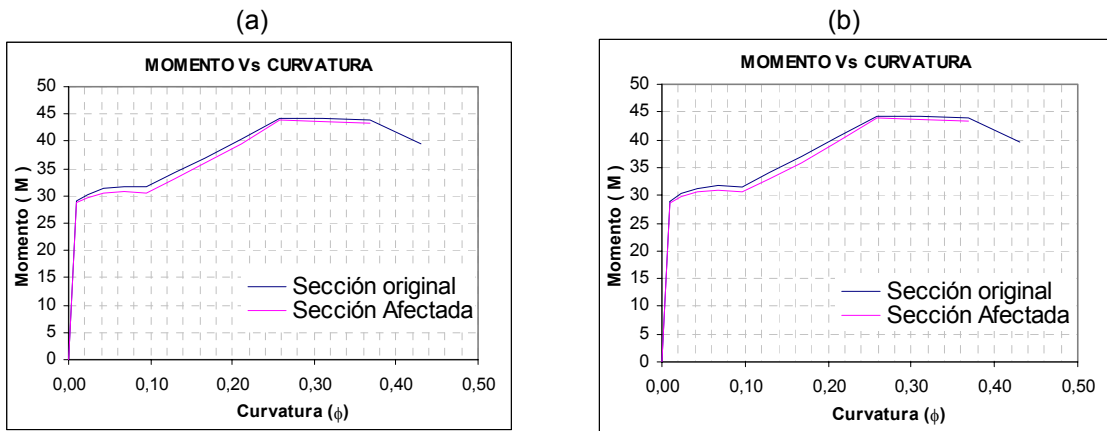
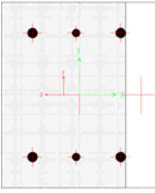


Figura 5.43. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con bajante embebido 50% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN BAJANTE 5_25%

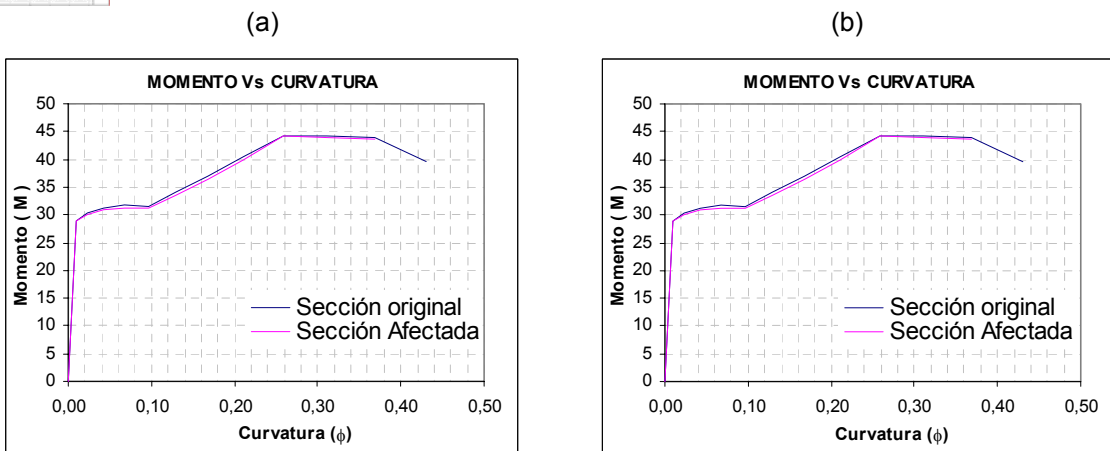
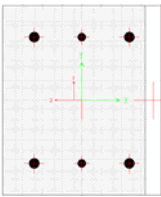


Figura 5.44. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con bajante embebido 25% (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

c.2 TUBERÍA HORIZONTAL ENTRE LOS REFUERZOS

✓ SECCIÓN TH1_100%

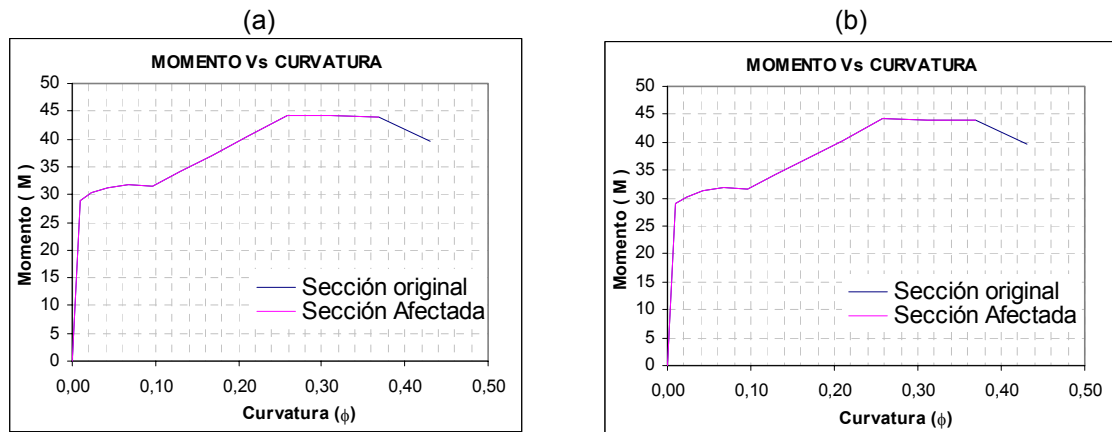
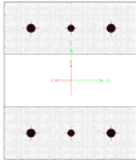


Figura 5.45. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH2_100%

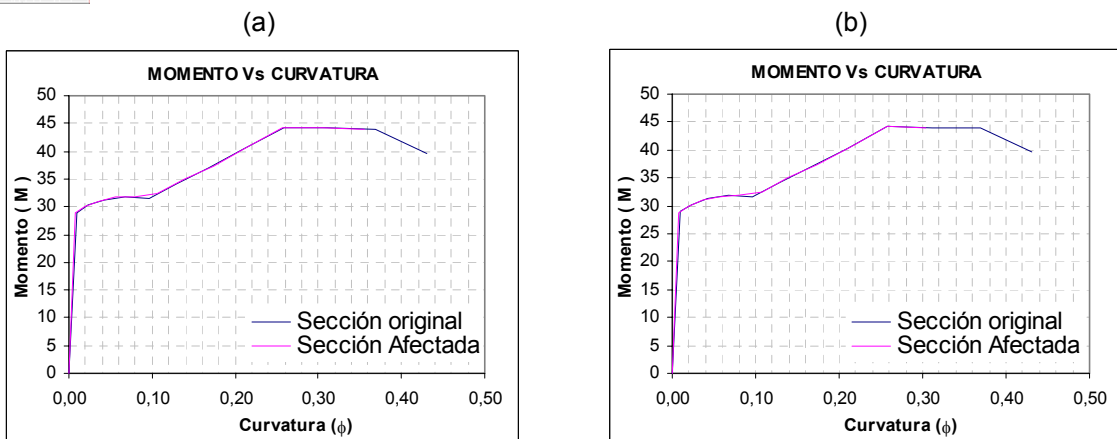
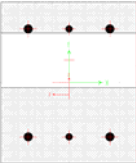


Figura 5.46. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH3_100%

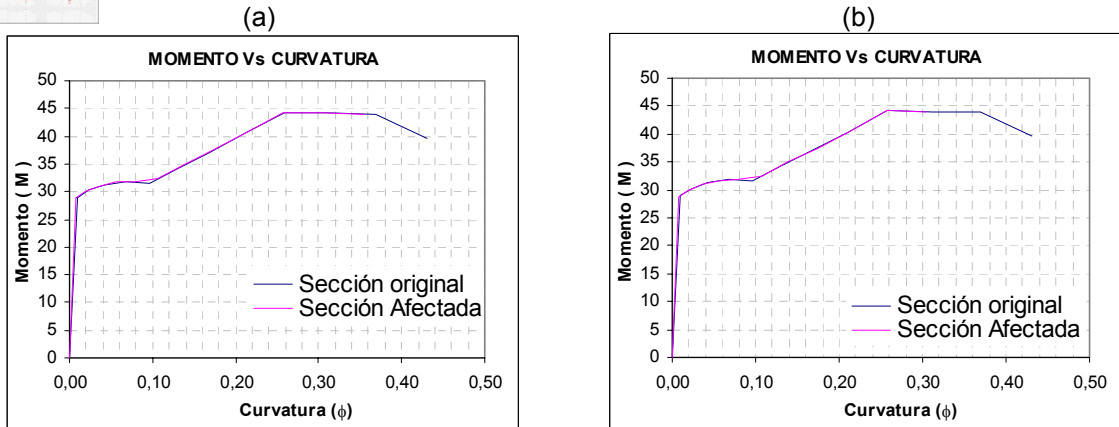
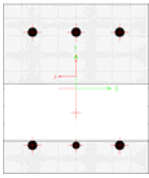


Figura 5.47. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 100% entre refuerzos (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

c.3 TUBERÍA HORIZONTAL PARTE INFERIOR DEL REFUERZO

✓ SECCIÓN TH11_25%

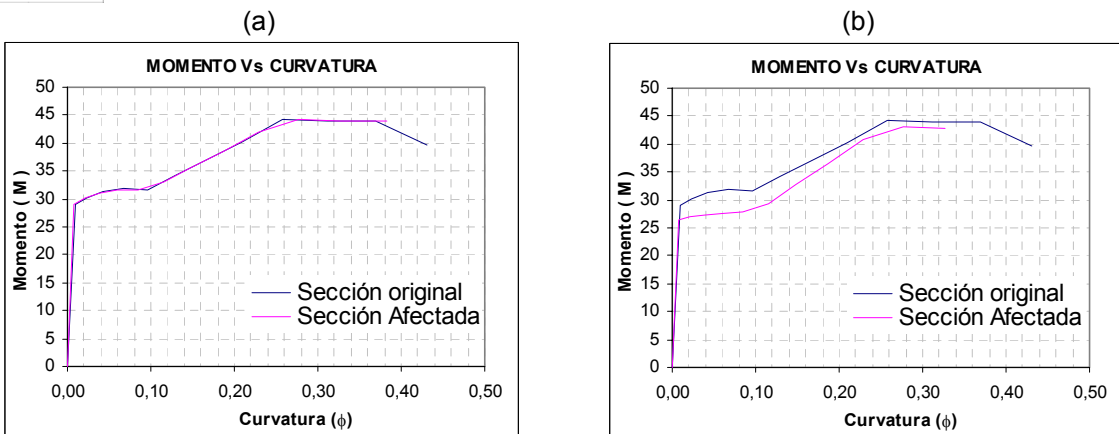
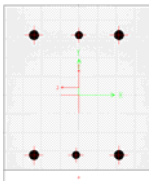


Figura 5.48. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 25% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH12_50%

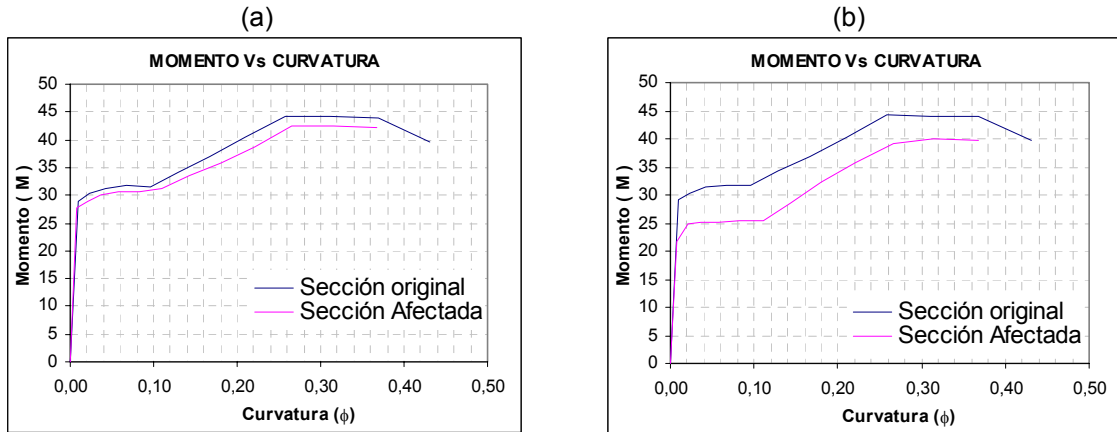
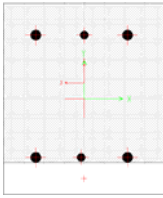


Figura 5.49. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 50% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH13_75%

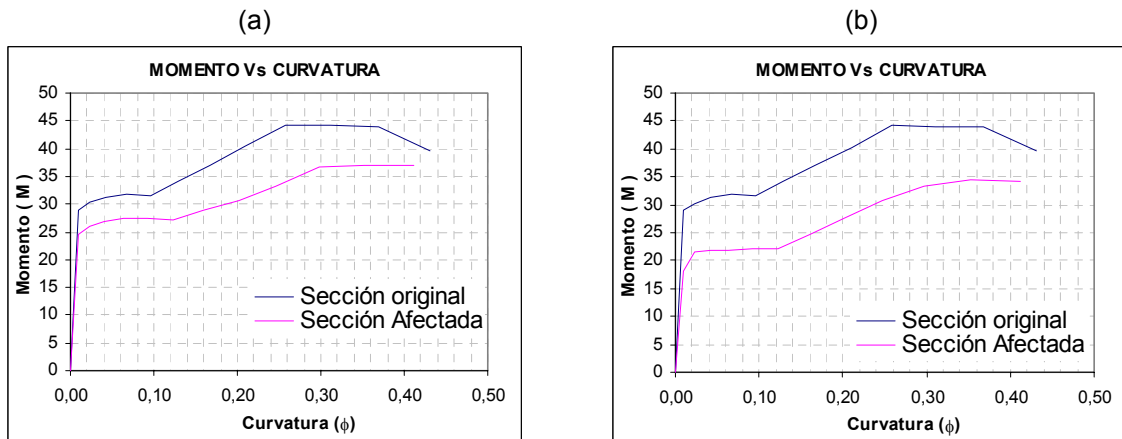
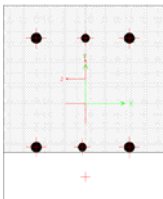


Figura 5.50. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 75% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

✓ SECCIÓN TH14_100%

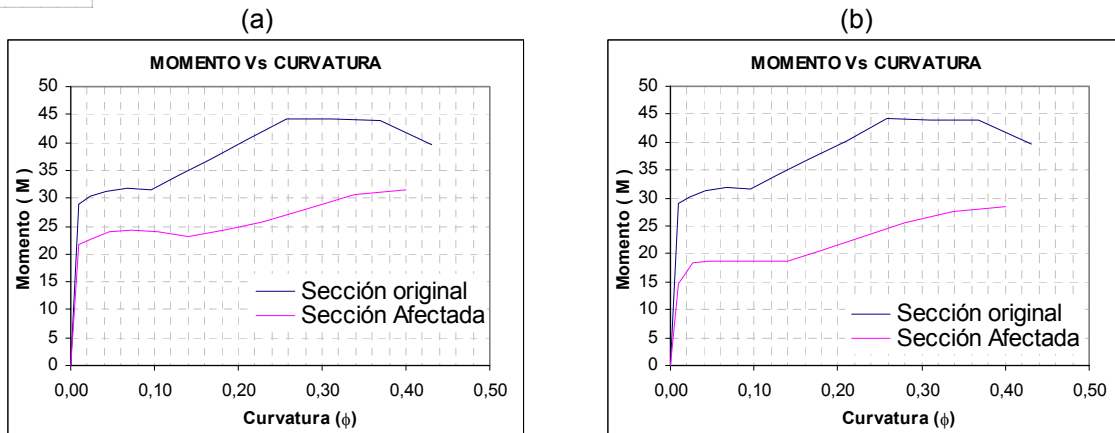
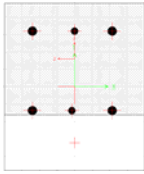


Figura 5.51. Diagramas momento-curvatura para sección A-B-C_3-5 con tubería horizontal embebida 100% parte inferior del refuerzo (a) para momento positivo (b) para momento negativo.

Tabla 5. 3. Valores de M_y y de ϕ_y para la sección A-B-C_3-5 y para sus secciones afectadas

		MOMENTO POSITIVO		MOMENTO NEGATIVO		% DISMINUCIÓN	
SECCIÓN		M_y (KN-m)	ϕ_y (m)	M_y (KN-m)	ϕ_y (m)	% M_y (+)	% M_y (-)
ORIGINAL		29,207	0,012	29,207	0,012	----	----
BAJANTES	B1_100%	28,329	0,012	28,329	0,012	3,01	3,01
	B2_100%	28,329	0,012	28,329	0,012	3,01	3,01
	B3_75%	28,587	0,012	28,587	0,012	2,12	2,12
	B4_50%	28,817	0,012	28,817	0,012	1,34	1,34
	B5_25%	29,022	0,012	29,022	0,012	0,63	0,63
ENTRE LOS REFUERZOS	TH1_100%	29,207	0,012	29,207	0,012	0,00	0,00
	TH2_100%	29,206	0,012	29,155	0,012	0	0,18
	TH3_100%	29,134	0,011	29,207	0,012	0,25	0
PARTE INFERIOR DEL REFUERZO	THI1_25%	29,171	0,012	26,598	0,013	0,12	8,93
	THI2_50%	28,163	0,012	23,100	0,014	3,58	20,91
	THI3_75%	25,065	0,014	19,842	0,016	14,18	32,06
	THI4_100%	21,990	0,016	16,704	0,019	24,71	42,81

PORCENTAJE DE DISMINUCIÓN DE M_y PARA MOMENTO POSITIVO

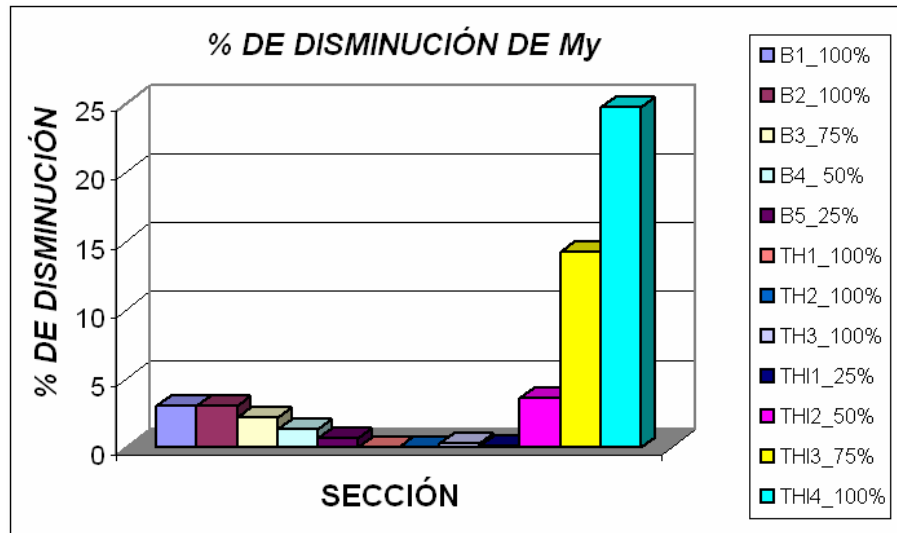


Figura 5.52. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección A-B-C_3-5 con momento positivo.

PORCENTAJE DE DISMINUCIÓN DE M_y PARA MOMENTO NEGATIVO



Figura 5.53. Esquema del porcentaje de disminución de los valores de M_y de las secciones transformadas de la sección A-B-C_3-5 con momento negativo.

5.2.2 DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN PARA SECCIONES DE COLUMNAS

A continuación se presentan los diagramas de interacción para la sección de una columna de la edificación, así como los de las secciones afectadas resultantes al considerar tuberías embebidas longitudinalmente en la columna y ubicadas en diferentes posiciones de la sección de la misma. Los diagramas de interacción de las diferentes secciones se presentan tanto para momento alrededor del eje X como alrededor del eje Y.

SECCIÓN DE LA COLUMNA ORIGINAL

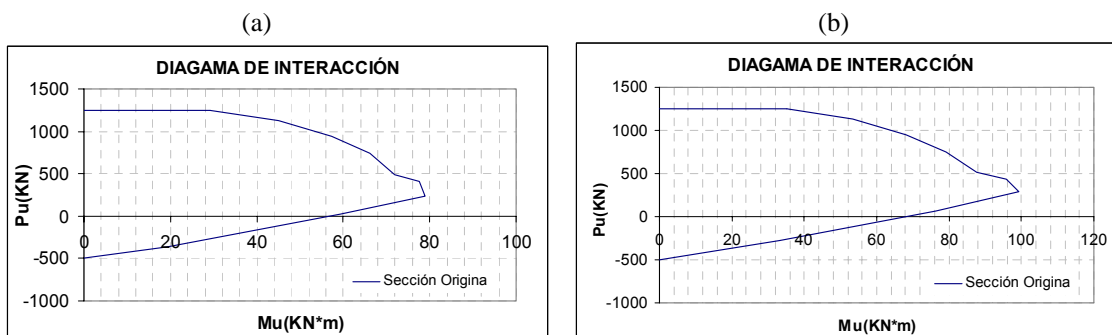
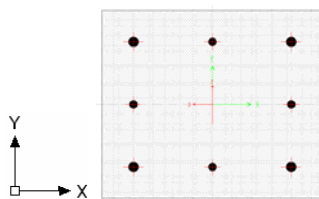


Figura 5.54. Diagramas de interacción para la sección de la columna original (a) para momento alrededor del eje X y (b) para momento alrededor del eje Y.

✓ SECCIÓN DE COLUMNA CON TUBERÍA EN EL CENTRO

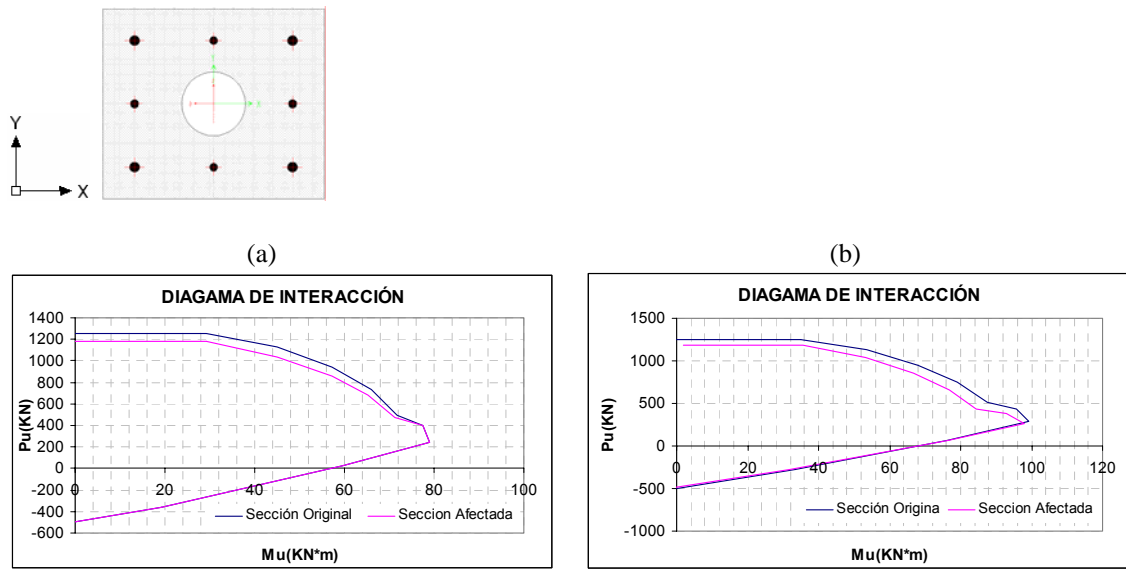


Figura 5.55. Diagramas de interacción para sección de columna con tubería en el centro (a) para momento alrededor del eje X y (b) para momento alrededor del eje Y.

✓ SECCIÓN DE COLUMNA CON TUBERÍA EN UN CUADRANTE

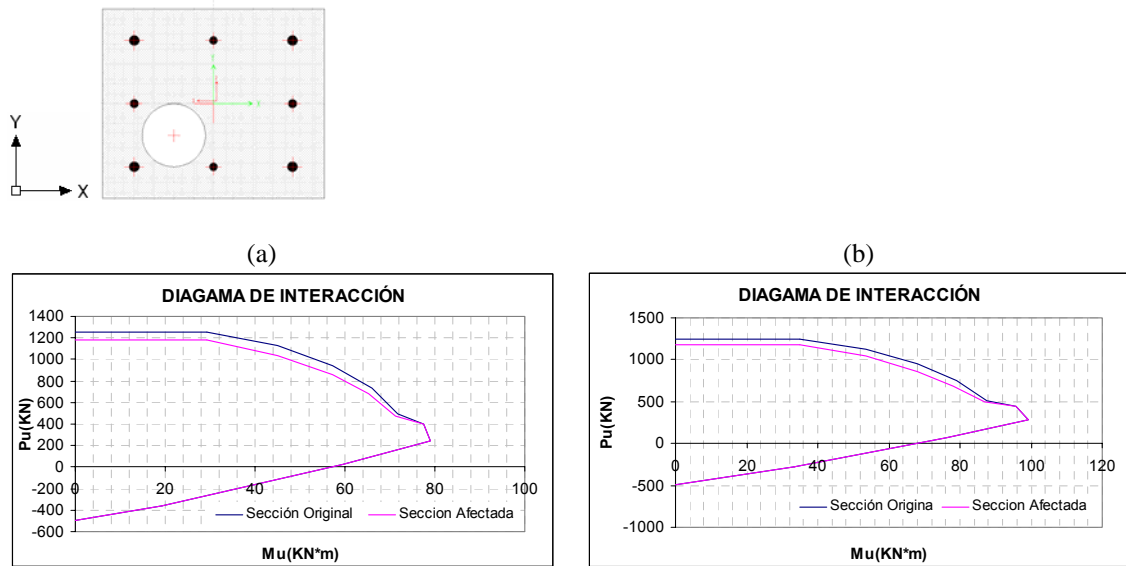
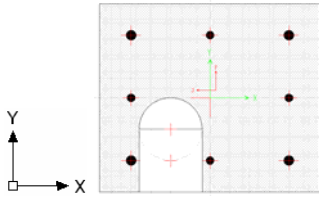
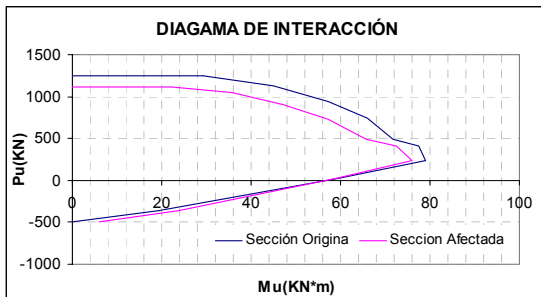


Figura 5.56. Diagramas de interacción para sección de columna con tubería en un cuadrante (a) para momento alrededor del eje X y (b) para momento alrededor del eje Y.

✓ SECCIÓN DE COLUMNA EN EL PUNTO DE SALIDA DE LA TUBERÍA EMBEBIDA



(a)



(b)

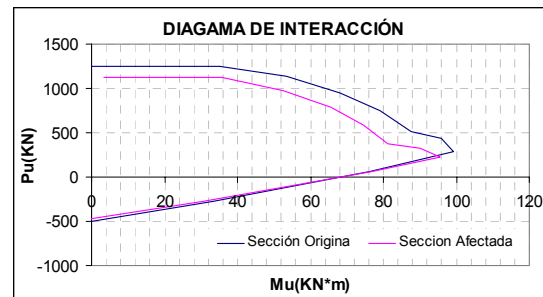


Figura 5.57. Diagramas de interacción para sección de columna en el punto de salida de la tubería embebida (a) para momento alrededor del eje X y (b) para momento alrededor del eje Y.

Como se puede observar en las figuras 5.54 a 5.57, se presenta una variación entre los diagramas de interacción de la columna original y los de sus respectivas secciones afectadas por tuberías. Para que esta variación sea crítica, la columna tendría que estar trabajando muy cerca del límite de contorno determinado por el diagrama. Para el caso en que la columna trabaje en un punto central del diagrama, el error no tendría incidencia en el comportamiento de la sección si nos referimos a carga vertical, sin embargo con la presencia de un sismo, este cambio de la resistencia observado en las figuras podría hacer la diferencia en cuanto al comportamiento del elemento.

5.3 RESULTADOS MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL

En el análisis estático lineal se compararon básicamente las derivas de piso de la estructura sin errores, contra las de la estructura considerando diversos tipos y configuraciones de errores, producto de la aplicación de la fuerza sísmica, obtenida por el método de la fuerza horizontal equivalente.

5.3.1 MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL DE LA ESTRUCTURA SIN ERRORES

A continuación se muestran las derivas de piso obtenidas para la edificación tipo sin considerar errores por tuberías embebidas.

Tabla 5.4 Chequeo de derivas estructura sin errores en dirección X.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION X							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	8,72	2,38	2,57	0,60	280,00	2,63	0,94
2	6,16	1,79	2,99	0,82	280,00	3,10	1,11
1	3,17	0,97	3,17	0,97	325,00	3,32	1,02

Tabla 5.5 Chequeo de derivas estructura sin errores en dirección Y.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION Y							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	2,79	8,12	0,81	2,27	280,00	2,41	0,86
2	1,99	5,85	1,02	2,79	280,00	2,97	1,06
1	0,97	3,06	0,97	3,06	325,00	3,21	0,99

5.3.2 MODELAMIENTO ESTÁTICO LINEAL DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO ERRORES

En el análisis se incorporaron a la estructura diversos errores, los cuales fueron descritos en el capítulo anterior, dichos errores se probaron con diferentes magnitudes de afectación variando la posición dentro de la estructura de forma

aleatoria. A continuación se muestran algunos de los errores implantados como simulación de una tubería vertical (bajante) embebida 100% (4").

✓ **Error pórtico 2 en viga A-B del primer piso**

Tabla 5.6 Chequeo de derivas estructura con error pórtico 2 en viga A-B primer piso en dirección X.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION X							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	8,72	2,38	2,57	0,60	280,00	2,63	0,94
2	6,16	1,79	2,99	0,82	280,00	3,10	1,11
1	3,17	0,97	3,17	0,97	325,00	3,32	1,02

Tabla 5.7 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico 2 en viga A-B primer piso, en dirección Y.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION Y							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	2,79	8,12	0,81	2,27	280,00	2,41	0,86
2	1,99	5,85	1,02	2,79	280,00	2,97	1,06
1	0,97	3,06	0,97	3,06	325,00	3,21	0,99

✓ **Error en pórtico 2 por bajante en vigas A-B**

Tabla 5.8 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico 2 por bajante en vigas A-B, en dirección X.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION X							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	8,72	2,38	2,57	0,60	280,00	2,63	0,94
2	6,16	1,79	2,99	0,82	280,00	3,10	1,11
1	3,17	0,97	3,17	0,97	325,00	3,32	1,02

Tabla 5.9 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico 2 por bajante en vigas A-B, en dirección Y.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION Y							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	2,79	8,12	0,81	2,27	280,00	2,41	0,86
2	1,99	5,85	1,02	2,79	280,00	2,97	1,06
1	0,97	3,06	0,97	3,06	325,00	3,21	0,99

✓ **Error en pórtico 2 por bajante en vigas A-B, B-C**

Tabla 5.10 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico 2 por bajante en vigas A-B, B-C, en dirección X.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION X							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	8,72	2,39	2,57	0,60	280,00	2,63	0,94
2	6,16	1,80	2,99	0,83	280,00	3,10	1,11
1	3,17	0,97	3,17	0,97	325,00	3,32	1,02

Tabla 5.11 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico 2 por bajante en vigas A-B, B-C, en dirección Y.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION Y							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	2,80	8,13	0,81	2,27	280,00	2,41	0,86
2	2,00	5,86	1,03	2,80	280,00	2,98	1,07
1	0,97	3,06	0,97	3,06	325,00	3,21	0,99

✓ **Error en pórtico B por bajante en vigas 1-2, 2-3, 3-4**

Tabla 5.12 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico B por bajante en vigas 1-2, 2-3, 3-4, en dirección X.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION X							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	8,72	2,38	2,57	0,60	280,00	2,63	0,94
2	6,16	1,79	2,99	0,82	280,00	3,10	1,11
1	3,17	0,97	3,17	0,97	325,00	3,32	1,02

Tabla 5.13 Chequeo de derivas estructura con error en pórtico B por bajante en vigas 1-2, 2-3, 3-4, en dirección Y.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION Y							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	2,79	8,12	0,81	2,27	280,00	2,41	0,86
2	1,99	5,85	1,02	2,79	280,00	2,97	1,06
1	0,97	3,06	0,97	3,06	325,00	3,21	0,99

✓ **Error en una columna del pórtico B**

Tabla 5.14 Chequeo de derivas estructura con error en una columna del pórtico B, en dirección X.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION X							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	8,72	2,38	2,57	0,60	280,00	2,63	0,94
2	6,16	1,79	2,99	0,82	280,00	3,10	1,11
1	3,17	0,97	3,17	0,97	325,00	3,32	1,02

Tabla 5.15 Chequeo de derivas estructura con error en una columna del pórtico B, en dirección Y.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION Y							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	2,79	8,13	0,81	2,28	280,00	2,42	0,86
2	1,99	5,85	1,02	2,79	280,00	2,97	1,06
1	0,97	3,06	0,97	3,06	325,00	3,21	0,99

✓ **Error en dos columnas del pórtico B**

Tabla 5.16 Chequeo de derivas estructura con error en dos columnas del pórtico B, en dirección X.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION X							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	8,73	2,39	2,57	0,61	280,00	2,64	0,94
2	6,17	1,79	3,00	0,82	280,00	3,10	1,11
1	3,17	0,97	3,17	0,97	325,00	3,32	1,02

Tabla 5.17 Chequeo de derivas estructura con error en dos columnas del pórtico B, en dirección Y.

CHEQUEO DE DERIVAS EN DIRECCION Y							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	2,79	8,13	0,81	2,28	280,00	2,42	0,86
2	1,99	5,85	1,02	2,78	280,00	2,96	1,06
1	0,97	3,07	0,97	3,07	325,00	3,22	0,99

✓ **Error en cuatro columnas**

Tabla 5.18 Chequeo de derivas estructura con error en cuatro columnas, en dirección X.

CHEQUEO DE DERIVAS EDIFICACION TIPO EN DIRECCION X							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	8,73	2,39	2,57	0,61	280,00	2,64	0,94
2	6,17	1,79	3,00	0,82	280,00	3,10	1,11
1	3,17	0,97	3,17	0,97	325,00	3,32	1,02

Tabla 5.19 Chequeo de derivas estructura con error en cuatro columnas, en dirección Y.

CHEQUEO DE DERIVAS EDIFICACION TIPO EN DIRECCION Y							
PISO	Ux (cm)	Uy (cm)	Δx (cm)	Δy (cm)	h piso (cm)	Δ Total	% h piso
3	2,79	8,14	0,81	2,28	280,00	2,42	0,86
2	1,99	5,86	1,02	2,79	280,00	2,97	1,06
1	0,97	3,07	0,97	3,07	325,00	3,22	0,99

Después de realizar el modelamiento estático lineal en SAP-2000 y comparar las derivas de piso se puede decir que dichas derivas no fueron afectadas al introducir los errores a los modelos. Incluso implantando muchos errores en un mismo modelo o errores que se pueden catalogar como inconcebibles la deriva no cambió de gran manera.

5.4 RESULTADOS MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

Para el análisis estático no lineal se obtuvieron las curvas de capacidad y el punto de desempeño, tanto en X como en Y, así como también el nivel de rotulación plástica en el punto de desempeño para la estructura sin errores. Posteriormente se obtuvieron los mismos aspectos para la estructura con diversos errores con el fin de comparar sus comportamientos.

5.4.1 MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA SIN CONSIDERAR ERRORES

A continuación se muestran las curvas de capacidad, el punto de desempeño y el nivel de rotulación en dicho punto para la estructura sin errores.

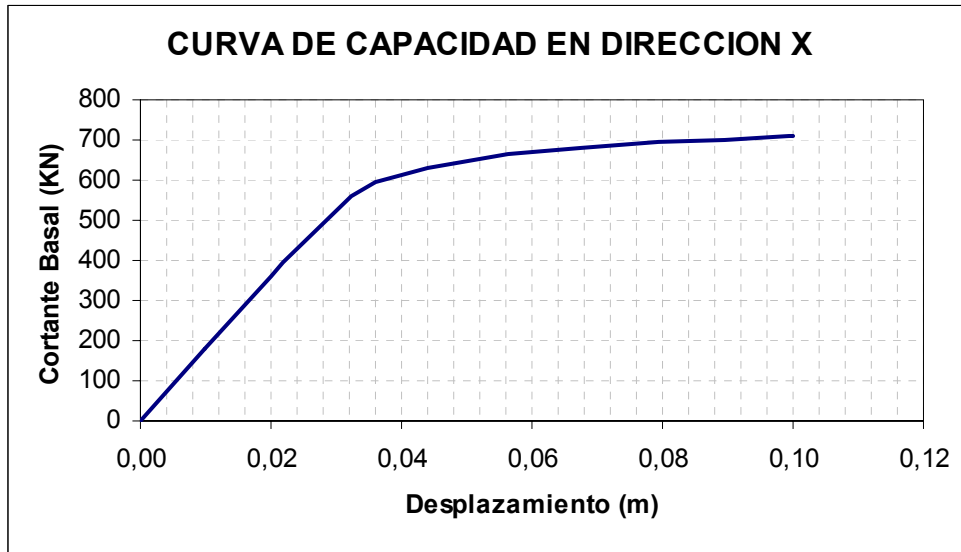


Figura 5.58. Curva de Capacidad de la estructura sin errores en dirección X.

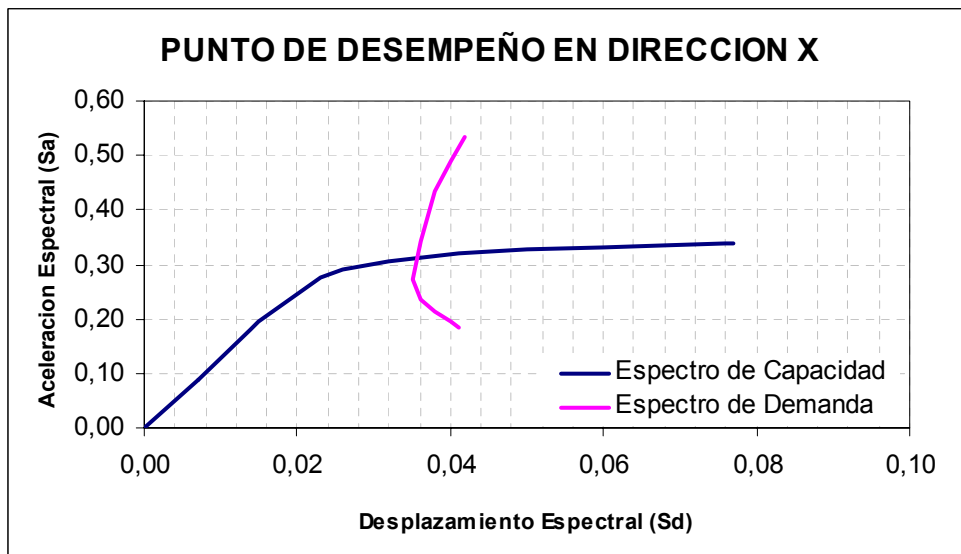


Figura 5.59. Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura sin errores con demanda espectro NSR-98 en dirección X.

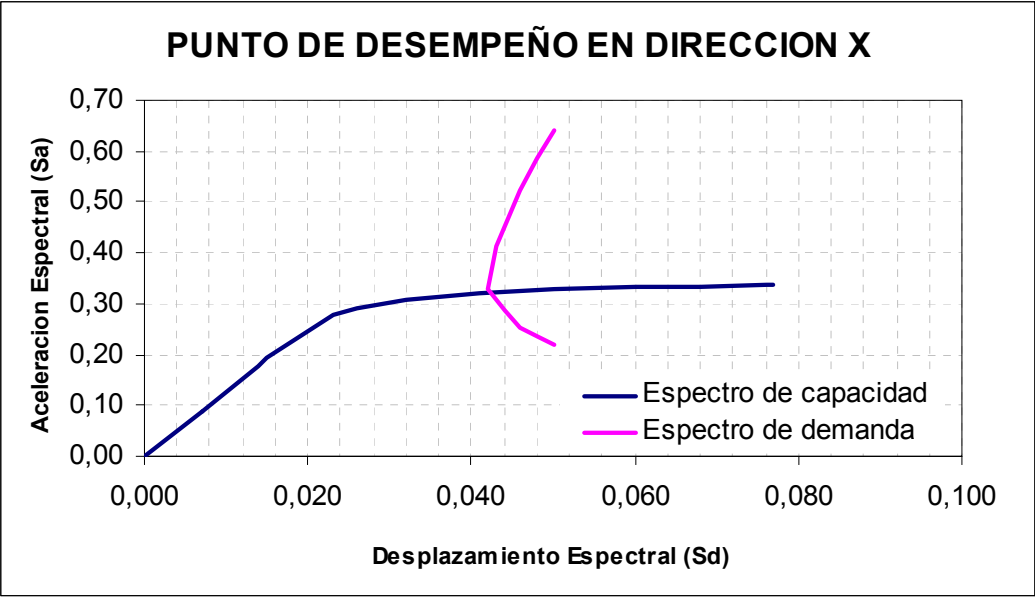


Figura 5.60. Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura sin errores con demanda espectro Zona 2 en dirección X.

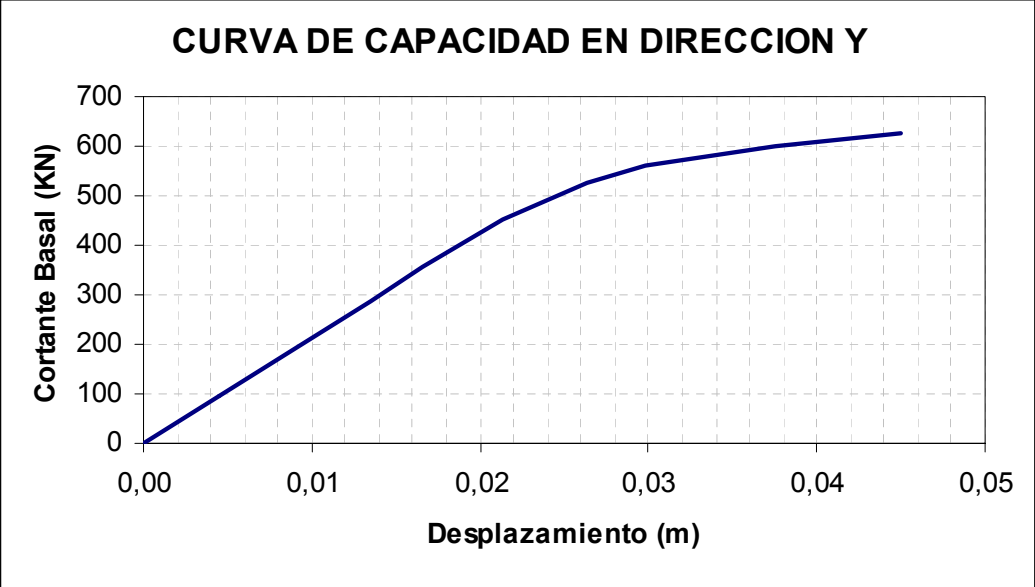


Figura 5.61. Curva de Capacidad de la estructura sin errores en dirección Y.

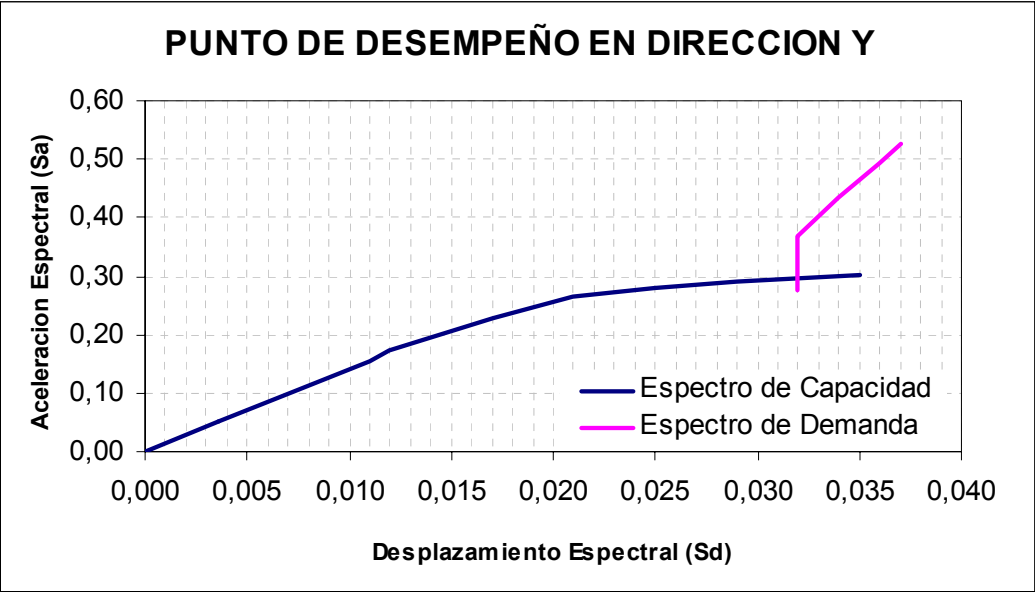


Figura 5.62. Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura sin errores con demanda espectro NSR-98 en dirección Y.

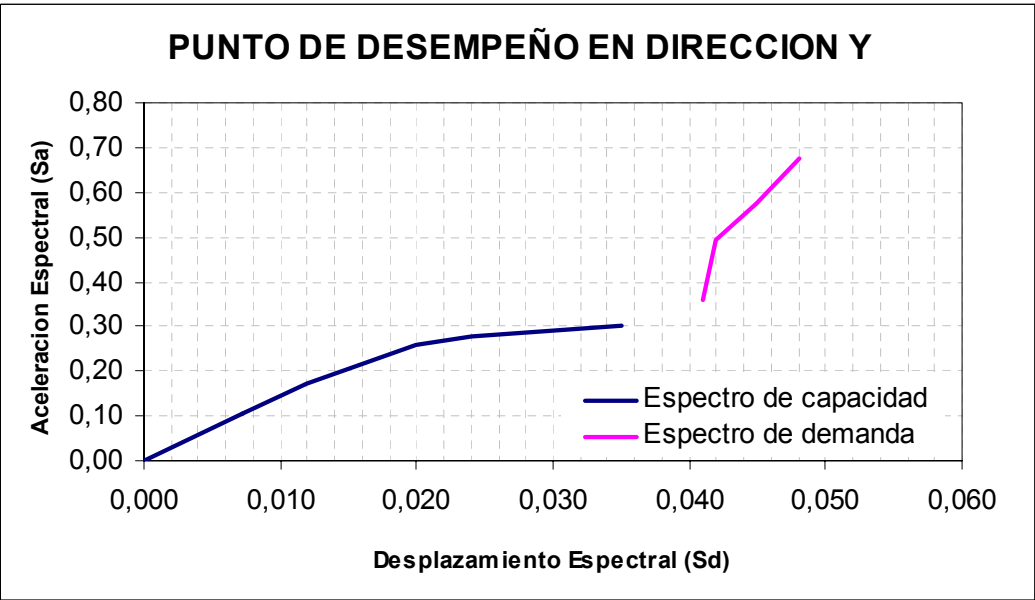


Figura 5.63. Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura sin errores con demanda espectro Zona 2 en dirección Y.

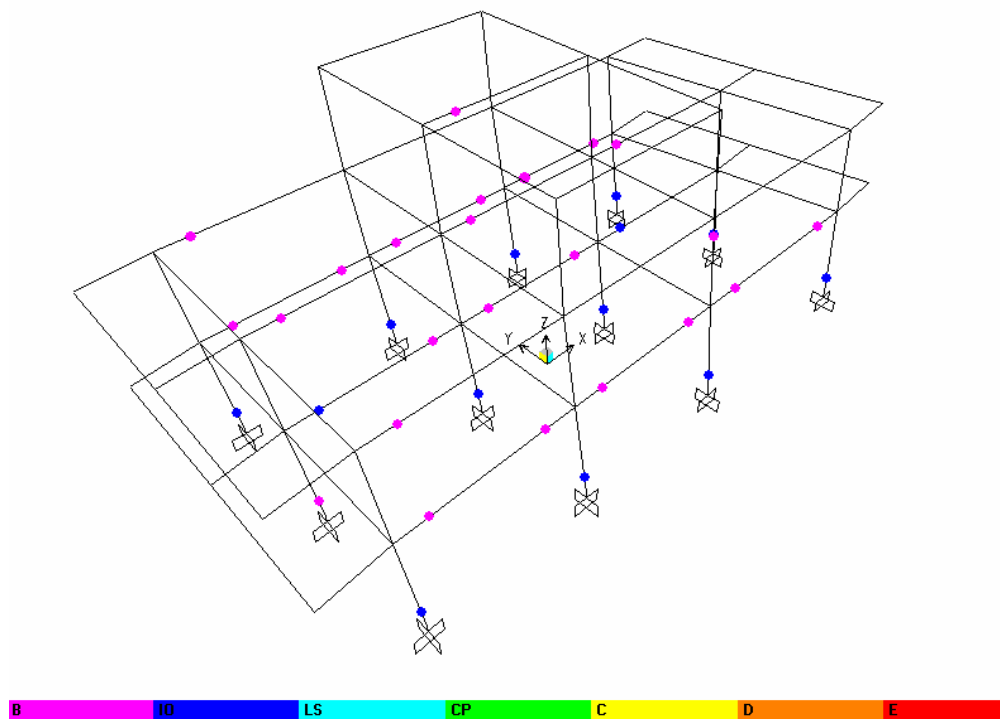


Figura 5.64. Nivel de rotulación en el punto de desempeño espectro NSR-98 para la estructura sin errores en dirección X.

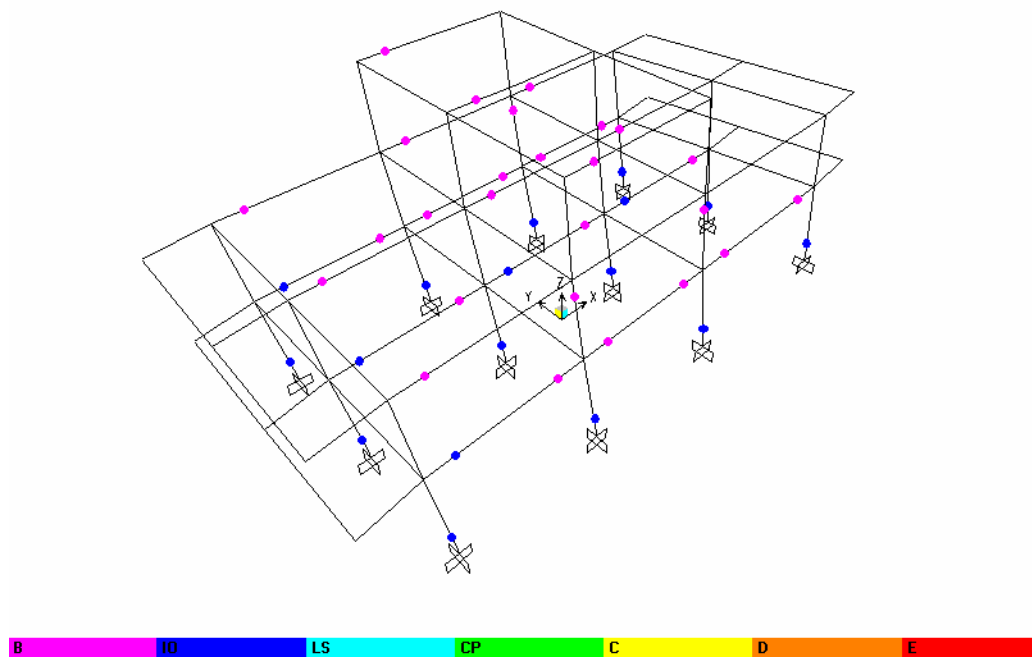


Figura 5.65. Nivel de rotulación en el punto de desempeño espectro Zona 2 para la estructura sin errores en dirección X.

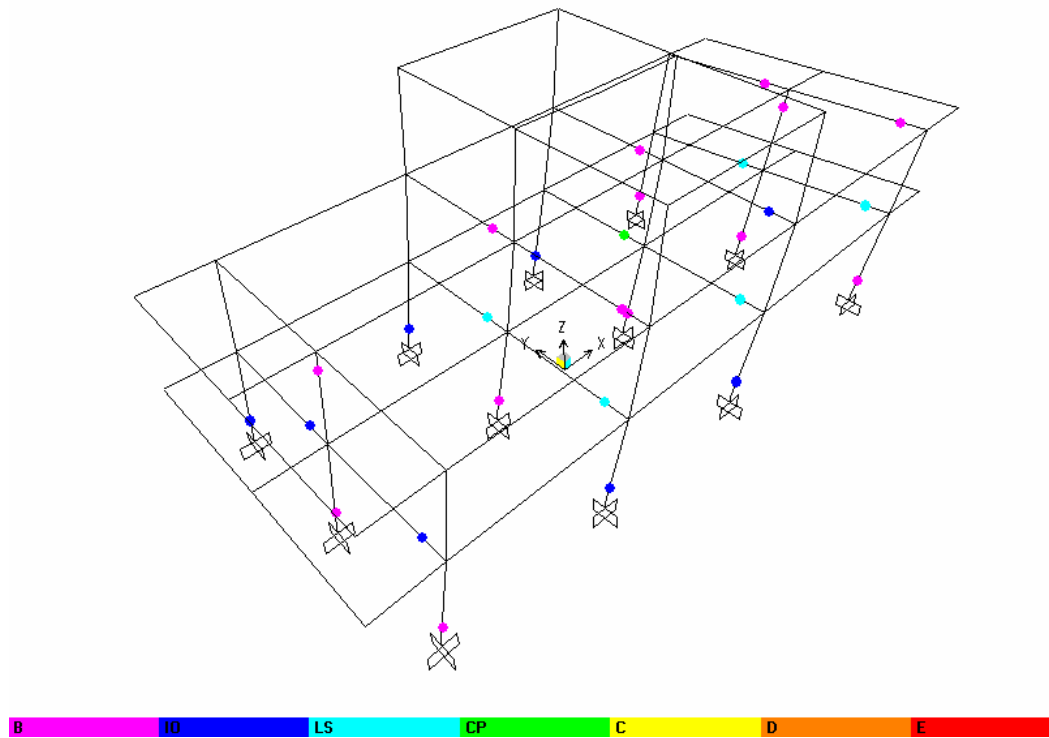


Figura 5.66. Nivel de rotulación en el punto de desempeño espectral NSR-98 para la estructura sin errores en dirección Y.

De las curvas de capacidad-demanda, así como de las figuras de la rotulación plástica en el punto de desempeño mostradas, se pueden observar varios aspectos relacionados con la capacidad de la edificación tipo escogida como base para realizar las comparaciones al introducir errores. Entre estas observaciones se encuentra que la estructura presenta una mejor capacidad en la dirección X que en la dirección Y. La estructura en dirección X para la demanda sísmica del espectro NSR-98, se encuentra en un nivel de desempeño de ocupación inmediata. Para la demanda sísmica Zona 2 aunque un mayor número de elementos presentan rótulas plásticas en el nivel de ocupación inmediata no apareció ninguna rótula en seguridad de la vida. La estructura en dirección Y presentó un nivel de desempeño más crítico. Para la demanda sísmica NSR-98 presentó rótulas en el nivel de prevención de colapso, mientras que para la demanda sísmica zona 2 la estructura no presentó punto de comportamiento. La mayor capacidad de la estructura en la dirección X se

puede considerar que no es debida únicamente a una mayor rigidez en este sentido, sino también a la configuración de armado de las viguetas, las cuales fueron armadas en la dirección X y por lo tanto, al aplicar el Pushover en dirección Y se generan mayores exigencias a estos miembros.

5.4.2 MODELAMIENTO ESTÁTICO NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO ERRORES

A continuación se muestra el nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con diversos errores, con los porcentajes de afectación establecidos en el capítulo anterior. También se muestra en una misma gráfica, la curva de capacidad de la estructura sin errores, junto con la de la estructura con el error determinado. Además se muestra la grafica Capacidad-Demanda para el error con 100% de afectación. Por último, se muestran unas tablas comparativas al final del capítulo donde se consigna el valor del punto de desempeño y la rotulación de la estructura para cada error junto con los valores para la estructura sin errores. Todo esto para la demanda del espectro NSR-98.

✓ Error en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso

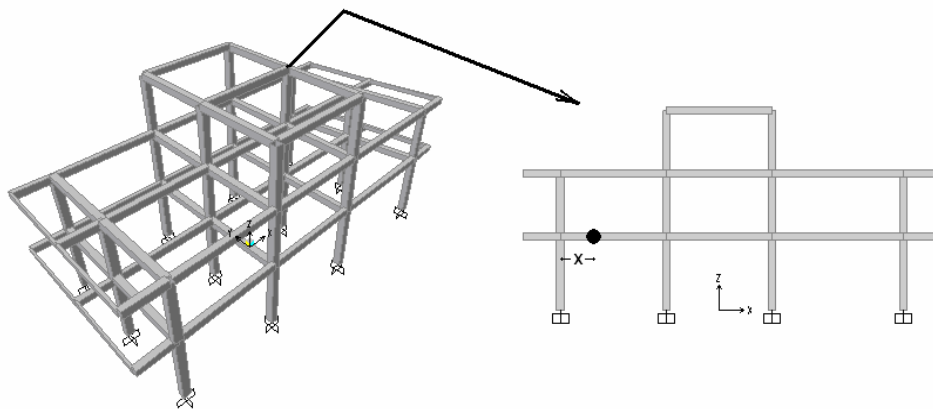


Figura 5.67. Esquema del error en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

En dirección X

Error 1 y 2

25%, 50%, 75% y 100% de afectación

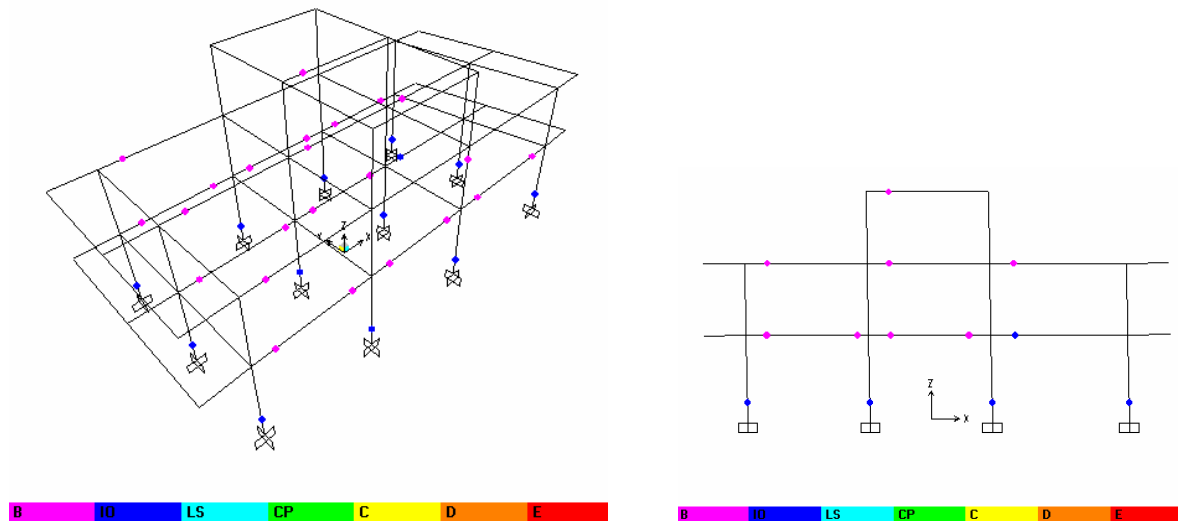


Figura 5.68. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 1 y 2 con 25%, 50%, 75% y 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

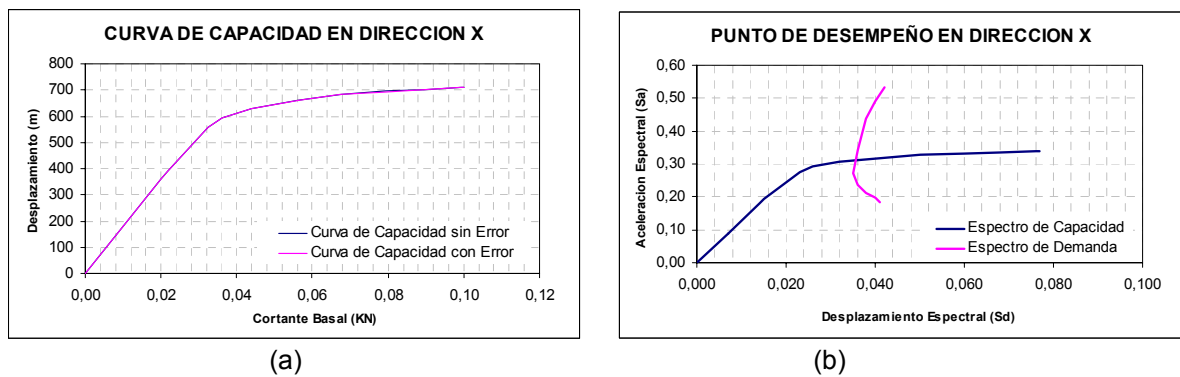


Figura 5.69. Error 1 y 2 con 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Error 3

25% de afectación

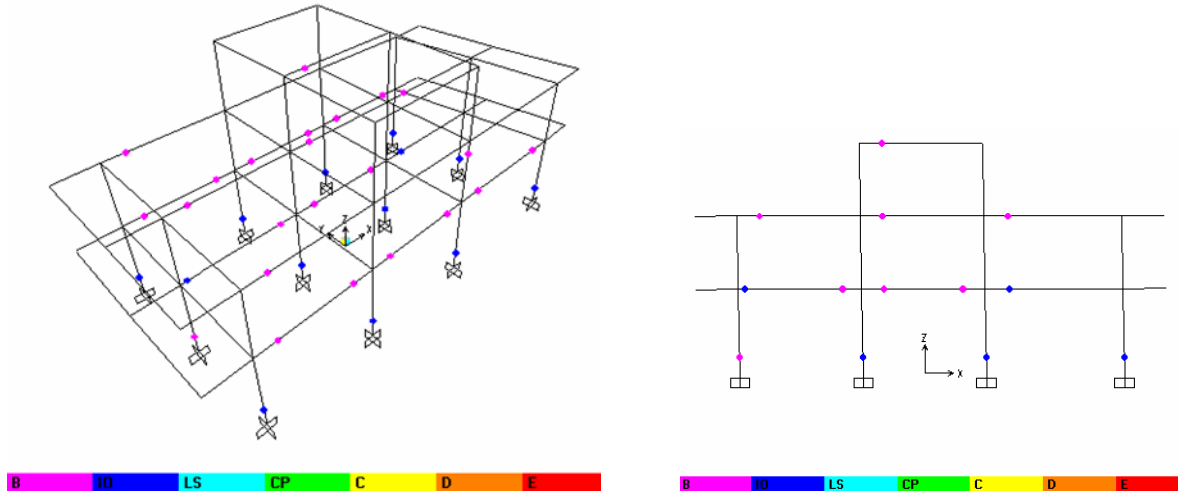


Figura 5.70. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 25% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

50% de afectación

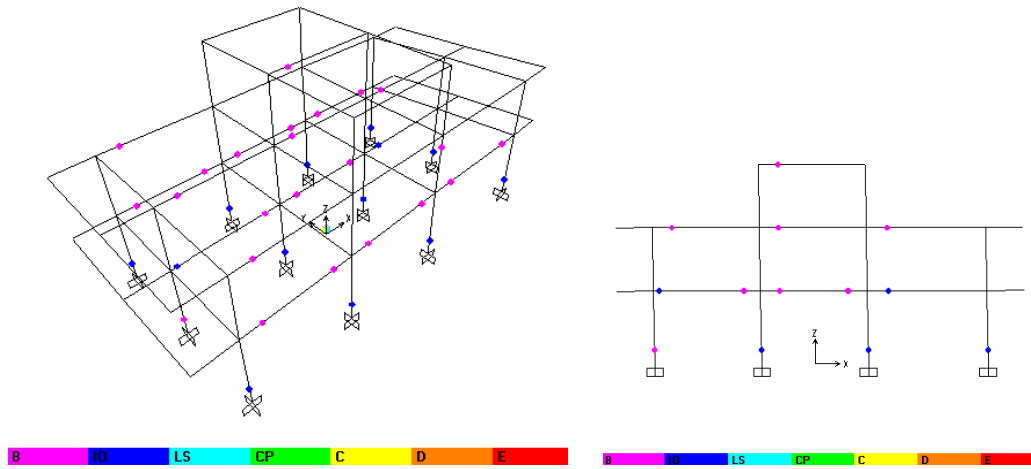


Figura 5.71. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 50% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

75% de afectación

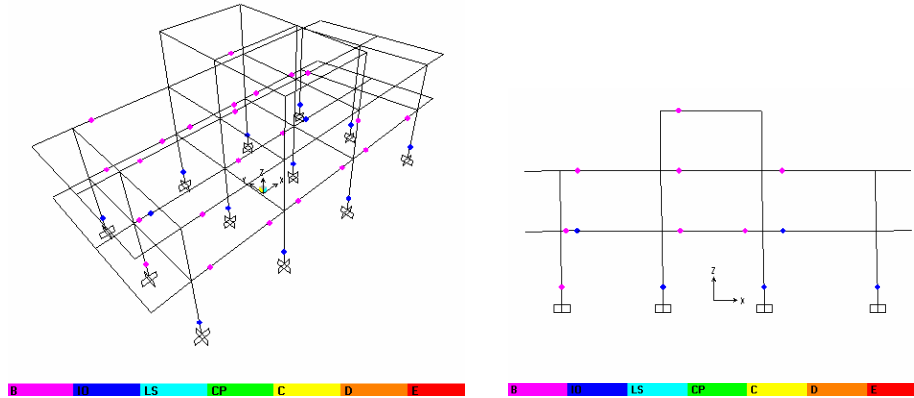


Figura 5.72. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 75% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

100% de afectación

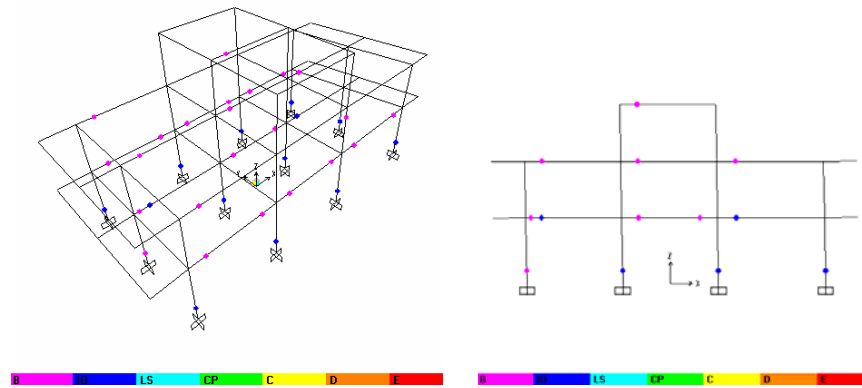


Figura 5.73. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

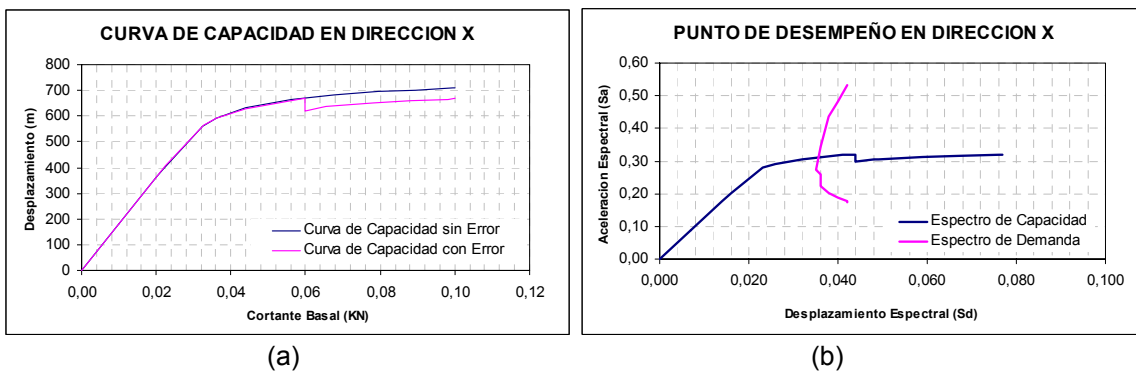


Figura 5.74. Error 3 con 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Error 4

25% de afectación

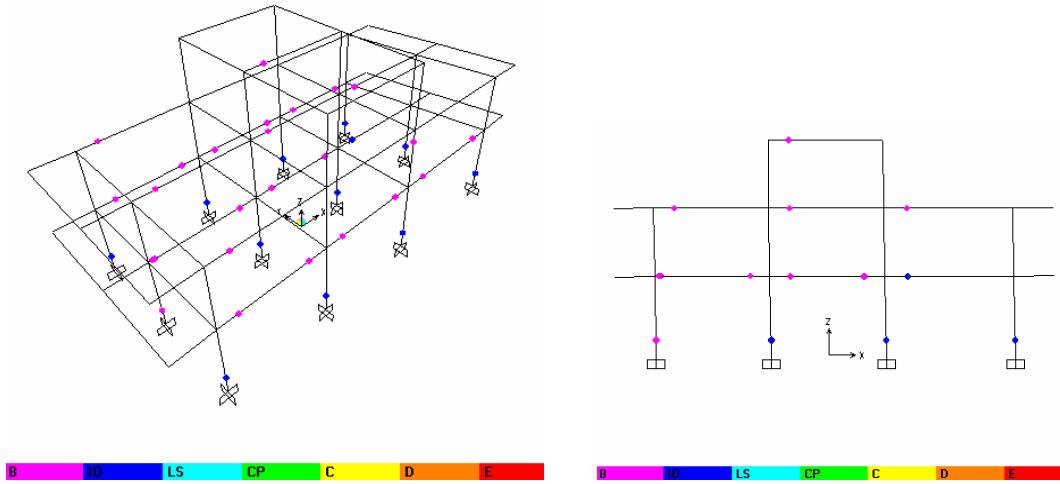


Figura 5.75. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 25% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

50% de afectación

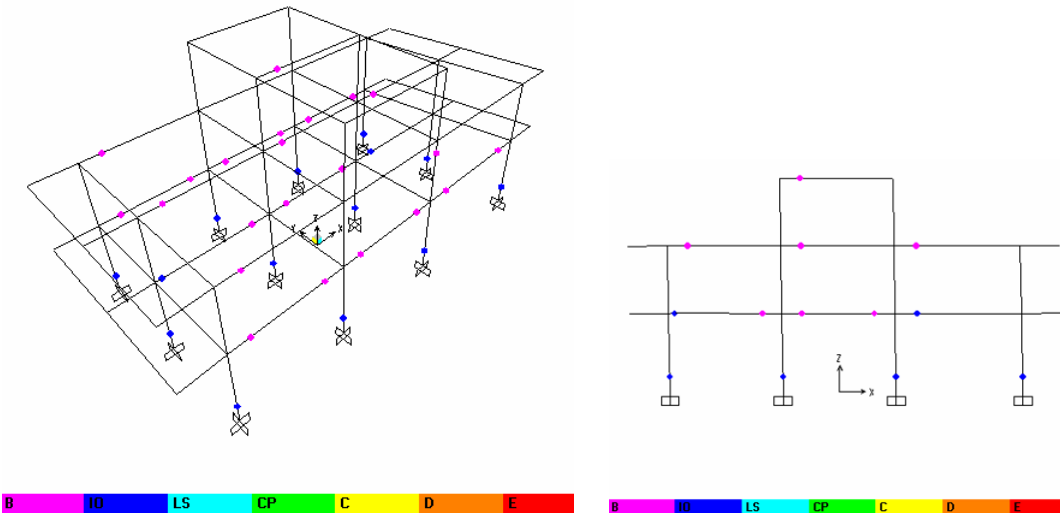


Figura 5.76. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 50% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

75% de afectación

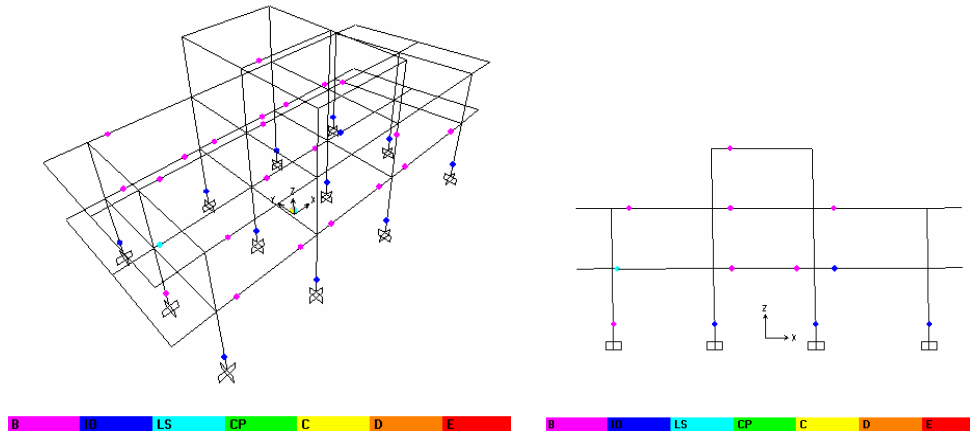


Figura 5.77. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 75% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

100% de afectación

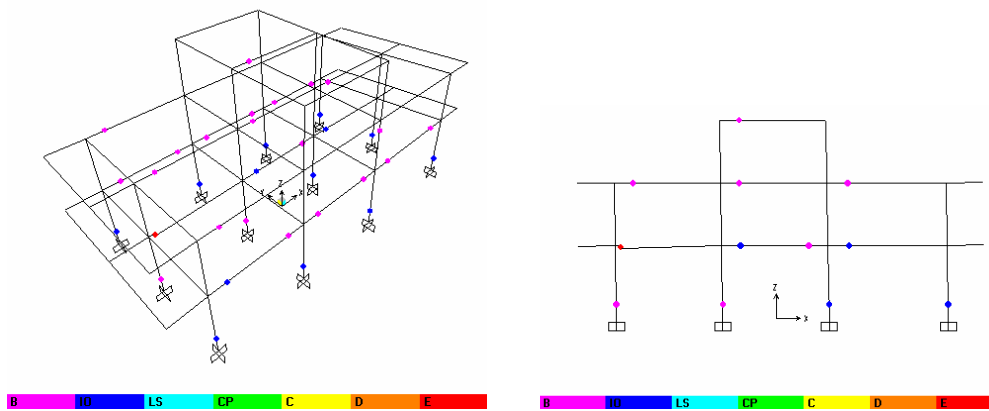


Figura 5.78. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

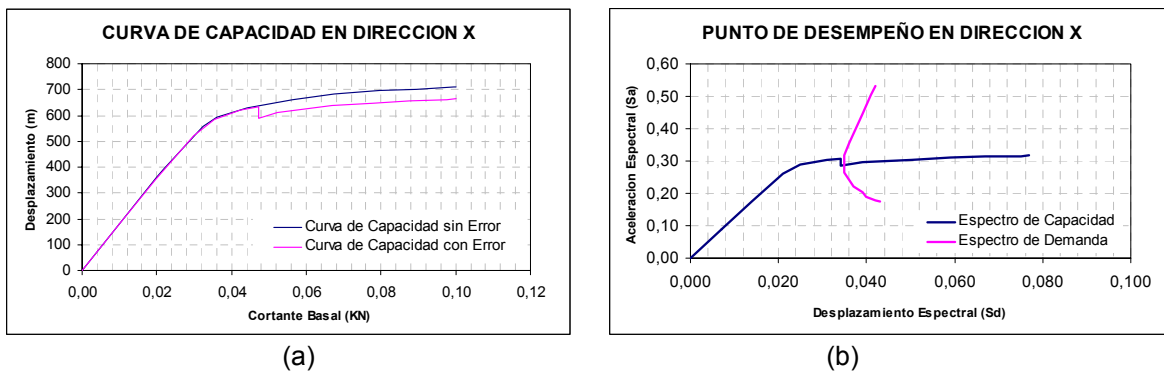


Figura 5.79. Error 4 con 100% de afectación en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

En dirección Y

Para todos los errores

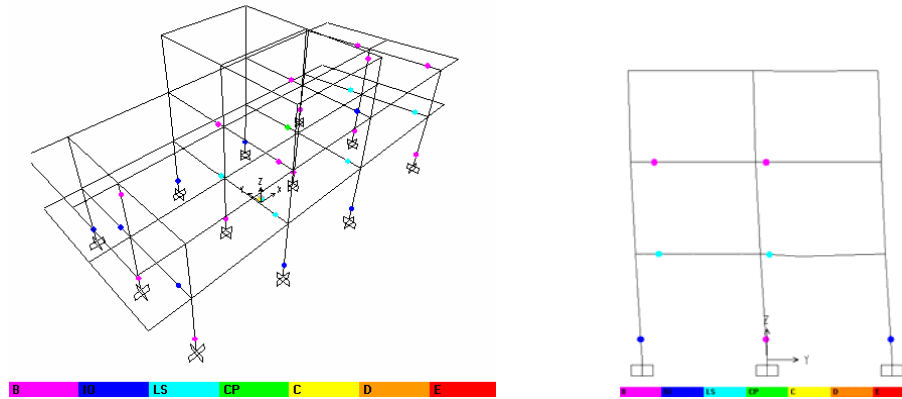


Figura 5.80. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con los errores 1, 2, 3 y 4 en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso.

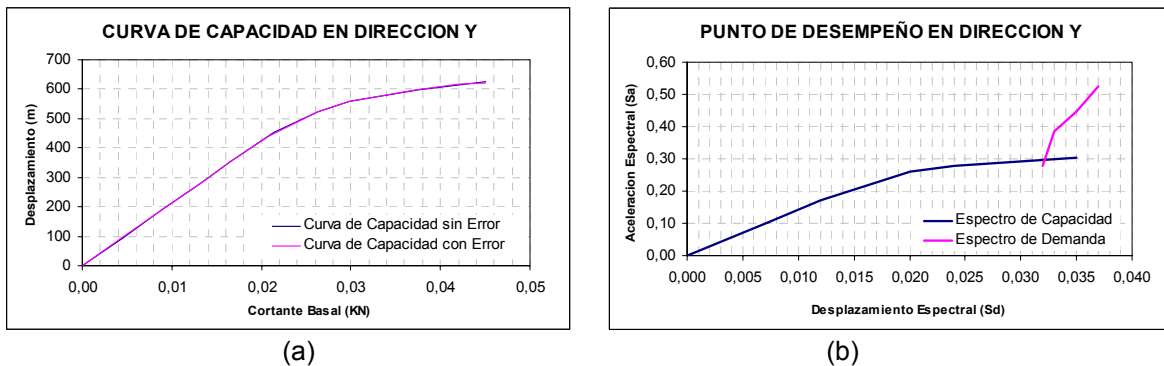


Figura 5.81. Error 1, 2, 3 y 4 en pórtico B en la viga entre 3-4 del primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

En las figuras anteriores se puede observar que los errores presentan una variación de la capacidad, siempre y cuando, dichos errores estén en elementos en la dirección de la aplicación del Pushover. Es decir al aplicar los errores en un pórtico en la dirección X la capacidad en este sentido presentó variación, lo cual no ocurrió en la dirección Y, que como se pudo apreciar en la figura 5.80 y 5.81 no presentó cambio con respecto a la capacidad de la estructura sin errores.

También se pudo observar claramente la variación en la afectación del elemento al cambiar la posición longitudinal a lo largo de la viga, con lo cual se pudo ver como los

errores cerca al nodo causan una disminución de la capacidad y colocan al elemento en un nivel de desempeño mas crítico como se puede apreciar en las figuras 5.77 y 5.78 entre otras. También se puede observar como la capacidad para la estructura con el error de 100% al lado del nodo presenta un leve decremento, pero la curva de demanda corta a la de capacidad antes de dicho decremento (figura 5.79). Cabe destacar, que para una demanda mayor, la curva de capacidad es cortada por la de demanda después de dicho decremento, lo cual afecta el punto de desempeño.

✓ **Error en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso**

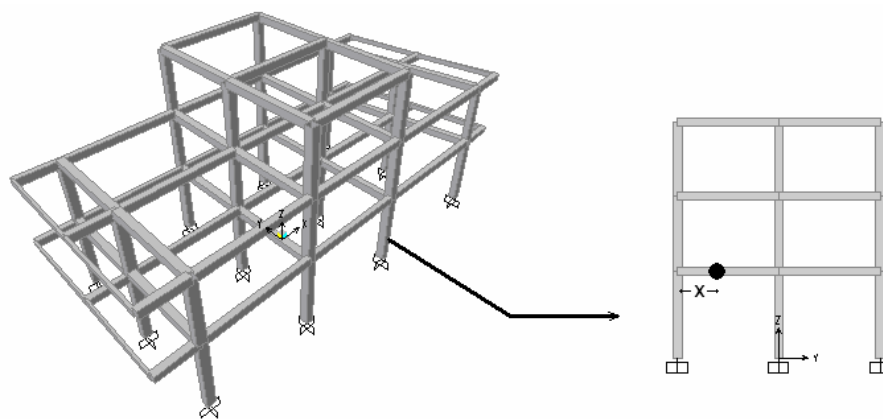


Figura 5.82. Esquema del error en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

En dirección Y

Error 1

25%, 50%, 75% y 100% de afectación

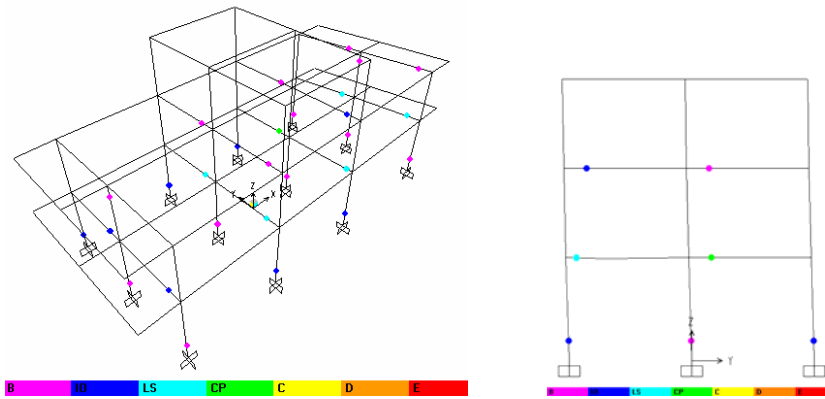


Figura 5.83. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 1 con 25%, 50%, 75% y 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

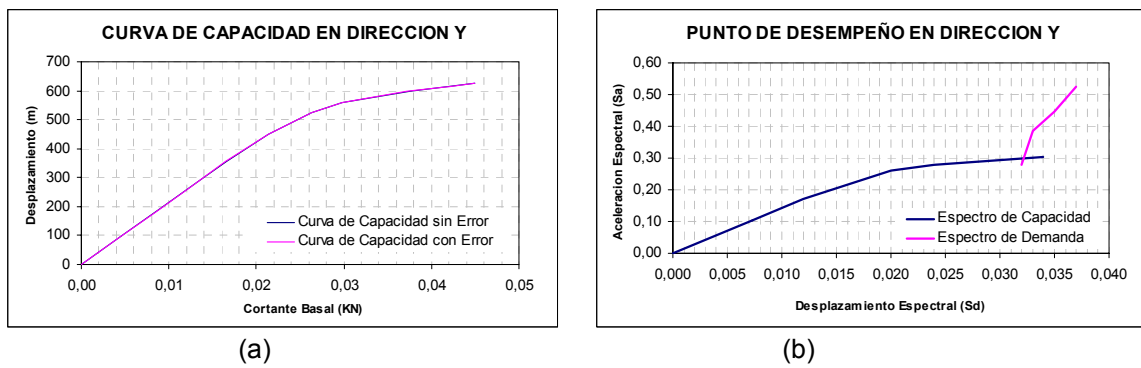


Figura 5.84. Error 1 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Error 2

25% de afectación

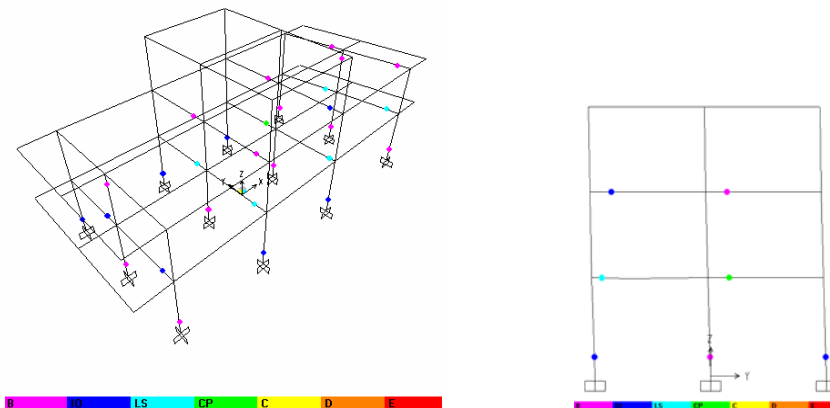


Figura 5.85. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 25% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

50% de afectación

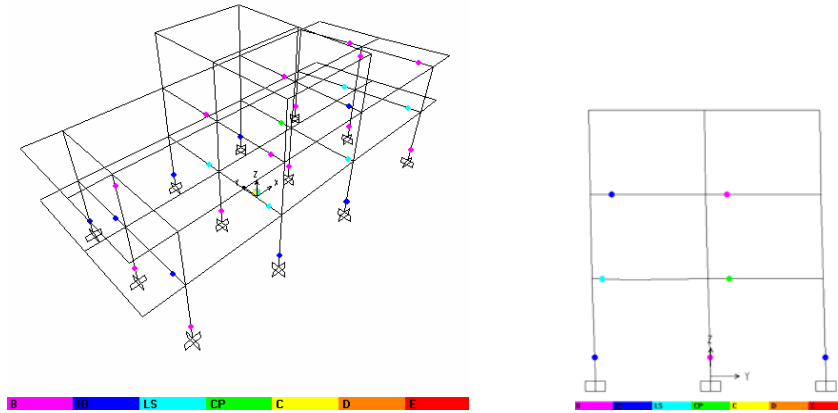


Figura 5.86. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 50% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

75% de afectación

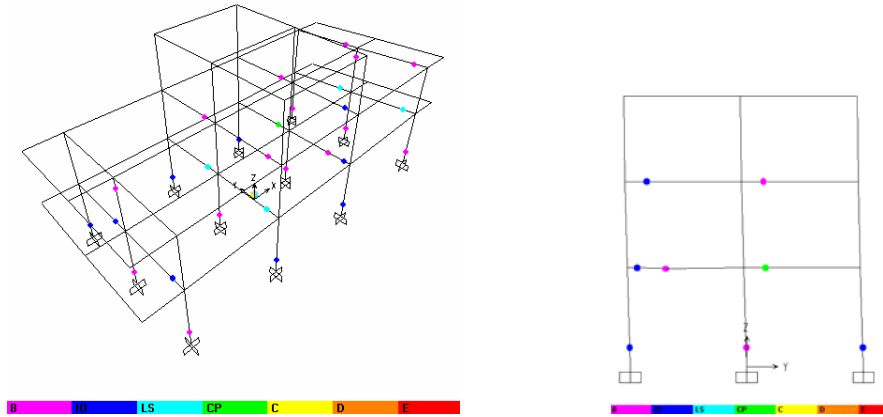


Figura 5.87. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 75% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

100% de afectación

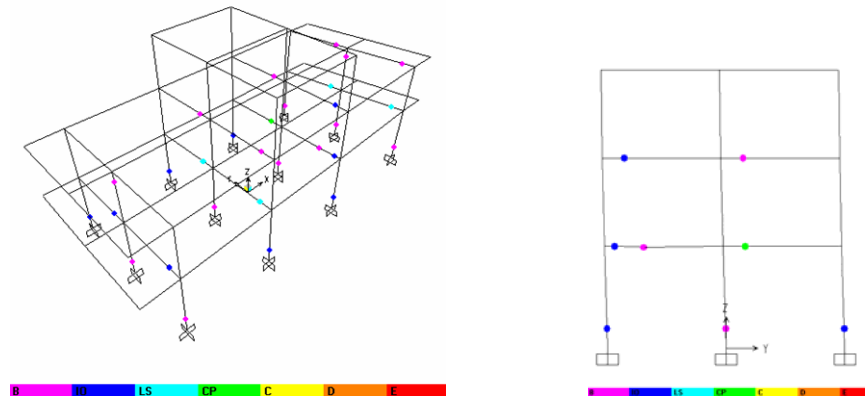


Figura 5.88. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

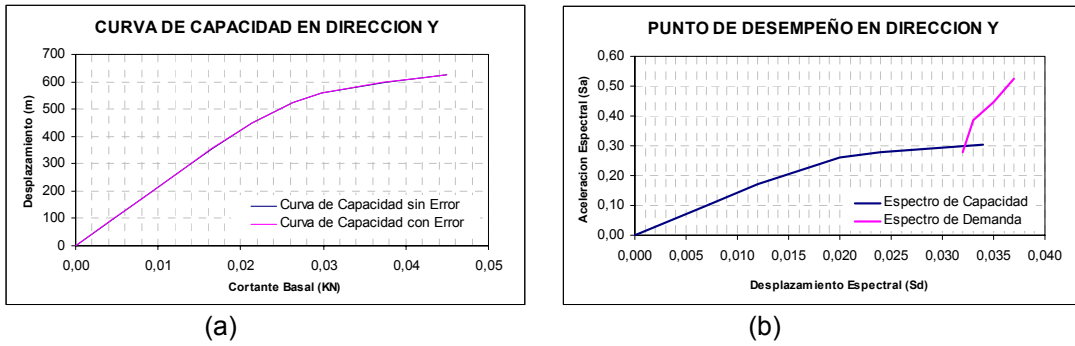


Figura 5.89. Error 2 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Error 3

25% de afectación

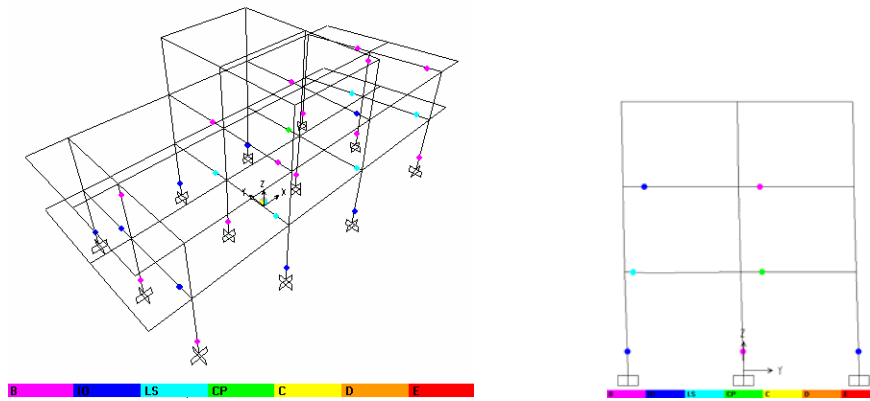


Figura 5.90. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 25% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

50% de afectación

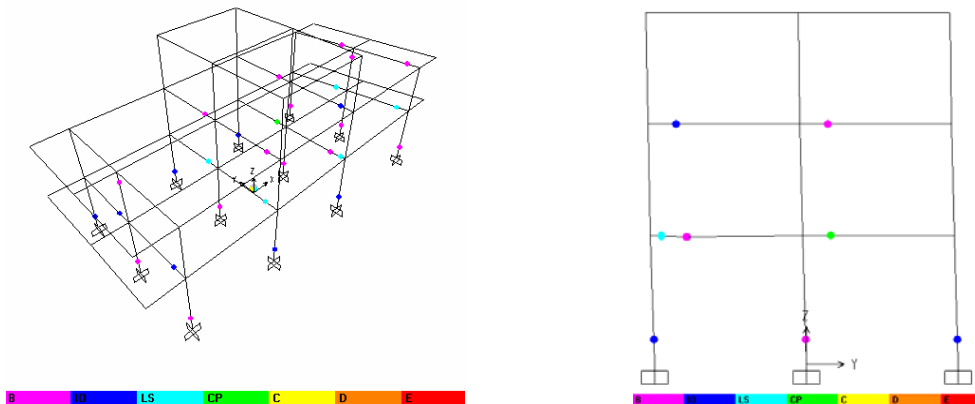


Figura 5.91. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 50% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

75% de afectación

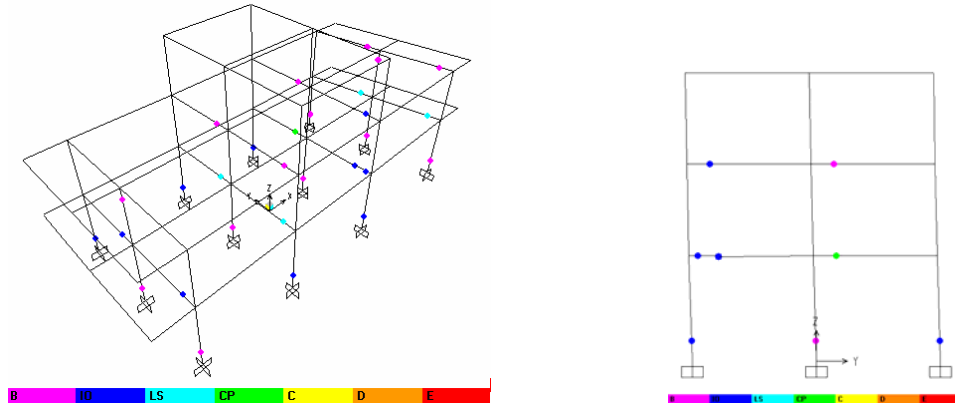


Figura 5.92. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 75% de afectación en põrtico 2 en viga entre A-B primer piso.

100% de afectación

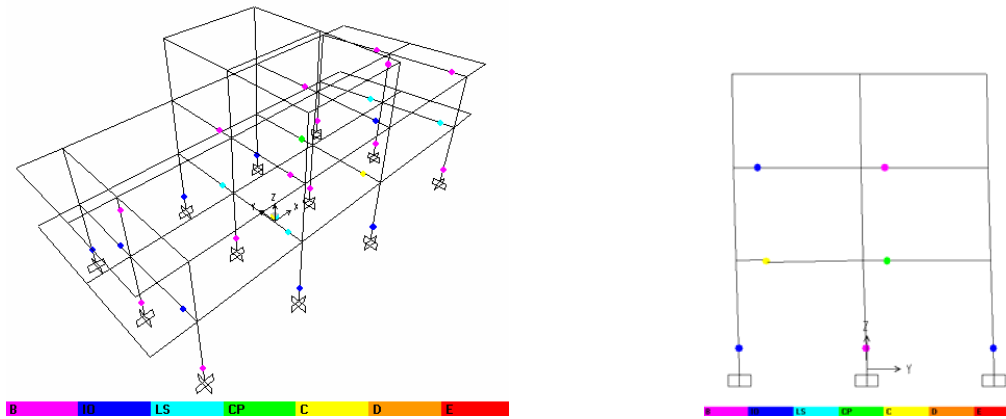


Figura 5.93. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 100% de afectación en põrtico 2 en viga entre A-B primer piso.

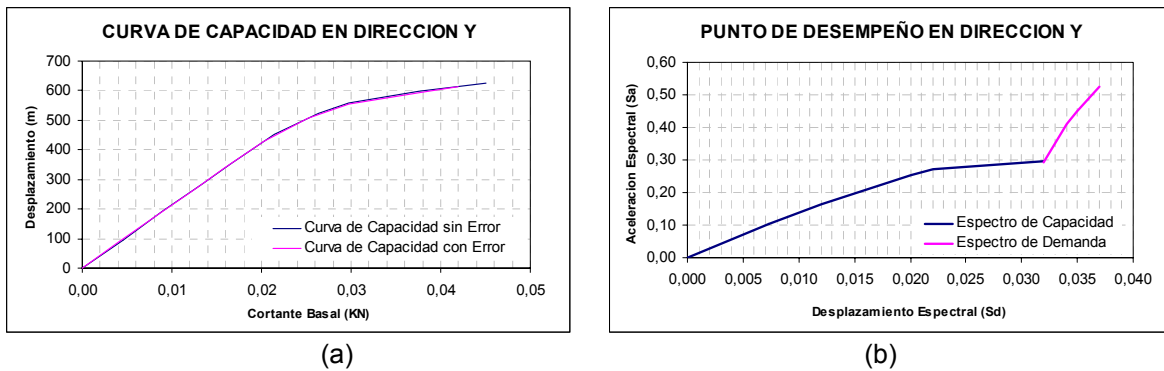


Figura 5.94. Error 3 con 100% de afectación en põrtico 2 en viga entre A-B primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Error 4

25% de afectación

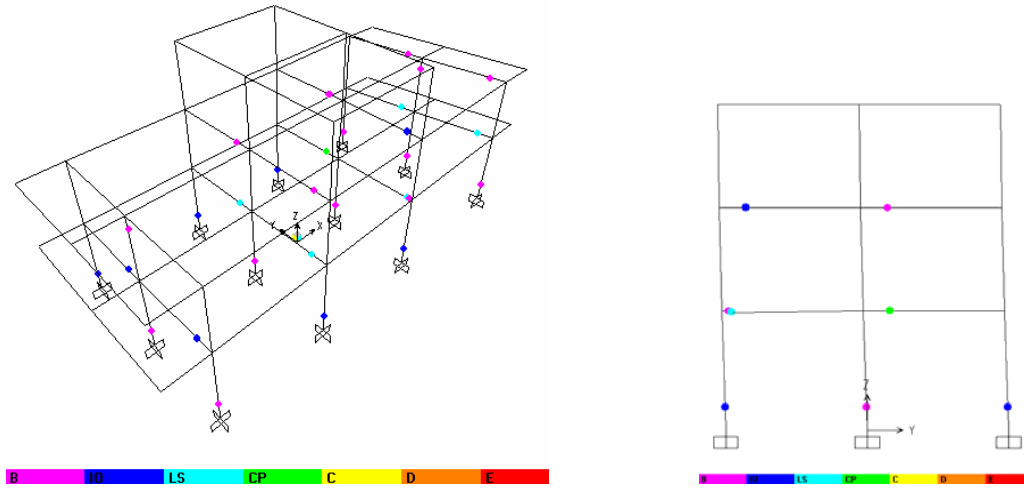


Figura 5.95. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 25% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

50% de afectación

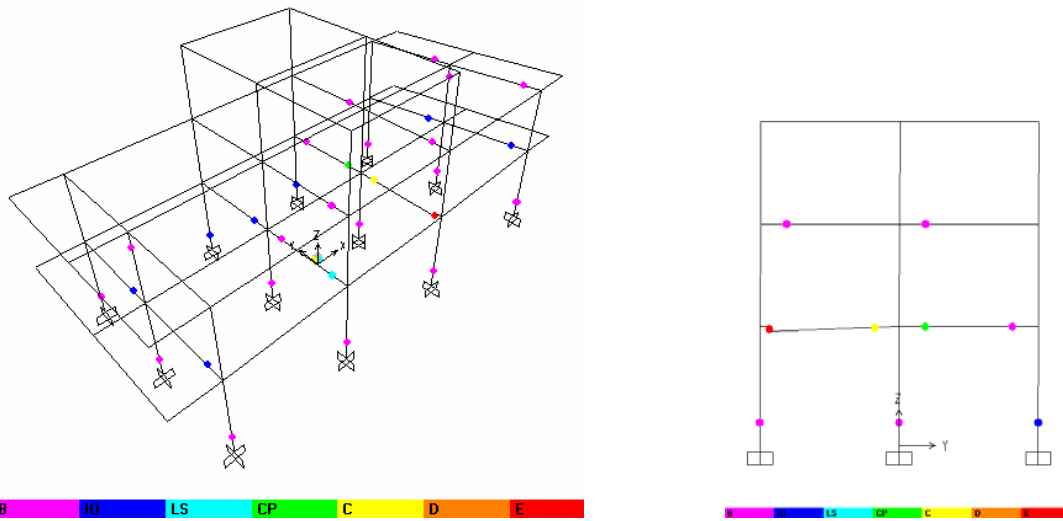


Figura 5.96. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 50% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

75% de afectación

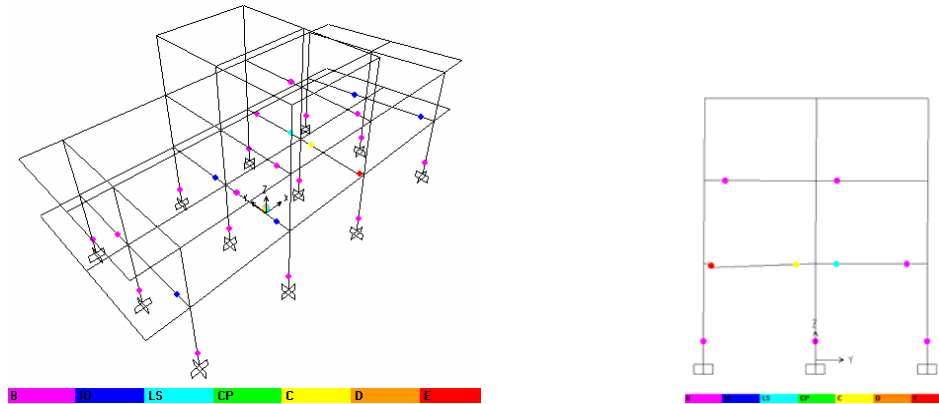


Figura 5.97. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 75% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

100% de afectación

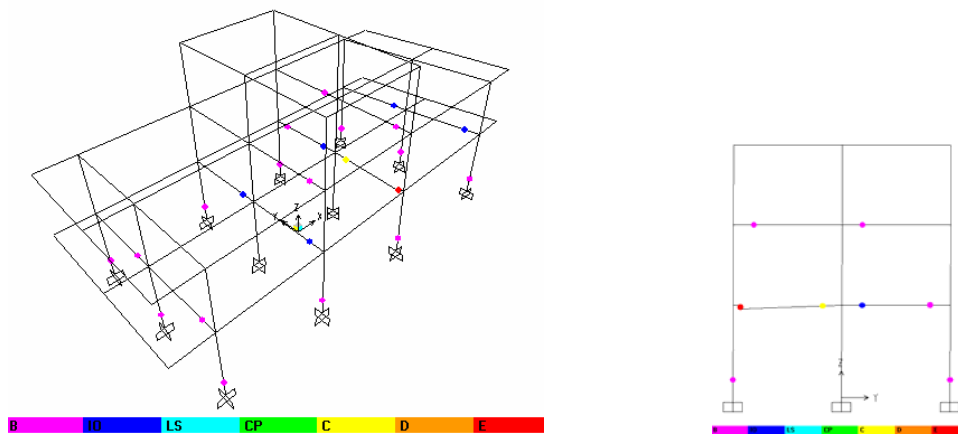


Figura 5.98. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

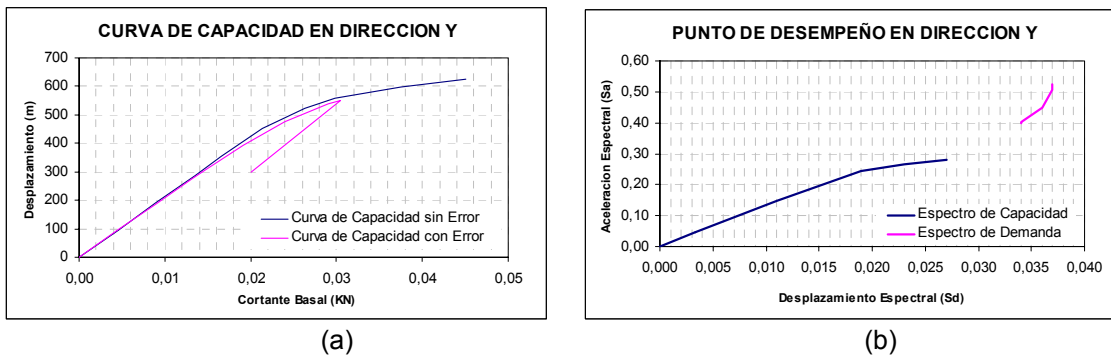


Figura 5.99. Error 4 con 100% de afectación en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

En dirección X

Para todos los errores

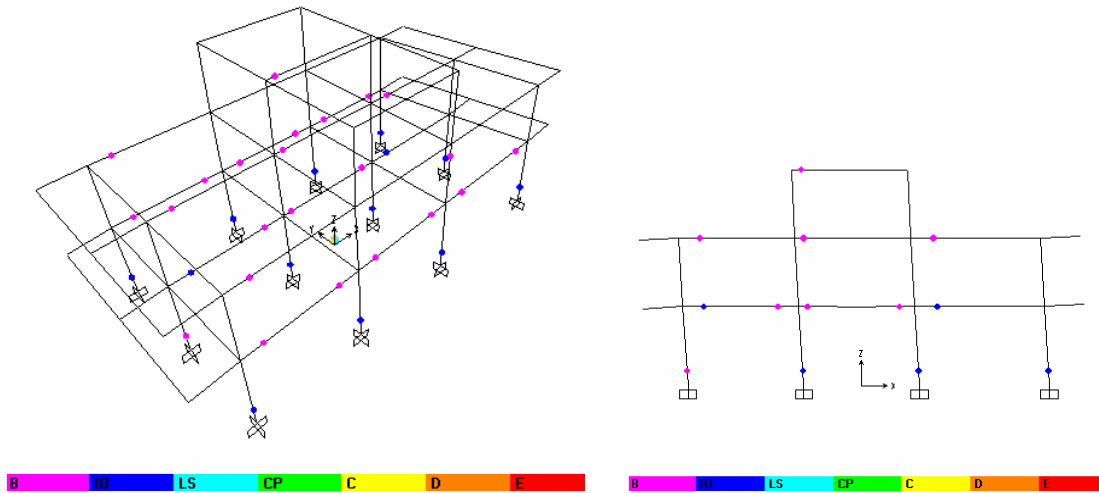


Figura 5.100. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con los errores 1, 2, 3 y 4 en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

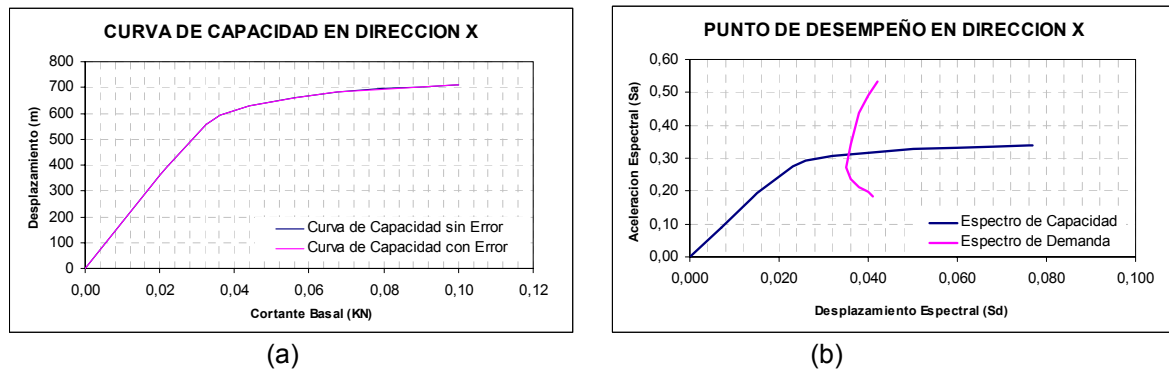


Figura 5.101. Error 1, 2, 3 y 4 en pórtico 2 en viga entre A-B primer piso. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

En las gráficas del comportamiento de la estructura con el error presentado anteriormente se pueden apreciar prácticamente las mismas características descritas para el primer error mostrado. En cuanto a la afectación del miembro en el cual se colocó el error y de la estructura en general, se puede decir que con este error es más notoria la afectación que para el primero, puesto que un error localizado a la

misma distancia del nodo y con el mismo porcentaje de afectación produjo mayores cambios que para el primer error, además con la implantación del error al lado del nodo se encontró una pérdida significativa en la capacidad hasta tal grado de no generarse punto de comportamiento en dirección Y como se aprecia en la figura 5.99

✓ **Error en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3**

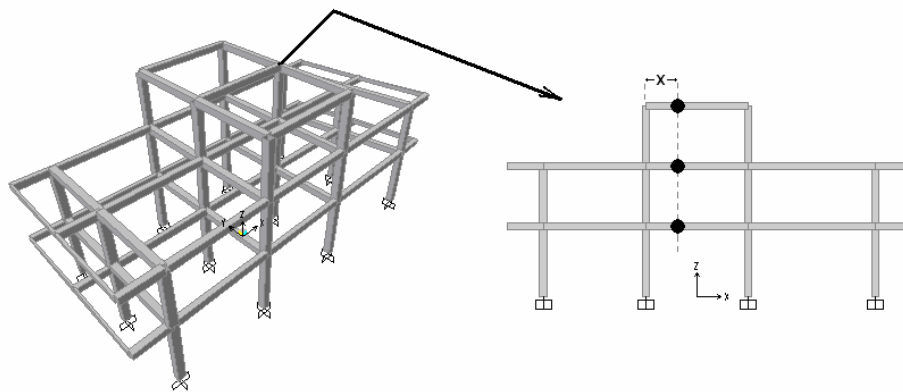


Figura 5.102. Esquema del error en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

En dirección X

Error 1 y 2

25%, 50%, 75% y 100% de afectación

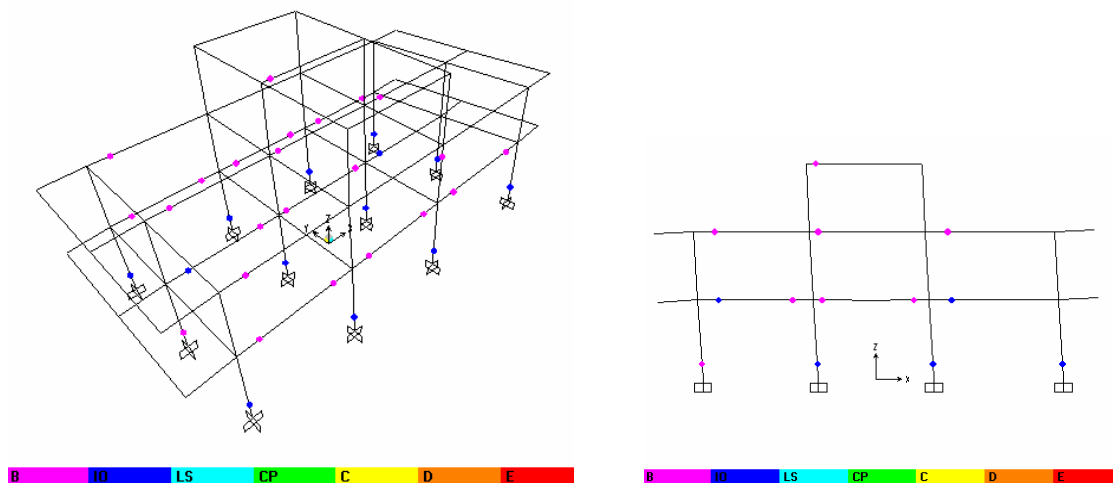


Figura 5.103. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con error 1 y 2 con 25%, 50%, 75% y 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

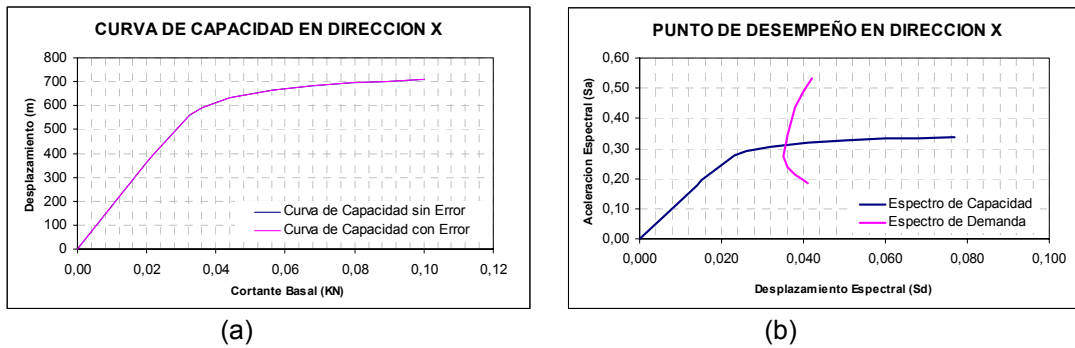


Figura 5.104. Error 1 y 2 con 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Error 3

25% de afectación

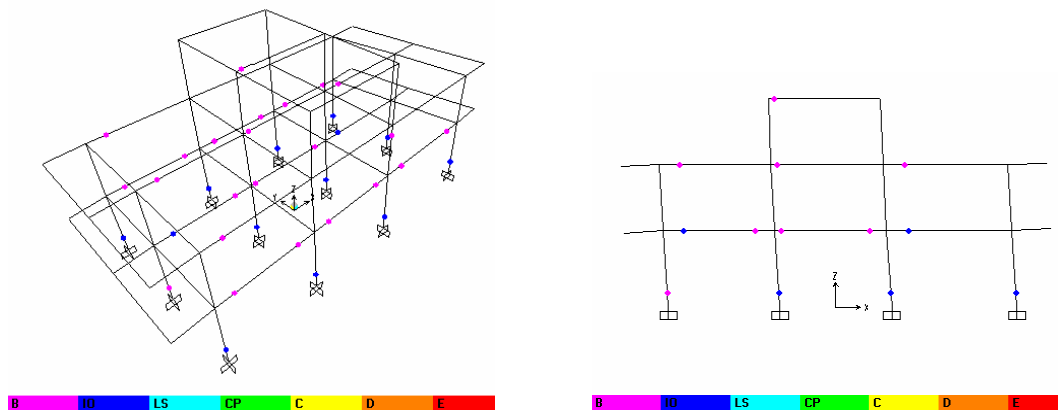


Figura 5.105. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 25% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

50% de afectación

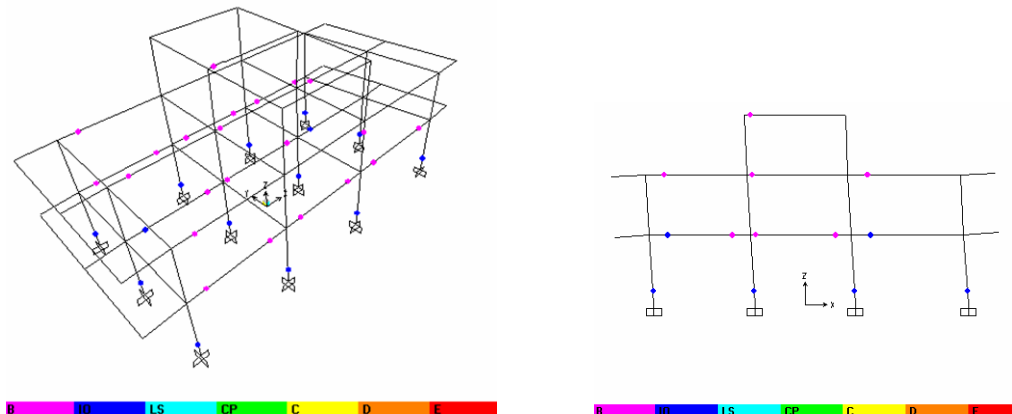


Figura 5.106. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 50% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

75% de afectación

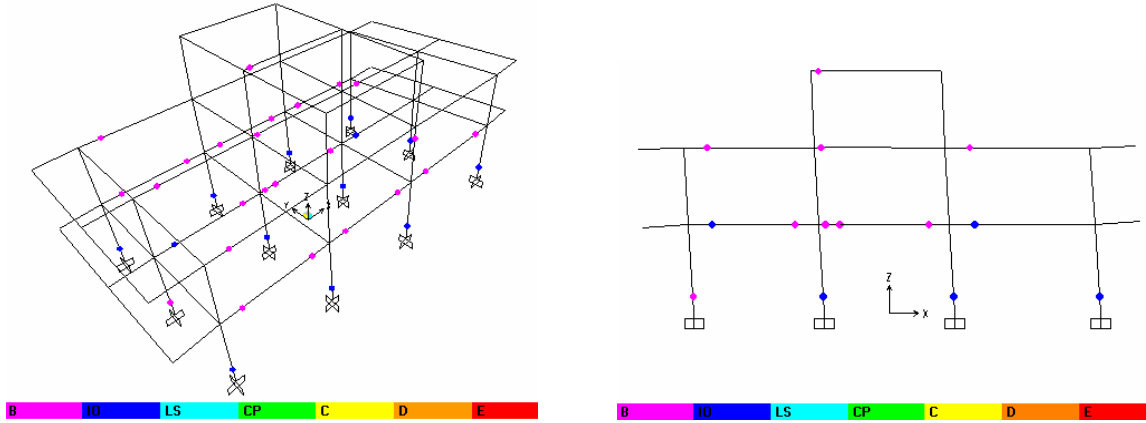


Figura 5.107. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 75% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

100% de afectación

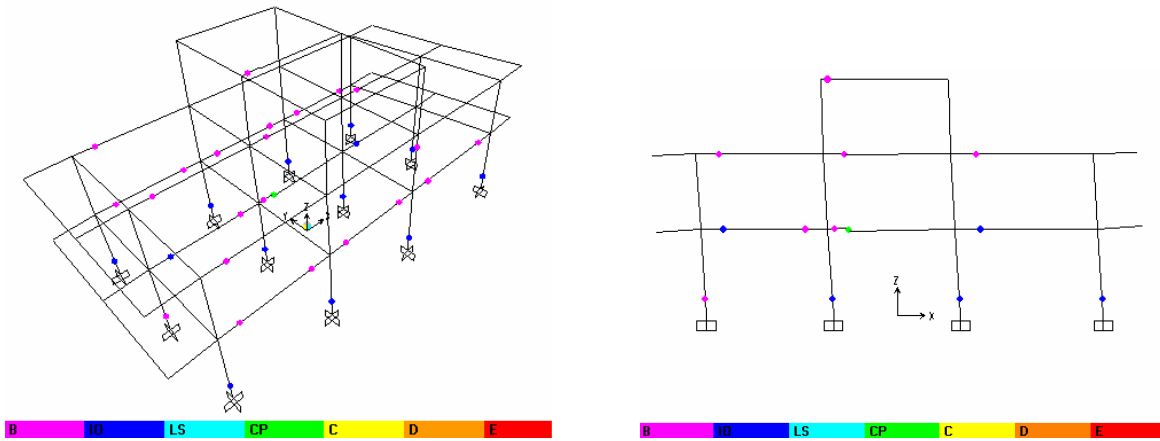


Figura 5.108. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

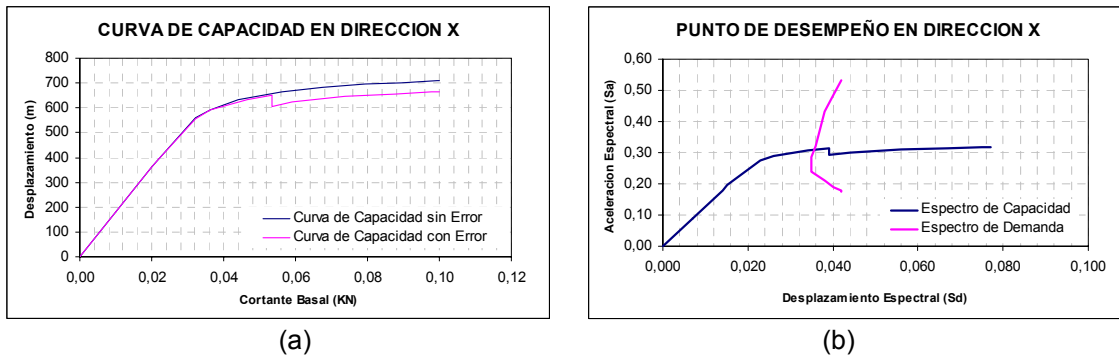


Figura 5.109. Error 3 con 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Error 4

25% de afectación

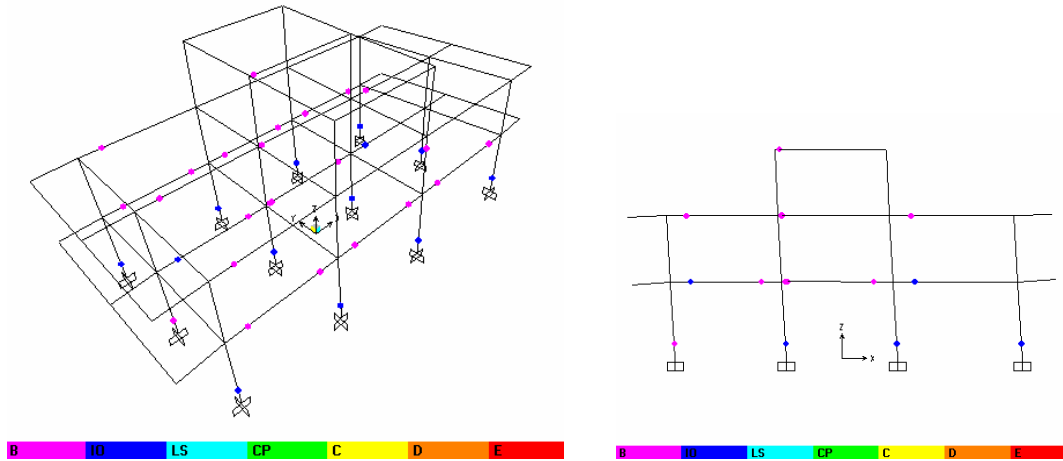


Figura 5.110. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 25% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

50% de afectación

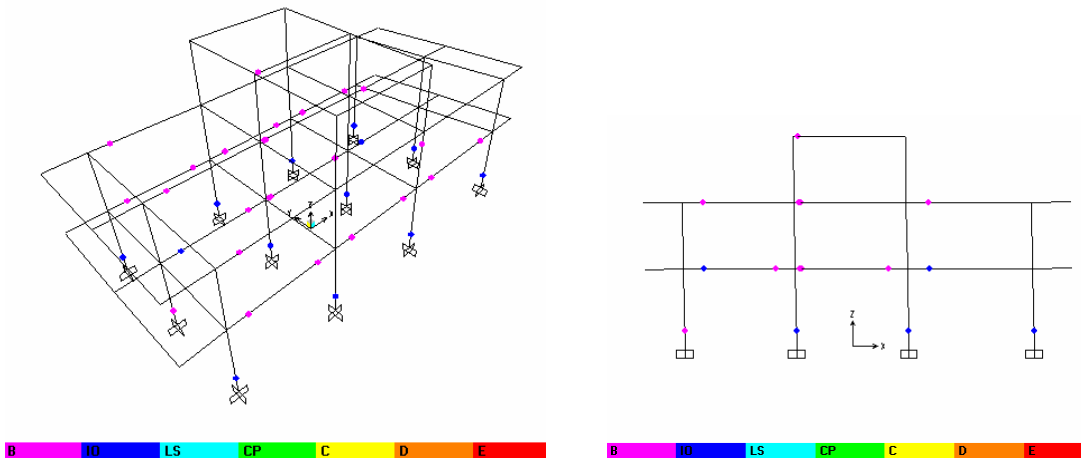


Figura 5.111. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 50% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

75% de afectación

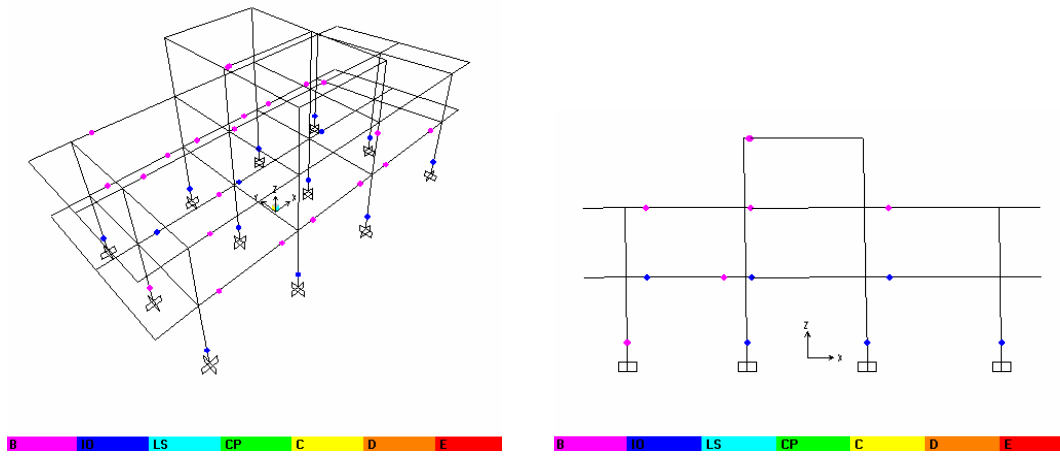


Figura 5.112. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 75% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

100% de afectación

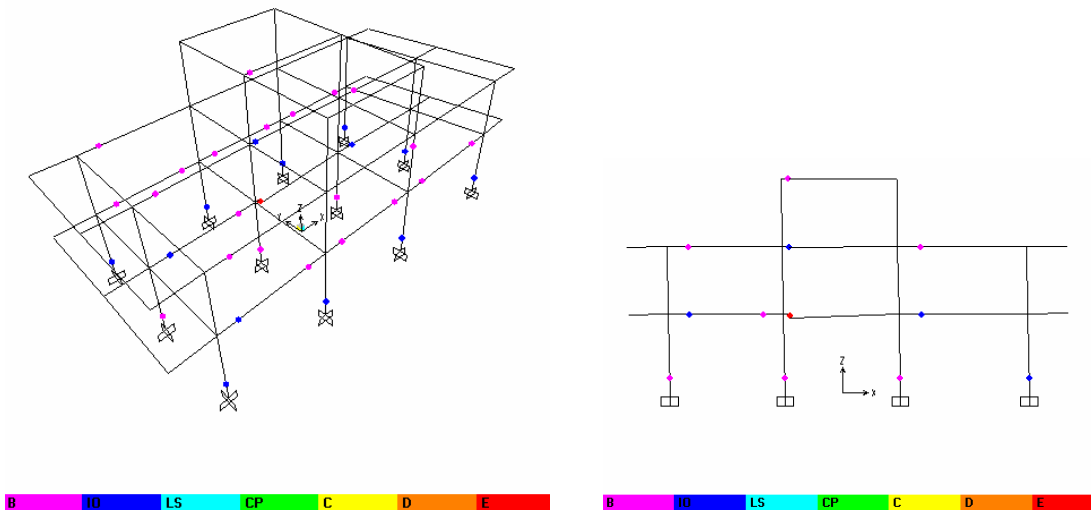


Figura 5.113. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

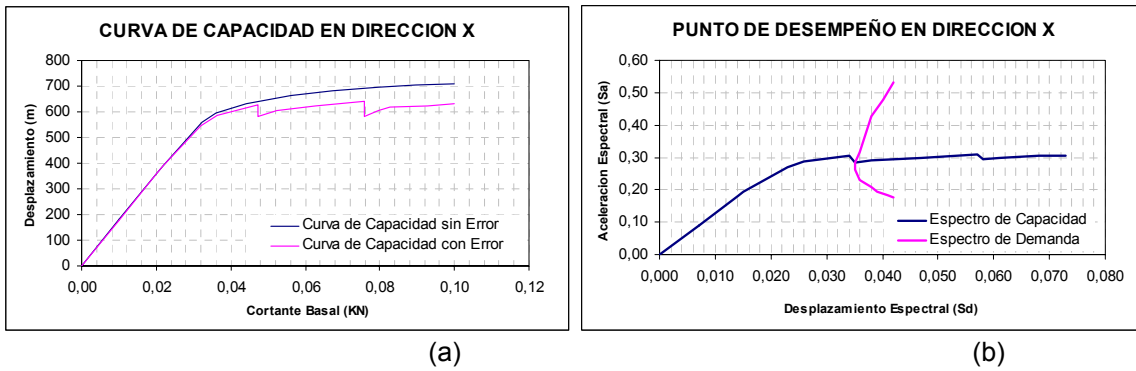


Figura 5.114. Error 4 con 100% de afectación en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

En dirección Y

Para todos los errores

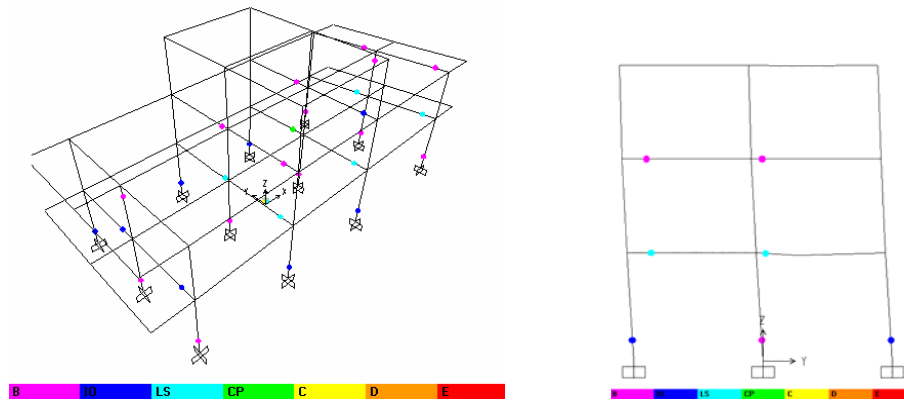


Figura 5.115. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con los errores 1, 2, 3 y 4 en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

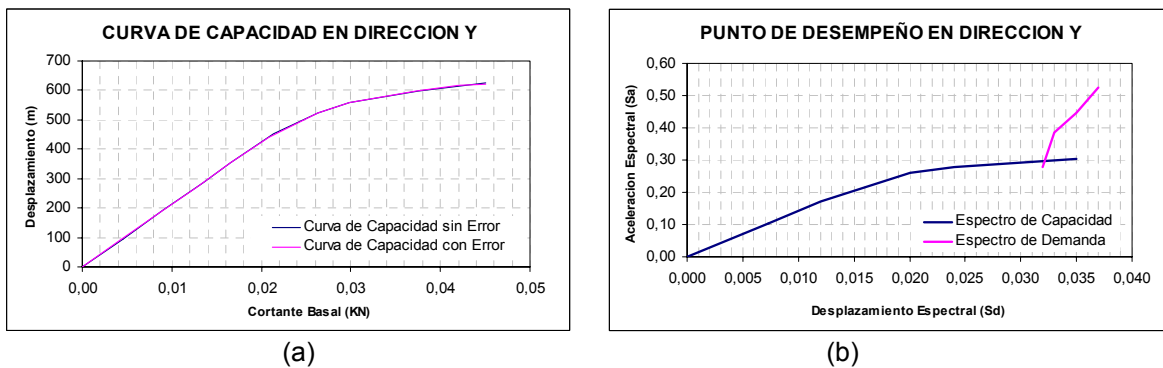


Figura 5.116. Error 1, 2, 3 y 4 en pórtico B por bajante en vigas entre 2-3. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

✓ Errores en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C

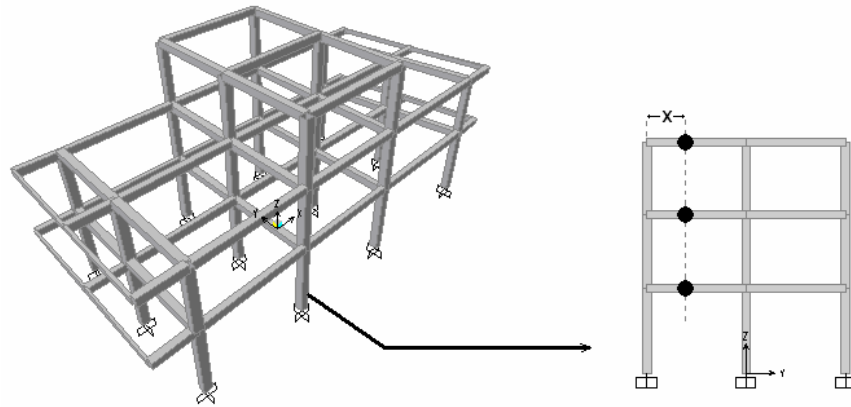


Figura 5.117. Esquema del error en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

En dirección Y

Error 1

25%, 50%, 75% y 100% de afectación

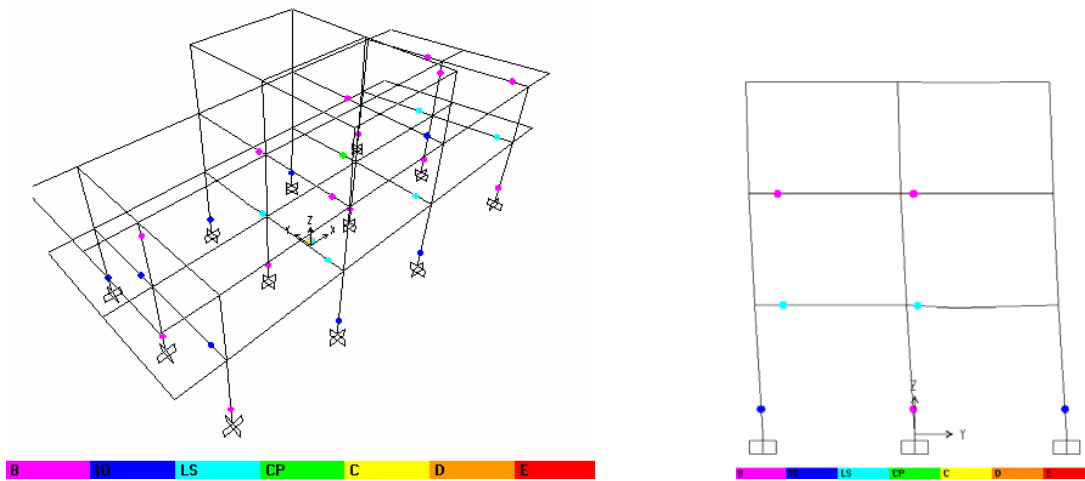


Figura 5.118. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 1 con 25%, 50%, 75% y 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

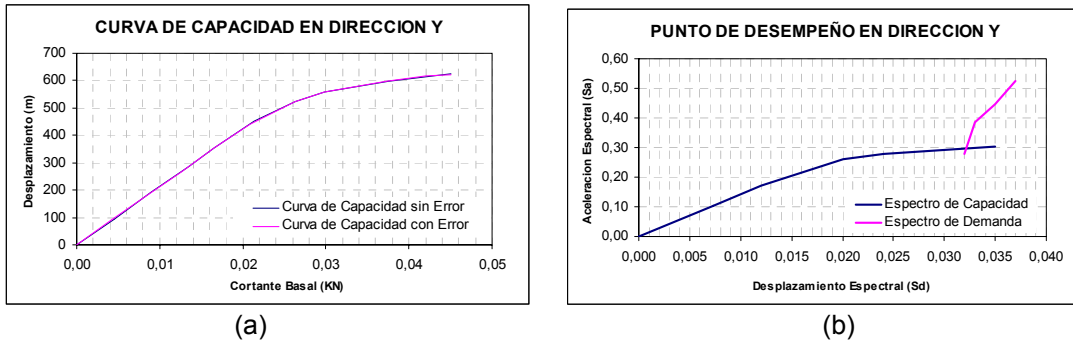


Figura 5.119. Error 1 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Error 2

25%, 50, 75% de afectación

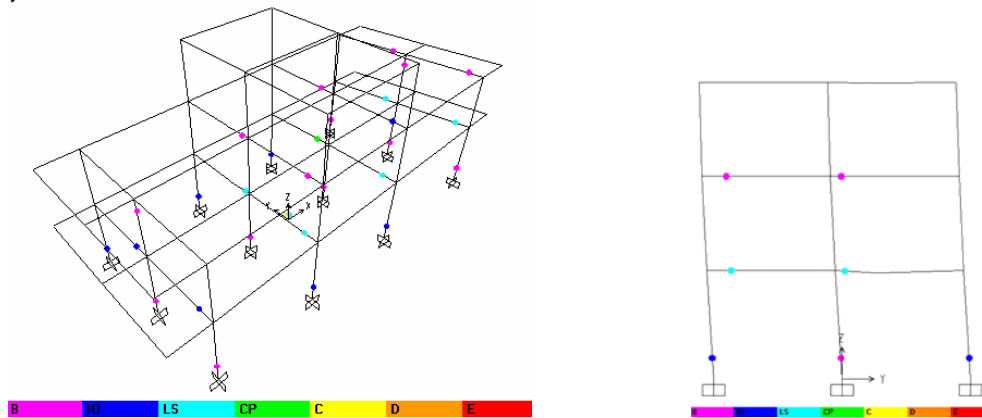


Figura 5.120. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 25%, 50%, 75% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

100% de afectación

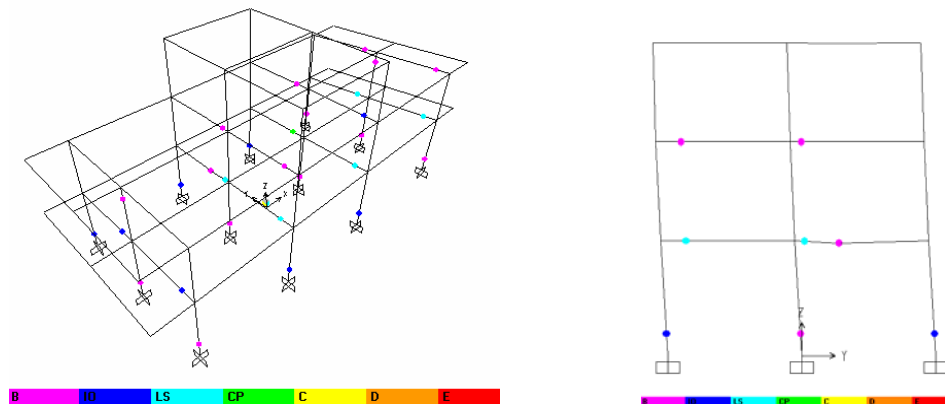


Figura 5.121. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 2 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

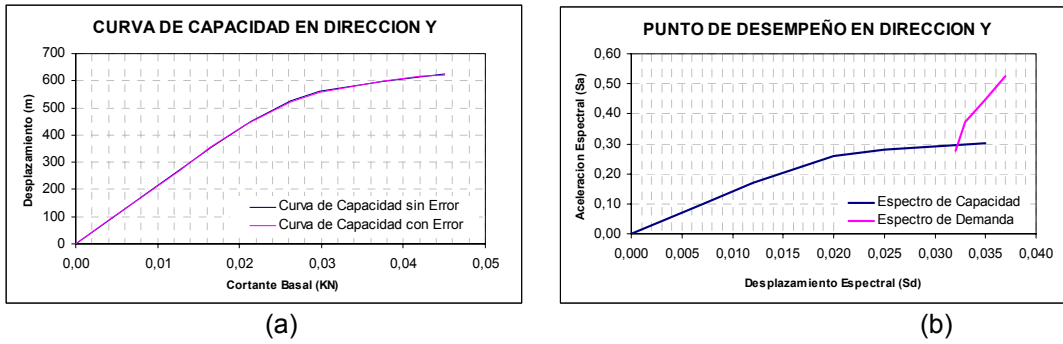


Figura 5.122. Error 2 con 100% de afectación en pórtilo 3 por bajante en vigas entre B-C. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Error 3

25% de afectación

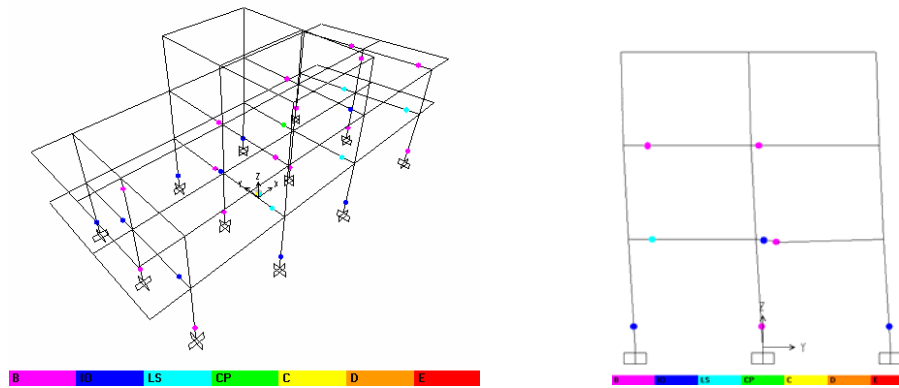


Figura 5.123. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 25% de afectación en pórtilo 3 por bajante en vigas entre B-C.

50% de afectación

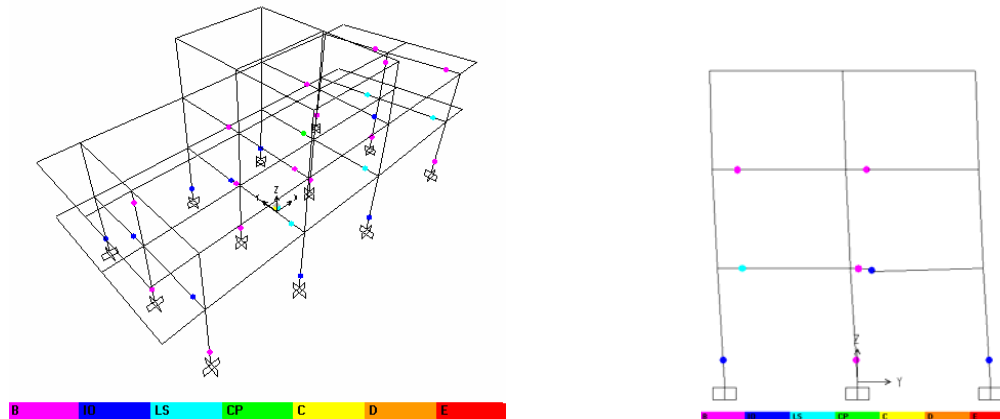


Figura 5.124. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 50% de afectación en pórtilo 3 por bajante en vigas entre B-C.

75% de afectación

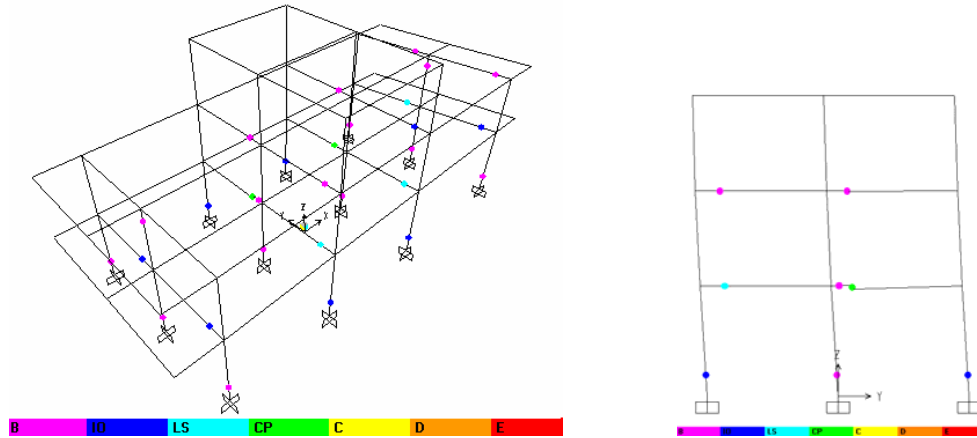


Figura 5.125. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 75% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

100% de afectación

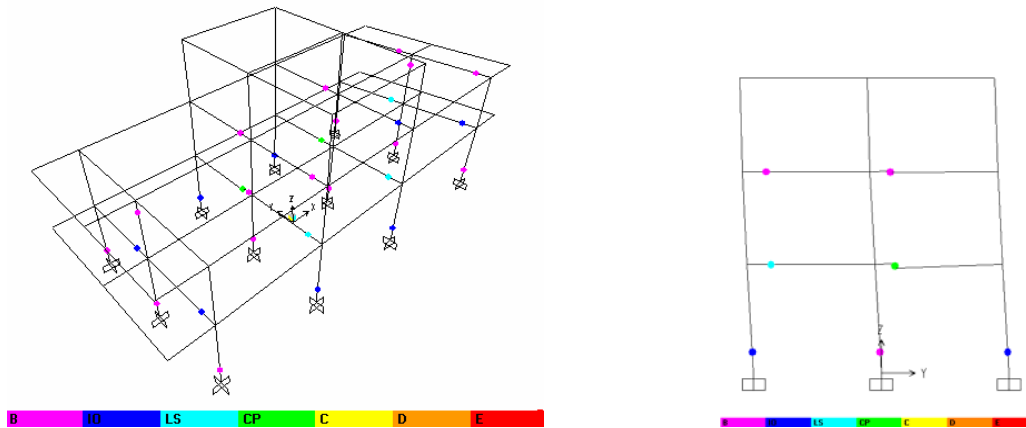


Figura 5.126. Nivel de rotación en el punto de desempeño para la estructura con error 3 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

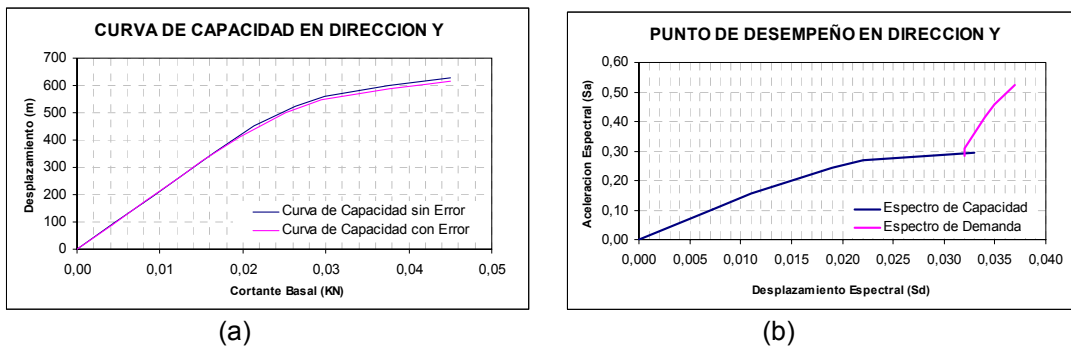


Figura 5.127. Error 3 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Error 4

25% de afectación

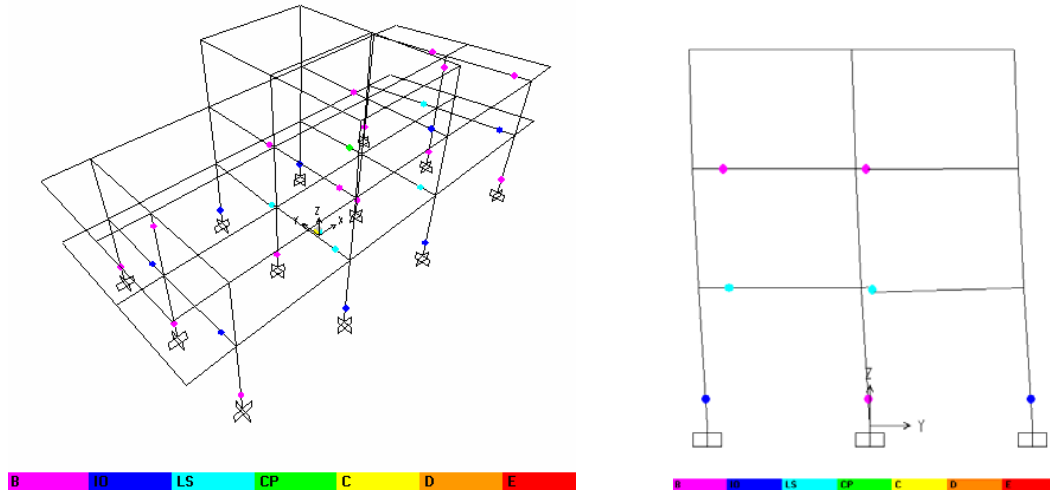


Figura 5.128. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 25% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

50% de afectación

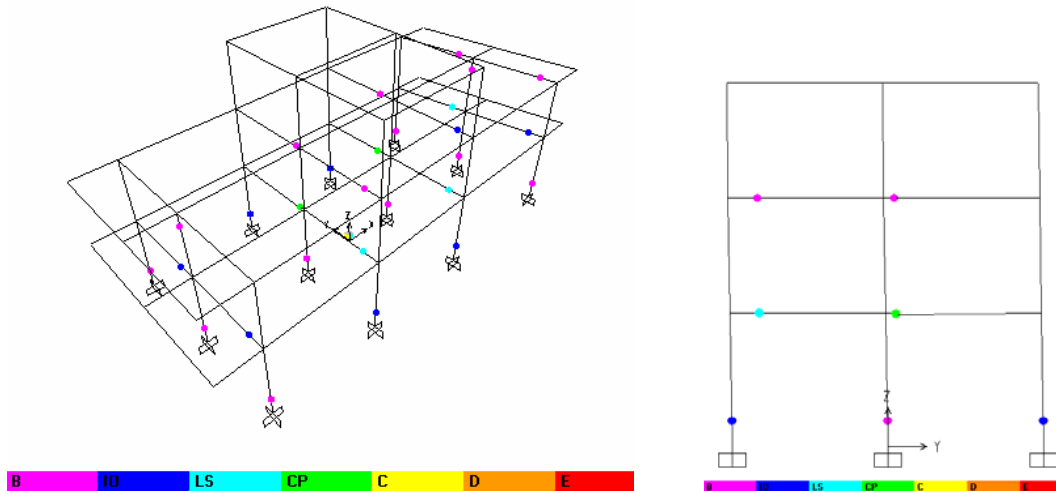


Figura 5.129. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 50% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

75% de afectación

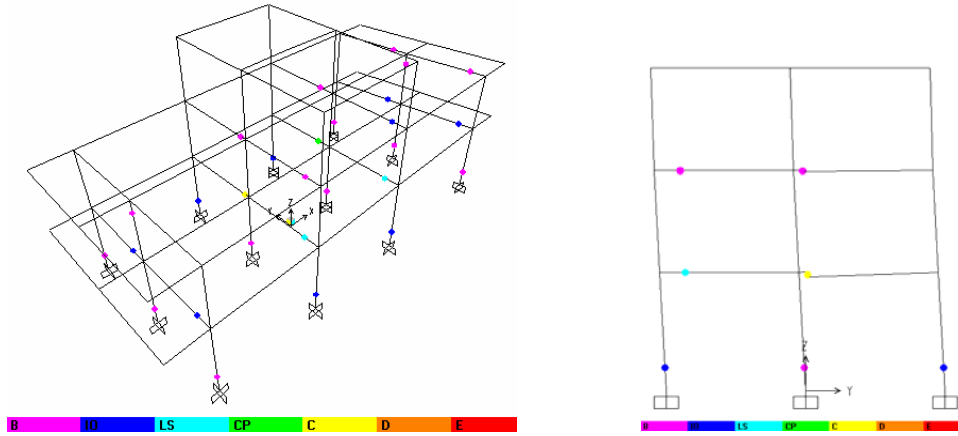


Figura 5.130. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 75% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

100% de afectación

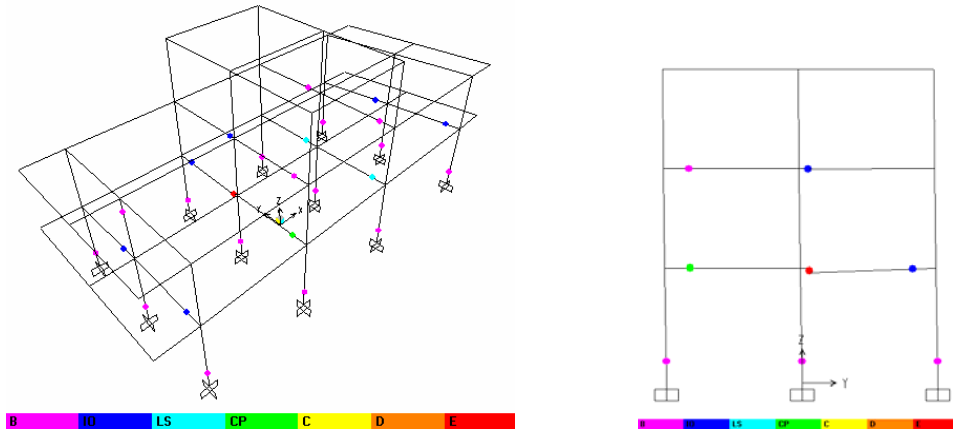


Figura 5.131. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con error 4 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

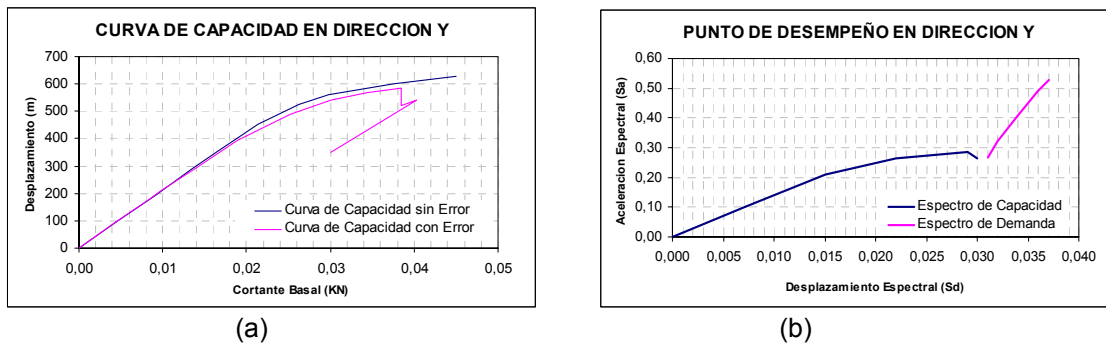


Figura 5.132. Error 4 con 100% de afectación en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

En dirección X

Para todos los errores

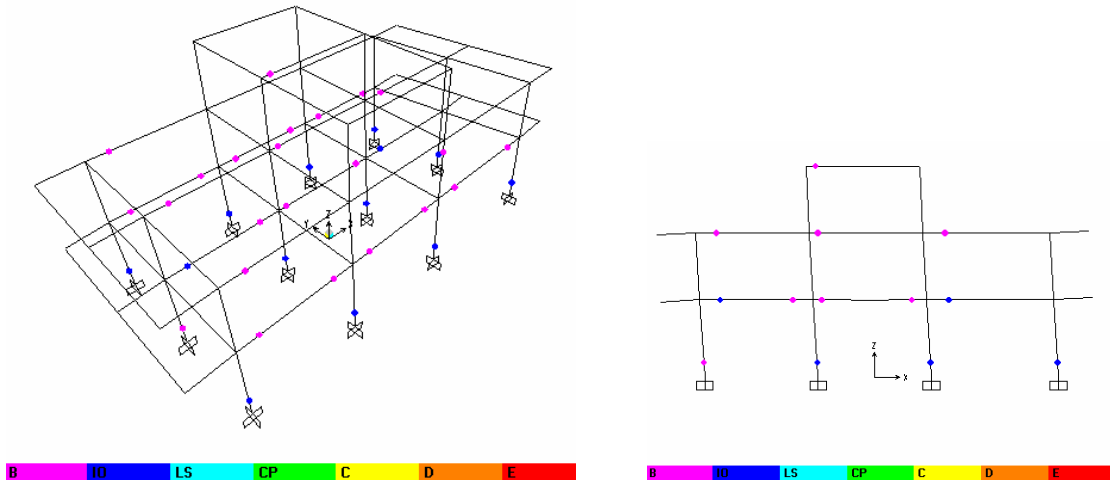


Figura 5.133. Nivel de rotulación en el punto de desempeño para la estructura con los errores 1, 2, 3 y 4 en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

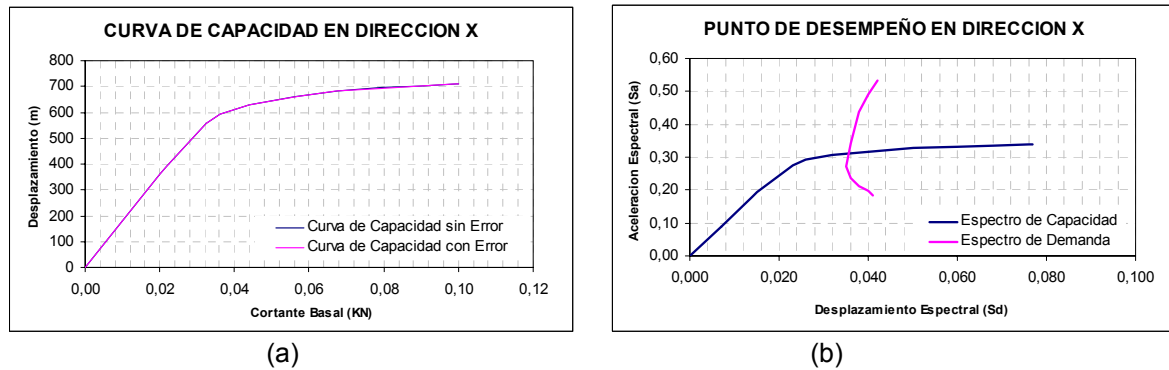


Figura 5.134. Error 1, 2, 3 y 4 en pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C. (a) Comparación Curvas de Capacidad con y sin error (b) Curvas de Capacidad y Demanda de la estructura con error.

Con estos dos últimos errores presentados, que corresponden a afectaciones en grupos de vigas de un mismo vano (uno en un pórtico en X y otro en un pórtico en Y) se observó la misma tendencia de los dos primeros errores. Adicionalmente se pudo apreciar que para cada error la incidencia en cada una de las vigas que hacen parte del vano del pórtico afectado fue diferente, como se aprecia en las figuras 5.129, 5.130 y 5.131 entre otras. Donde la viga del nivel inferior se afectó de una manera mas grave que la del segundo y tercer nivel. Esto dejo ver que no se puede generalizar el comportamiento de un miembro afectado por un error en una posición determinada, ya que para unas vigas el mismo error es critico y para otras no.

A continuación se presentan las tablas en las cuales se consignaron los valores, en el punto de desempeño, del desplazamiento en la cubierta, el cortante en la base y el nivel de la rotulación, todo esto para las cuatro formas de errores mostradas anteriormente.

Tabla 5.20. Punto de desempeño del modelo sin errores y con errores en el pórtico B en viga entre 3-4 primer piso.

PUNTO DE DESEMPEÑO Y NIVEL DE ROTULACION												
ERROR EN PÓRTICO B EN VIGA ENTRE 3-4 PRIMER PISO												
MODELO	DIR.	Δ (m)	V (KN)	ROTULAS PLASTICAS								
				A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
SIN ERROR	X	0,049	644,73	268	23	13	0	0	0	0	0	
	Y	0,042	616,67	276	14	8	5	1	0	0	0	
ERROR 1	25%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	75%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	100%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
ERROR 2	25%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	75%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	100%	X	0,049	644,72	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
ERROR 3	25%	X	0,049	644,72	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,64	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	75%	X	0,049	643,32	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	100%	X	0,049	641,58	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
ERROR 4	25%	X	0,049	643,54	269	25	12	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	642,87	270	22	14	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	75%	X	0,049	640,59	270	23	12	1	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	100%	X	0,049	596,81	270	22	13	0	0	0	0	1
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0

Tabla 5.21. Punto de desempeño del modelo sin errores y con errores en el pórtico 2 en viga entre A-B primer piso.

PUNTO DE DESEMPEÑO Y NIVEL DE ROTULACION												
ERROR EN PÓRTICO 2 EN VIGA ENTRE A-B PRIMER PISO												
MODELO	DIR.	Δ (m)	V (KN)	ROTULAS PLASTICAS								
				A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
SIN ERROR	X	0,049	644,73	268	23	13	0	0	0	0	0	
	Y	0,042	616,67	276	14	8	5	1	0	0	0	
ERROR 1	25%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	75%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
	100%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	278	14	8	5	1	0	0	0
ERROR 2	25%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,66	278	14	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,66	278	14	8	5	1	0	0	0
	75%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,65	278	14	8	5	1	0	0	0
	100%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	615,58	277	15	9	4	1	0	0	0
ERROR 3	25%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,66	278	14	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,63	277	15	8	5	1	0	0	0
	75%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	614,38	277	14	10	4	1	0	0	0
	100%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	611,89	278	14	8	4	1	1	0	0
ERROR 4	25%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	612,58	277	15	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	75%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
	100%	X	0,049	644,73	270	23	13	0	0	0	0	0
		Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Tabla 5.22. Punto de desempeño del modelo sin errores y con errores en el pórtico B por bajante en vigas entre 2-3.

PUNTO DE DESEMPEÑO Y NIVEL DE ROTULACION													
ERROR EN PÓRTICO B POR BAJANTE EN VIGAS ENTRE 2-3													
MODELO	DIR.	Δ (m)	V (KN)	ROTULAS PLASTICAS									
				A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E		
SIN ERROR	X	0,049	644,73	268	23	13	0	0	0	0	0		
	Y	0,042	616,67	276	14	8	5	1	0	0	0		
ERROR 1	25%	X	0,049	644,72	274	23	13	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
	50%	X	0,049	644,71	274	23	13	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
	75%	X	0,049	644,71	274	23	13	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
	100%	X	0,049	644,81	274	23	13	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
	ERROR 2	25%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
			Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0
		50%	X	0,049	644,74	274	23	13	0	0	0	0	0
			Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0
75%		X	0,049	644,74	274	23	13	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
100%		X	0,049	644,74	274	23	13	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
ERROR 3		25%	X	0,049	644,72	274	23	13	0	0	0	0	0
			Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,80	274	22	14	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
	75%	X	0,049	644,78	273	24	13	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
	100%	X	0,049	639,37	274	22	13	0	1	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
ERROR 4	25%	X	0,049	644,62	272	25	13	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
	50%	X	0,049	644,74	272	25	13	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
	75%	X	0,049	640,44	273	23	14	0	0	0	0	0	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	
	100%	X	0,049	590,25	275	21	13	0	0	0	0	1	
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0	

Tabla 5.23. Punto de desempeño del modelo sin errores y con errores en el pórtico 3 por bajante en vigas entre B-C.

PUNTO DE DESEMPEÑO Y NIVEL DE ROTULACION												
ERROR EN PÓRTICO 3 POR BAJANTE EN VIGAS ENTRE B-C												
MODELO	DIR.	Δ (m)	V (KN)	ROTULAS PLASTICAS								
				A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	
SIN ERROR	X	0,049	644,73	268	23	13	0	0	0	0	0	
	Y	0,042	616,67	276	14	8	5	1	0	0	0	
ERROR 1	25%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,67	282	14	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,66	282	14	8	5	1	0	0	0
	75%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,66	282	14	8	5	1	0	0	0
	100%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	616,66	282	14	8	5	1	0	0	0
ERROR 2	25%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	615,70	282	14	8	5	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	615,70	282	14	8	5	1	0	0	0
	75%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	615,70	282	14	8	5	1	0	0	0
	100%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	615,69	281	15	8	5	1	0	0	0
ERROR 3	25%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	615,80	281	15	9	4	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	612,05	281	15	9	4	1	0	0	0
	75%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	609,54	281	16	8	3	2	0	0	0
	100%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	603,94	282	15	8	3	2	0	0	0
ERROR 4	25%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	610,97	282	15	8	4	1	0	0	0
	50%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	605,28	282	15	8	3	2	0	0	0
	75%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	0,042	600,08	282	15	9	2	1	1	0	0
	100%	X	0,049	644,73	274	23	13	0	0	0	0	0
		Y	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Teniendo como base las visitas a obras y entrevistas realizadas en la fase de investigación de la problemática, se corroboró la existencia de la creencia popular, que embeber tuberías no afecta el comportamiento de la estructura.

Después de investigar sobre el estado del arte acerca de la problemática tratada en la tesis se encontró que el tema de las tuberías embebidas es poco tratado, por lo cual hay mucho por investigar al respecto.

La falta de una entidad encargada de controlar más a fondo los aspectos concernientes a las instalaciones en edificaciones, se puede catalogar como una de las principales causas del descuido que existe al respecto por parte de algunos diseñadores y constructores.

Aunque no se puede generalizar, en la investigación realizada se encontró que las edificaciones tipo túnel presentaron menos errores ligados a la problemática de atravesar miembros estructurales con tuberías, que las edificaciones tipo tradicional.

Con base al análisis local de las secciones se pudo apreciar, que la costumbre de mover los aceros longitudinales de refuerzo, para pasar una tubería, presentó grandes reducciones en la resistencia general de la sección. Por el contrario pasar tuberías horizontales en vigas con dimensiones y configuraciones de aceros de refuerzo adecuadas, presentó poca incidencia en la resistencia. Para el caso de embeber tuberías verticales en vigas se puede decir que el nivel de afectación de la resistencia es intermedio entre las dos anteriores. Para estos casos, la configuración de la sección de la viga es determinante para el grado de afectación en su comportamiento.

El software SAP-2000 presentó limitaciones para calcular por defecto las propiedades de las rótulas plásticas para secciones con complejas configuraciones de acero.

El análisis estático lineal realizado en SAP-2000, no presentó cambios considerables en el comportamiento de la estructura con diversos errores implantados, contra el comportamiento de la estructura sin la consideración de errores. Por el contrario mediante el análisis Pushover se pudieron apreciar cambios en el comportamiento de la estructura al considerar algunos errores.

El análisis Pushover realizado mostró la existencia de un límite, en el cual, un error determinado en una viga, cambia la capacidad repentinamente al aumentar la magnitud de afectación. Esto se logro apreciar en varios modelos, en los cuales se asignaron errores en los pórticos en dirección Y cerca de los nodos, y al aumentar la magnitud de afectación en 25%, la estructura pasaba a no presentar punto de desempeño.

El análisis Pushover dejó ver la gran influencia del cortante en el comportamiento de un elemento afectado por una tubería embebida, lo cual se puede inferir del hecho de que al asignar rótulas de cortante a los modelos, el comportamiento de los elementos en los cuales se colocaron los errores se tornó mas critico.

La aparente no afectación de un error es relativa a la demanda a la cual es sometida la estructura. Esto se pudo apreciar en modelos donde la curva de capacidad sufría un decremento repentino a causa de que el elemento donde se localiza el error fallaba. Para estos casos una serie de demandas cortaban la curva de capacidad antes del decremento, mientras que demandas mayores cortaban la curva después del decremento, notándose para estas últimas una mayor alteración en el punto de desempeño con respecto a la estructura sin errores.

El análisis Pushover realizado mostró que la práctica de embeber tuberías en vigas a una longitud de aproximadamente $1/3$ de la luz, medida desde el nodo, no presenta alteraciones considerables en el comportamiento del elemento hasta cierta demanda sísmica. Sin embargo para demandas grandes el comportamiento del elemento con el error en esta posición se altera.

Mediante el análisis Pushover realizado se pudo ver que un determinado error asignado a la estructura en estudio, podía llegar a cambiar el mecanismo de colapso de la estructura. Esto se apreció en ciertos modelos en los cuales se observó detenidamente la formación de rótulas plásticas hasta la ocurrencia del colapso total.

Un ducto embebido puede alterar las propiedades de resistencia en el lugar afectado por diversas causas entre las cuales está que el concreto no rellene bien la sección. Por no tener la oportunidad de realizar pruebas de laboratorio en nuestro análisis, surgió una limitación en la etapa de modelamiento al considerar los errores como reducciones de la sección, con las propiedades de los materiales iguales a las del resto de la estructura. Con la realización de pruebas de laboratorio se hubiese podido determinar el verdadero comportamiento tanto en el rango elástico como inelástico, de una sección afectada por un ducto embebido e incorporar estos resultados a los modelos.

Con base en los análisis realizados, se puede decir que el grado de incidencia de una tubería embebida en una viga, depende en gran parte de las condiciones, tanto de configuración como de carga de la viga afectada.

No se deben generalizar los resultados ya que estos aspectos son inherentes de cada estructura.

Para futuras investigaciones al respecto se recomienda modelar esta problemática con un programa basado en análisis por elementos finitos, en el cual se puedan

introducir los errores de una forma más adecuada y en el cual se pueda observar concentraciones de esfuerzos causados a la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98); ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS.

ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40. v.1.

NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273; Washington D.C, USA; 1997.

NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program; Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings; FEMA 356; Washington D.C, USA; 1997.

Análisis Sísmico de Edificaciones. Maldonado Rondón, Esperanza y Chio Cho, Gustavo. 1 ed. Bucaramanga, 2004.

Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary. ACI Committee 318.

Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson; 12 ed, Santa fe de Bogotá, McGraw-Hill.

Zonificación Sismo geotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga. Bogota: INGEOMINAS, Subdirección de Amenazas Geoambientales. 2001.

Building Design and Construction Handbook; Frederick S. Merritt y Jonathan T. Ricketts.

Hormigón (NSR-98) reforzado; Segunda Parte; Roberto Rochel Awad.

Reinforced Concrete Structures; Park R. and Paulay T; 1 ed. New York, USA, John Wiley and Sons, 1975.

Diseño de Concreto Reforzado; MCCORMAC, Jack C. 4 ed. México, D.F, Alfaomega, 2002.

Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings; For Buildings of Limited Size And Height, Based on ACI 318-02.

La ciencia de la Patología Estructural; Ing. Harold Alberto Muñoz, Santa fe de Bogotá D.C.

Patología por Sismo: Avance En Ingeniería Sísmica; Harold Alberto Muñoz; Bogotá; 2003.

Design and Construction Practices to Mitigate Corrosion of Reinforcement in Concrete Structures (ACI 222.3R-03); ACI Committee 222.

Computer and Structures Inc; SAP-2000 v9; Analysis Reference Manual. Berkeley, USA. CSI. 2004.

Coloquio sobre la Ingeniería y los Problemas de la Industria de la Construcción en Colombia; Control de Calidad: Una Necesidad Tecnológica para la Industria de la Construcción; Jaime Rojas Áreas.

Código Colombiano de Fontanería (NTC 1500), Primera actualización, Bogota, ICONTEC 1987.

Revista NOTICRETO N° 6; ASOCRETO.

Revista NOTICRETO N° 53; ASOCRETO.

ANEXOS

ANEXO A. NORMATIVA

1. NORMAS ESTABLECIDAS POR LA NSR-98¹

CAPÍTULO C.6: FORMALETAS, TUBERÍAS EMBEBIDAS Y JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN.

C.6.3- CONDUCTOS Y TUBERIAS EMBEBIDAS EN EL CONCRETO

C.6.3.1- Pueden embeberse conductos, tuberías y camisas de cualquier material que no produzca efectos nocivos al concreto, dentro de las limitaciones descritas en ésta sección C.6.3, con la aprobación del Ingeniero Diseñador y el Supervisor Técnico, siempre y cuando se considere que no reemplazan estructuralmente al concreto desplazado.

C.6.3.1.1- En estructuras de capacidad de disipación de energía moderada (DM0) y especial (DES) no se permite embeber conductos, tuberías o camisas de cualquier material en los elementos que hacen parte del sistema de resistencia sísmica.

C.6.3.2- No se pueden embeber conductos y tuberías de aluminio en el concreto estructural a menos que esté convenientemente revestidos o cubiertos, para prevenir la reacción aluminio-concreto o la acción electrolítica entre aluminio y el acero.

C.6.3.3- Los conductos, tuberías y camisas que atraviesan una losa, muro o viga, no deben afectar adversamente la resistencia de la estructura.

¹ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; AIS.

C.6.3.4- Los conductos y tuberías, incluyendo sus acoples, que estén embebidos dentro de una columna, no pueden desplazar más del 4% del área de la sección transversal sobre la cual se haya calculado la resistencia, o de la que se requiera para protección contra el fuego.

C.6.3.5- Excepto cuando los planos de conductos y tuberías son aprobados por el ingeniero Diseñador, los conductos y tuberías embebidas dentro de una losa, muro o viga (fuera de los que simplemente los atraviesa), deben cumplir los siguientes requisitos:

C.6.3.5.1- Su dimensión externa no puede ser mayor de $\frac{1}{3}$ del espesor total de la losa, muro o viga dentro de los cuales estén embebidos.

C.6.3.5.2- Su separación, medida centro a centro, no puede ser menor de 3 diámetros o anchos medidos centro a centro.

C.6.3.5.3- No deben afectar adversamente la resistencia de la estructura.

C.6.3.6- Puede considerarse que los conductos, tuberías y camisas reemplazan estructuralmente al concreto desplazado sometido a compresión si:

C.6.3.6.1- No están expuestos a la oxidación u otro tipo de deterioro.

C.6.3.6.2- Son de hierro o acero, del tipo no revestidos o galvanizados, y cuyo espesor es mayor o igual al de calibre normal 40 para tuberías de acero.

C.6.3.6.3- Tienen un diámetro interno nominal no mayor de 50 mm, y están separados a no menos de 3 diámetros medidos centro a centro.

C.6.3.7- Además de los anteriores requisitos, las tuberías que contengan líquidos, gases o vapor, pueden embeberse en concreto estructural diseñándolas de tal forma

que resistan los efectos del material, la presión y la temperatura a las cuales van a estar sometidas.

C.6.3.8- No debe conducirse por las tuberías ningún líquido, gas o vapor, hasta que el concreto haya alcanzado resistencia de diseño, excepto agua que no sobrepase los 32°C y los 0.35 MPa de presión.

C.6.3.9- En las losas macizas, las tuberías deben colocarse entre el refuerzo superior y el inferior, a menos que sean para calefacción por radiación.

C.6.3.10- El recubrimiento de concreto para las tuberías y acoples, no debe ser menor de 38 mm para concreto en contacto con el suelo o a la intemperie, ni menor de 19 mm para concreto que no vaya a estar expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo.

C.6.3.11- Debe colocarse refuerzo con un área no menor de 0.002 veces el área de la sección del concreto en sentido perpendicular a la tubería.

C.6.3.12- Las tuberías deben fabricarse e instalarse de tal manera que no se requiera cortar, doblar o desplazar el refuerzo de su localización correcta.

CAPITULO C.11: CORTANTE Y TORSION

C.11.12 - DISPOSICIONES ESPECIALES PARA LOSAS Y ZAPATAS

C.11.12.5- ABERTURAS EN LOSAS Cuando las aberturas de las losas estén localizadas a una distancia menor de 10 veces el espesor de la losa medida desde el área de la carga concentrada o reacción, o cuando las aberturas en las losas estén localizadas dentro de las franjas de columnas, como las define el capítulo C.13, la

sección crítica de la losa para cortante que se define en C.11.12.1.2 y C.11.12.4.7 (Consignadas a continuación) debe modificarse como sigue:

C.11.12.5.1- Para losas sin cabezas de cortante, aquella parte del perímetro de la sección crítica que esté encerrada por líneas rectas que salen del centroide de la columna, o del área de la carga o reacción y son tangentes a los límites de las aberturas, debe considerarse no efectiva.

C.11.12.5.2- Para las losas con cabezas de cortante, la parte no efectiva del perímetro deba ser la mitad de la definida en C.11.12.5.1.

C.11.12.1.2 - La acción en dos direcciones (punzonamiento) para la losa o zapata, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de modo que su perímetro b_o sea mínimo pero sin necesidad de aproximarse a menos de $d/2$ de:

- (a) los lados y esquinas de las columnas, cargas concentradas, o apoyos
- (b) cambios en espesor de la losa, tales como los bordes de los capiteles o ábacos.

El diseño para la acción en dos direcciones (punzonamiento) de losas o zapatas se debe llevar a cabo de acuerdo con las secciones C.11.12.2 a C.11.12.6.

CAPITULO C.13: SISTEMAS DE LOSA EN UNA Y DOS DIRECCIONES

C.13.5 - REFUERZO DE LA LOSA

C.13.5.9 - ABERTURAS EN SISTEMAS DE LOSA - Pueden disponerse aberturas de cualquier tamaño en el sistema de losa, si se demuestra por análisis que la resistencia proporcionada es, por lo menos, la requerida en C.9.2 y C.9.3 (se presentan a continuación) y que se cumplen todas las condiciones de servicio, incluyendo los límites especificados para las deflexiones. En lugar del análisis especial anterior, pueden disponerse aberturas en sistemas de losa sin vigas sólo cuando se cumplan los siguientes requisitos:

(a) En el área común de la intersección de las franjas centrales pueden localizarse aberturas de cualquier tamaño, siempre que se mantenga la cantidad total de refuerzo requerida para losa sin abertura.

(b) En el área común de la intersección de las franjas de columna no se puede interrumpir el refuerzo con aberturas de más de $1/8$ del ancho de la franja de columna en cualquiera de las luces. Una cantidad de refuerzo equivalente al refuerzo interrumpido debe añadirse en los lados de la abertura.

(c) En el área común a una franja de columna y una franja central, no se puede interrumpir más de $1/4$ del refuerzo por efectos de la abertura en cada franja. El equivalente del refuerzo interrumpido debe añadirse en los lados de la abertura.

(d) Que se cumplan los requisitos de corte de C.11.12.5.

C.9.2 - RESISTENCIA REQUERIDA

El concreto reforzado debe diseñarse por el método de la resistencia tal como se define en el Título B de este Reglamento en B.2.4.

C.9.2.1 - La resistencia requerida se obtiene como el valor máximo, expresado en términos de carga o momentos y fuerzas internas asociadas, que resulta de aplicar a la estructura las diferentes cargas muertas, vivas, sísmicas, de viento e impuestas por cambios de temperatura, retracción de fraguado y flujo plástico, empuje de tierra o líquidos; mayoradas y combinadas de acuerdo con B.2.4 de este Reglamento.

C.9.3 - RESISTENCIA DE DISEÑO

C.9.3.1 - La resistencia de diseño que tiene un elemento, sus conexiones con otros elementos y cualquier parte o sección de él, en términos de momento flector, carga axial, cortante y torsión, debe ser igual a su resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del Título C de este Reglamento, multiplicada por un coeficiente de reducción de resistencia, ϕ . Por lo tanto:

$$\text{Resistencia de Diseño} = \phi \times \text{Resistencia Nominal} \geq \text{Resistencia Requerida} = U \quad (\text{C.9-1})$$

C.9.3.2 - Los coeficientes de reducción de resistencia, ϕ , deben ser los siguientes:

C.9.3.2.1 - Flexión, sin carga axial..... $\phi = 0.90$

C.9.3.2.2 - Fuerza axial, y fuerza axial con flexión. (Para fuerza axial con flexión, tanto la resistencia nominal a fuerza axial como la resistencia nominal a momento, deben ser multiplicadas por el mismo valor apropiado de ϕ)

(a) Tracción axial, con o sin flexión..... $\phi = 0.90$

(b) Compresión axial, con o sin flexión:

- Elementos con refuerzo en espiral que cumplen C.10.9.3..... $\phi = 0.75$

- Elementos reforzados de otra manera..... $\phi = 0.70$

Para elementos donde f_y no excede 420 MPa con refuerzo simétrico y con $(h-d'-d_s)/h$ no menor de 0.7, ϕ puede aumentarse linealmente hasta 0.90 en la medida que ϕP_n disminuye de $0.10 f_c A_g$ a cero.

Para otros elementos, cuando los valores de la compresión axial sean bajos, el valor del coeficiente de reducción de resistencia ϕ , puede aumentarse linealmente hasta 0.90 en la medida que ϕP_n disminuya de $0.10 f_c A_g$ o ϕP_b , el menor de los dos, hasta cero.

C.9.3.2.3 - Cortante y torsión..... $\phi = 0.85$

C.9.3.2.4 - Contacto sobre el concreto, o aplastamiento

(Véase también C.18.13)..... $\phi = 0.70$

C.9.3.2.5 - Flexión, compresión, cortante y esfuerzos de contacto en concreto simple $\phi = 0.65$

C.9.3.3 - Las longitudes de desarrollo dadas en el Capítulo C.12 no requieren coeficientes de reducción de resistencia ϕ .

C.9.3.4 - ESTRUCTURAS CON CAPACIDAD ESPECIAL DE DISIPACION DE ENERGIA (DES) - En estructuras con capacidad de disipación de energía especial (DES) para diseño sismo resistente, tal como las define el Capítulo C.21, debe usarse la siguiente modificación a los coeficientes de reducción de resistencia:

C.9.3.4.1 - Con la excepción de la resistencia de los nudos, para la determinación de la resistencia a esfuerzos cortantes debe utilizarse un valor de $\phi = 0.60$ en: muros estructurales, losas empleadas como diafragmas, y elementos de pórticos, si la resistencia nominal a cortante es menor que el cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia probable máxima a flexión del elemento. La resistencia probable máxima a flexión debe determinarse utilizando una resistencia a la tracción del acero de refuerzo, al menos igual a $1.25f_y$, y con un coeficiente de reducción de resistencia $\phi = 1.0$, considerando la fuerza axial mayorada más desventajosa para ese efecto, incluyendo los efectos sísmicos. El coeficiente de reducción de resistencia para determinar la resistencia a cortante de los nudos debe ser $\phi = 0.85$.

C.9.3.5 - ESTRUCTURAS CON CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA (DMO) - En estructuras con capacidad de disipación de energía moderada (DMO) para diseño sismo resistente, tal como las define el Capítulo C.21, debe usarse la siguiente modificación a los coeficientes de reducción de resistencia:

C.9.3.5.1 - Para la determinación de la resistencia a esfuerzos cortantes de cualquier elemento cuya resistencia nominal a cortante sea menor que el

cortante correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del elemento, o no se haya utilizado la opción de diseñarlo para el doble del cortante solicitado por efectos sísmicos, debe utilizarse un valor de $\phi = 0.60$. La resistencia nominal a flexión debe determinarse considerando la fuerza axial mayorada más desventajosa para ese efecto, incluyendo los efectos sísmicos, y con un coeficiente de reducción de resistencia $\phi = 1.0$.

CAPITULO D.4: REQUISITOS CONSTRUCTIVOS PARA MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL

D.4.5.6 - TUBERIAS EMBEBIDAS - Se pueden embeber tuberías en los muros de mampostería siempre y cuando se coloquen en celdas no inyectadas y que tengan un diámetro inferior a la menor dimensión de la celda.

D.4.5.6.1 - Regatas - Se prohíbe la colocación de tuberías en los muros de mampostería estructural de unidades de perforación vertical mediante regatas.

D.4.5.6.2 - Salidas a la superficie del muro - Las salidas de sistemas de instalaciones interiores que empleen tuberías embebidas deben ubicarse en unidades especialmente diseñadas para este propósito.

D.4.5.6.3 - Tuberías embebidas en celdas inyectadas - Se pueden colocar tuberías embebidas en los muros de mampostería inyectada en los siguientes casos:

(a) Cuando conducen líquidos a temperatura inferior a 65°C.

(b) Cuando estén sometidas a presión inferior a 0.4 MPa.

(c) Cuando el líquido que contengan no pueda congelarse bajo la temperatura de servicio.

(d) Cuando el diámetro individual o del paquete de tuberías sea inferior a la tercera parte del muro.

(e) Cuando el material de fabricación no reaccione nocivamente con el mortero de relleno.

(f) Cuando en la celda no exista una barra.

En ningún caso se permiten tuberías que ocupen más del 5% del área transversal del muro. Además, deben estar separadas más de 5 diámetros centro a centro y no se pueden colocar en celdas adyacentes.

CAPITULO E.2: MUROS ESTRUCTURALES

E.2.1 – GENERALIDADES

E.2.1.4 - PERDIDA DE SECCIÓN - Cuando un muro estructural pierda en algún punto más del 50 por ciento de su sección debido a una bajante o a algún otro elemento perteneciente a las instalaciones interiores, debe considerarse que el muro se ha fraccionado en dos muros, los cuales deben analizarse y diseñarse como elementos independientes, confinando cada uno de ellos independientemente.

CAPITULO E.5: CIMENTACIONES

E.5.4 - INSTALACIONES HIDROSANITARIAS

E.5.4.1 - **INSTALACIONES SOBREPUESTAS** - Las instalaciones hidrosanitarias deben colocarse preferiblemente por encima de la malla estructural de cimentación, utilizando piezas de sobrecimiento entre la malla y el contrapiso y realizando una impermeabilización lateral y horizontal adecuada en mortero con impermeabilizante integral.

E.5.4.2 - **INSTALACIONES EMPOTRADAS** - Cuando se requiera atravesar con instalaciones hidrosanitarias los elementos de la malla estructural, se deben cumplir las siguientes condiciones:

- (a) El diámetro del tubo que atraviesa no debe ser mayor de 150 mm.
- (b) El tubo se debe ubicar en el tercio central del elemento de concreto reforzado ó del elemento de ciclópeo.
- (c) Las perforaciones en los elementos de cimentación no pueden tener alturas mayores de 150 mm ni longitudes mayores de 300 mm.
- (d) La altura de los elementos perforados se debe incrementar en la dimensión vertical de la perforación si ésta excede el 50% de la altura original del elemento.
- (e) En perforaciones de altura superior o longitud superior a 150 mm, se deben colocar dos estribos adicionales a cada lado de la perforación a 50 mm de la misma y espaciados a 100 mm uno de otro. No se requiere colocar refuerzo longitudinal adicional.

E.5.4.2.1 – Perforaciones para instalaciones - Se pueden perforar las vigas de corona ó en las mallas de concreto reforzado individualmente con tuberías de diámetro menor o igual a 60 mm sin requisitos especiales.

Los cimientos en ciclópeo, por debajo de la viga de corona, se pueden perforar con tubos hasta de 100 mm de diámetro y en longitudes hasta de 300 mm, sin requisitos especiales.

E.5.4.3 - INSTALACIONES ENTERRADAS - Cuando las instalaciones hidrosanitarias se ubiquen por debajo de la malla de cimentación, la distancia vertical entre el fondo de la malla y el borde superior de la tubería debe ser mayor de 100 mm. La intersección entre los elementos de la malla de cimentación y la zanja de la instalación se debe rellenar con un concreto pobre.

2. PUBLICACIÓN REQUISITOS ESENCIALES PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO PARA EDIFICIOS DE TAMAÑO Y ALTURA LIMITADOS BASADO EN ACI 318-02¹.

CAPITULO 6: SISTEMAS DE PISO

6.8- DUCTOS, ABERTURAS Y TUBERÍAS EMBEBIDAS

6.8.1- Ductos y aberturas en sistemas de losa

6.8.1.1- Sistemas de losa sobre vigas. En los sistemas de losa sobre vigas, las aberturas no deben interrumpir las vigas o vigas maestras de borde del panel. Se debe mantener la cantidad total de refuerzo requerido para la losa sin aberturas. Las aberturas con dimensiones en planta mayores de L/4 requieren vigas en todos los bordes.

¹ Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings; For Buildings of Limited Size And Height, Based on ACI 318-02; Capítulo 6; pag 78, 79.

6.8.1.2- Construcciones con viguetas. Las aberturas en construcciones con viguetas deben localizarse en el espacio entre viguetas. Cuando la abertura interrumpa una o dos viguetas, debe estar rodeada por viguetas o riostras. Las viguetas del borde de la abertura deben ser continuas y se deben diseñar para el doble de la carga vertical. Las riostras perimetrales se deben extender hasta hacia ambos lados una viga o viga maestra. Cuando la abertura interrumpa más de dos viguetas se deben disponer vigas en todos sus lados.

6.8.1.3- Aberturas en sistemas Losa-columna. En el capítulo 9 se permiten ductos y aberturas de losas en algunas zonas (véase 9.3.9), siempre y cuando la losa sea segura ante falla por punzonamiento y se mantiene la cantidad total de refuerzo del panel sin la abertura.

9.3.9- Ductos y aberturas

9.3.9.1- General. Los ductos y aberturas en la losa deben cumplir con los requisitos 9.3.9.2 a 9.3.9.4.

9.3.9.2- Aberturas en franjas centrales. Se permiten aberturas de cualquier tamaño en el área de intersección de dos franjas centrales, siempre y cuando se mantenga la cantidad de refuerzo requerido por el panel sin aberturas.

9.3.9.3- Aberturas en franjas de columnas. En el área de intersección de franjas de columnas, no más de $1/8$ del ancho de la franja en cada vano puede ser interrumpido por ductos o aberturas. Una cantidad de refuerzo igual al suspendido por la abertura debe agregarse a sus costados. Cuando la abertura se localice en la franja de columnas o a una distancia menor a 10 veces el espesor de la losa desde la cara del apoyo o en la zona de capitel en sistemas de reticular cedulado, el perímetro B_o de la sección crítica debe modificarse considerando como no efectiva la parte del perímetro encerrada por líneas oblicuas desde el centroide del apoyo y tangentes a las caras de la abertura como se muestra en la figura A.1.

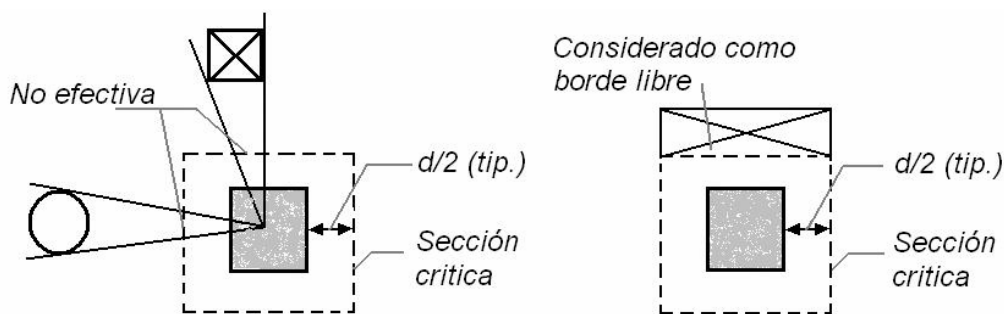


Figura A.1 Efectos de las aberturas en la losa. Adaptado de Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings¹.

9.3.9.4- Aberturas en zonas comunes a franjas de columnas y franjas centrales. En el área común a una franja de columnas y a una franja central, no se puede interrumpir más de la cuarta parte del refuerzo en cada franja por efectos de abertura. Se debe añadir una cantidad de refuerzo igual a la cantidad suspendida a los lados de la abertura.

6.8.2- Conductos y tuberías embebidas.

6.8.2.1- General. No se puede embeber en elementos estructurales tuberías o conductos de aluminio. No se pueden embeber conductos o tuberías dentro de una columna.

6.8.2.2- Conductos y tuberías que atraviesan vigas, vigas maestras y viguetas. Cualquier conducto o tubería que atraviese una viga, viga maestra o vigueta debe tener un diámetro menor que $1/3$ de la altura del elemento h cuando lo atraviesa horizontalmente y menor que $b_w/3$ cuando lo atraviesa verticalmente. Los conductos y tuberías deben ubicarse en planta a no menos de $L/4$ y no más de $L/3$ de la cara del apoyo. Los conductos y tuberías que atraviesan horizontalmente un elemento se deben localizar en el centro central de su altura h . Los conductos y tuberías que atraviesan verticalmente el elemento se deben ubicar en el tercio central de sus

¹ Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings; For Buildings of Limited Size And Height, Based on ACI 318-02; Capítulo 6; pag 138.

ancho b_w . Las aberturas y conductos deben tener una separación horizontal de por lo menos tres veces su diámetro, medida entre centros como se muestra en la siguiente figura:

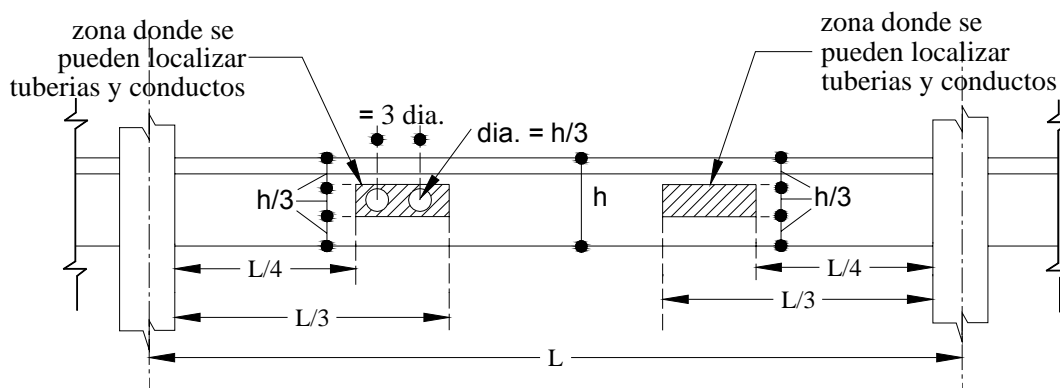


Figura A.2. Localización de conductos y tuberías que atraviesan horizontalmente vigas, vigas maestras y viguetas. Adaptado de Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings¹.

6.8.2.3- Conductos y tuberías embebidos longitudinalmente dentro de vigas, vigas maestras y viguetas. Los conductos embebidos longitudinalmente en vigas, vigas maestras y viguetas deben ser menores que $b_w / 3$ y estar ubicados verticalmente dentro del tercio central de la altura h del elemento. Los conductos y tuberías deben estar espaciados a más de tres veces su diámetro medido centro a centro.

6.8.2.4- Conductos y tuberías embebidos en losas. Los conductos y tuberías embebidos dentro de losas macizas se deben colocar entre el refuerzo superior e inferior. Su diámetro nominal interior debe ser menor de 50 mm y deben estar espaciados a más de tres veces su diámetro medido centro a centro.

6.8.2.5- Tuberías embebidas en la losa superior de viguetas. Donde haya tuberías embebidas en la losa superior de viguetas, el espesor de la losa debe ser por lo

¹ Essential Requirements for Reinforced Concrete Buildings; For Buildings of Limited Size And Height, Based on ACI 318-02; Capítulo 6; pag 79.

menos 25 mm mayor que la altura total de los ductos o tuberías embebidos en cualquier punto de la misma.

ANEXO B. CONFIGURACIÓN DE LA EDIFICACIÓN TIPO

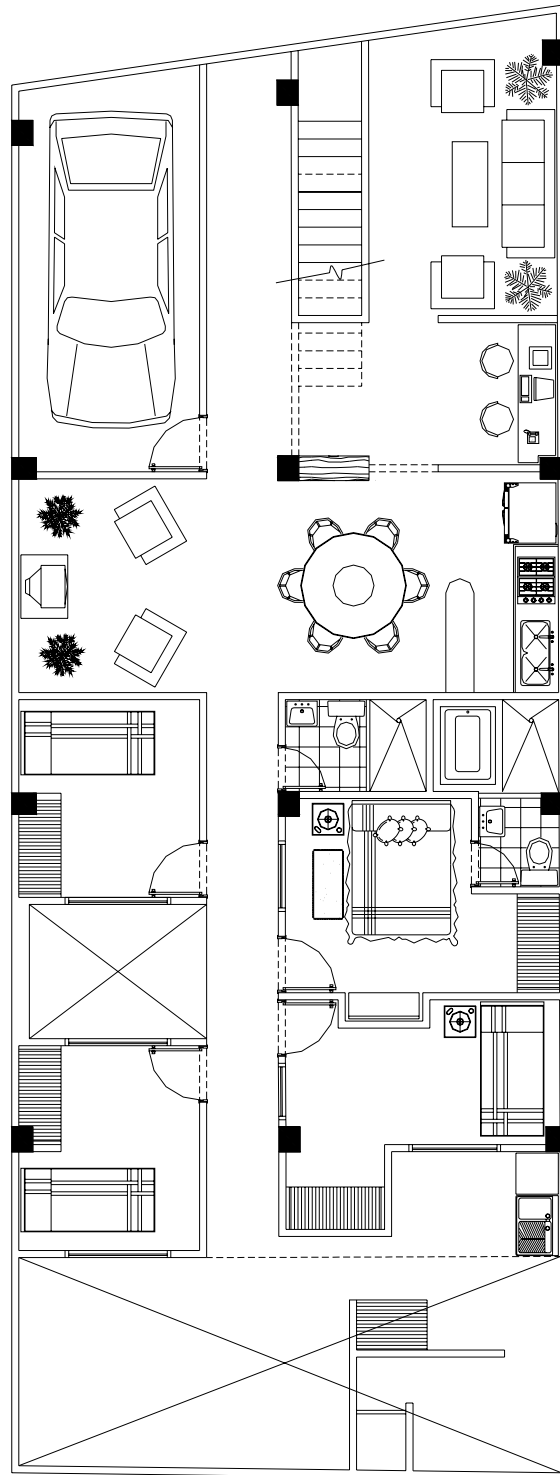


Figura B.1. Planta arquitectónica del primer piso.

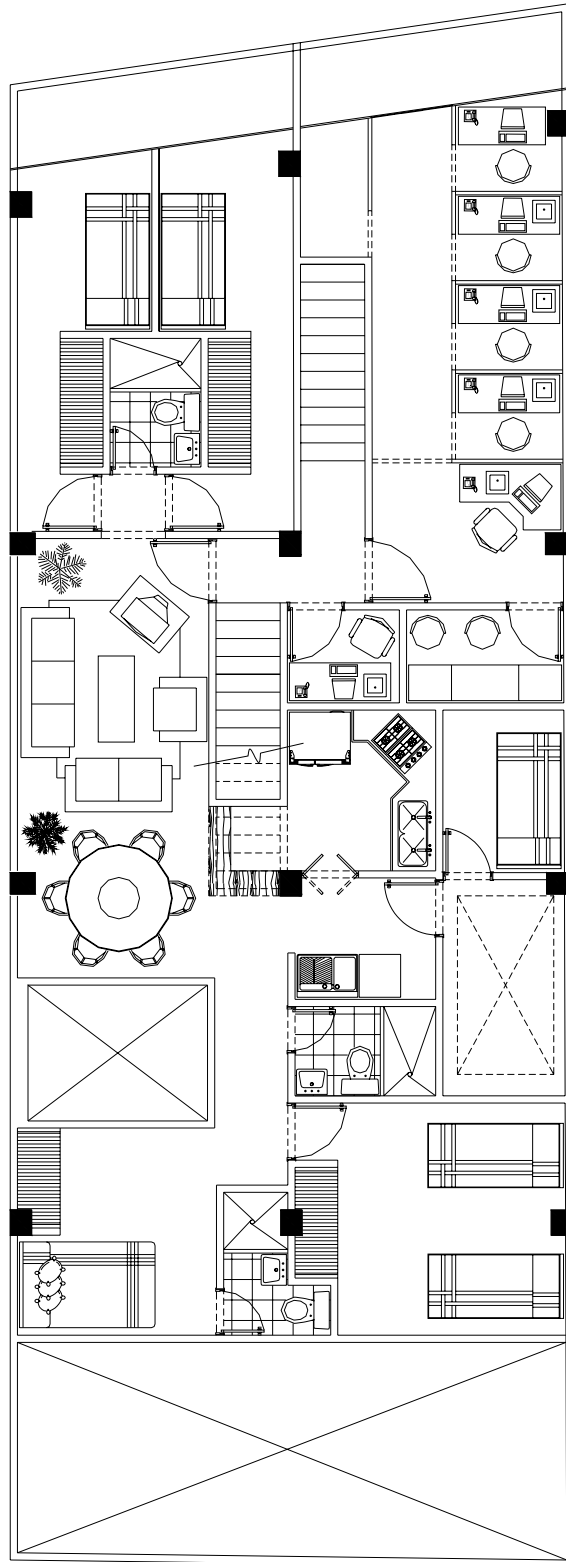


Figura B.2. Planta arquitectónica del segundo piso.

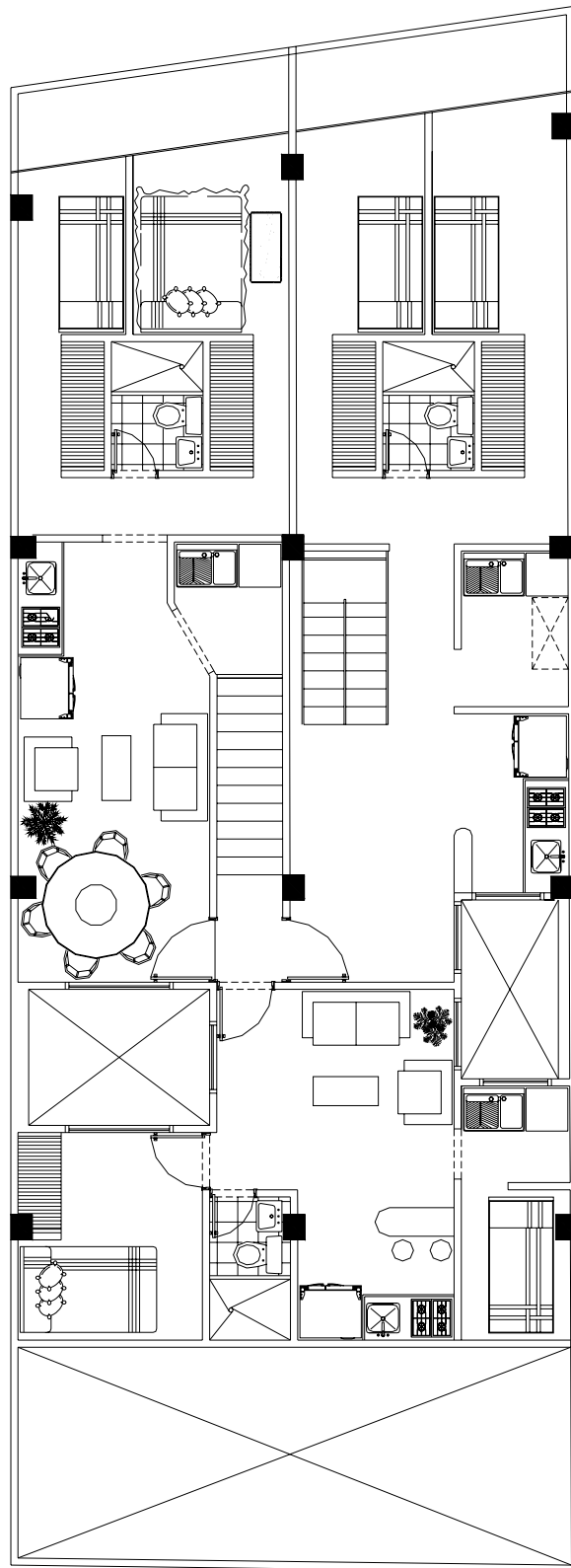


Figura B.3. Planta arquitectónica del tercer piso.

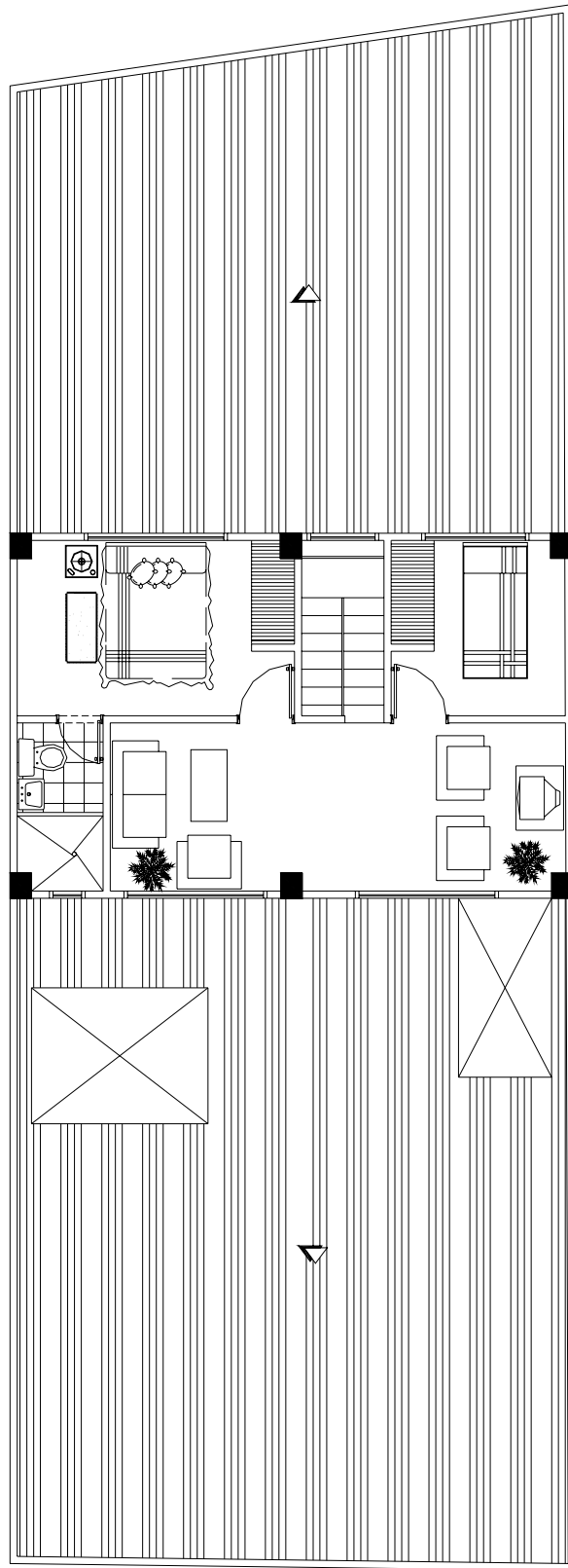


Figura B.4. Planta arquitectónica del ático.

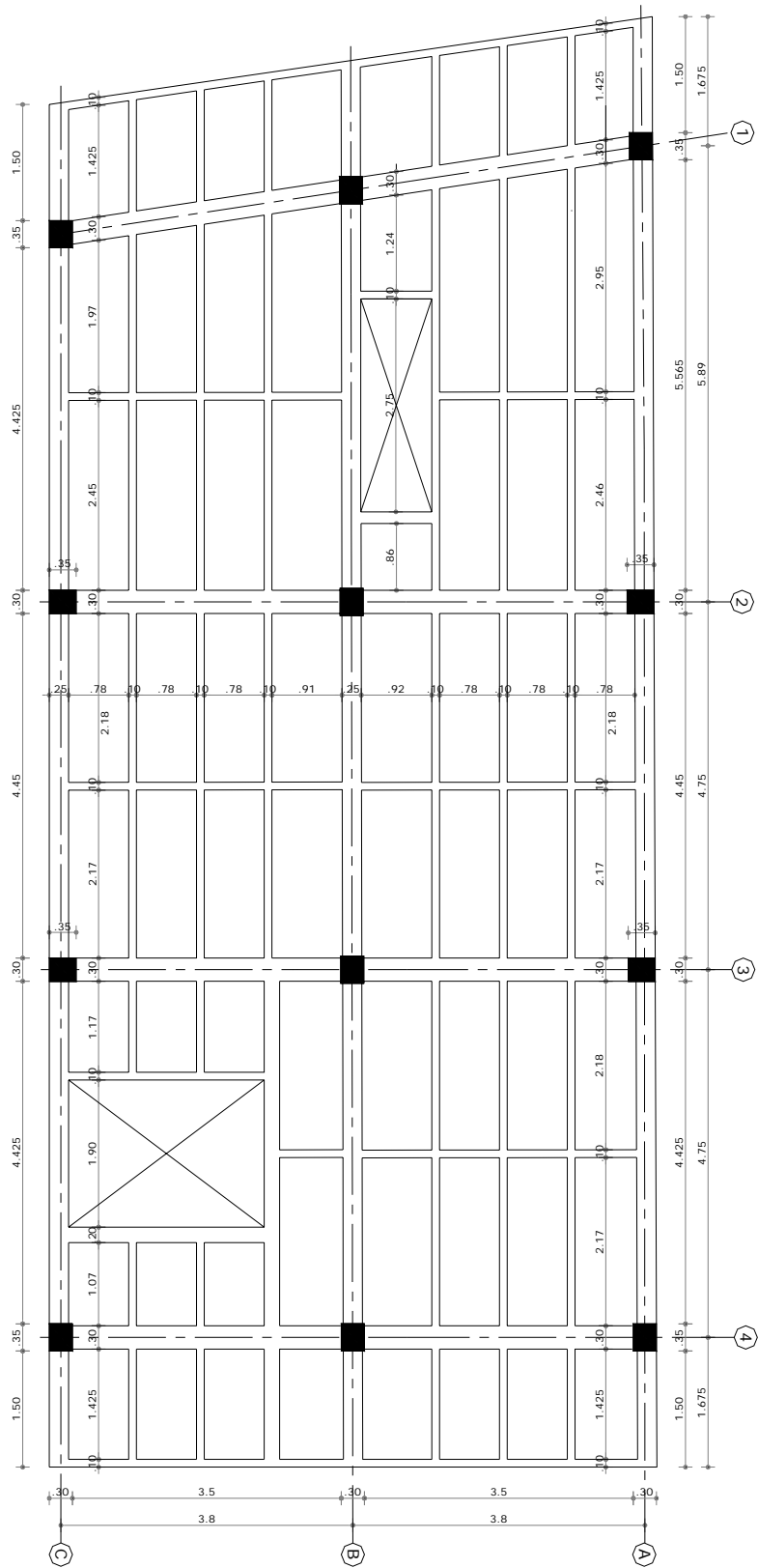


Figura B.5. Planta estructural del primer entrespacio de la edificación tipo.

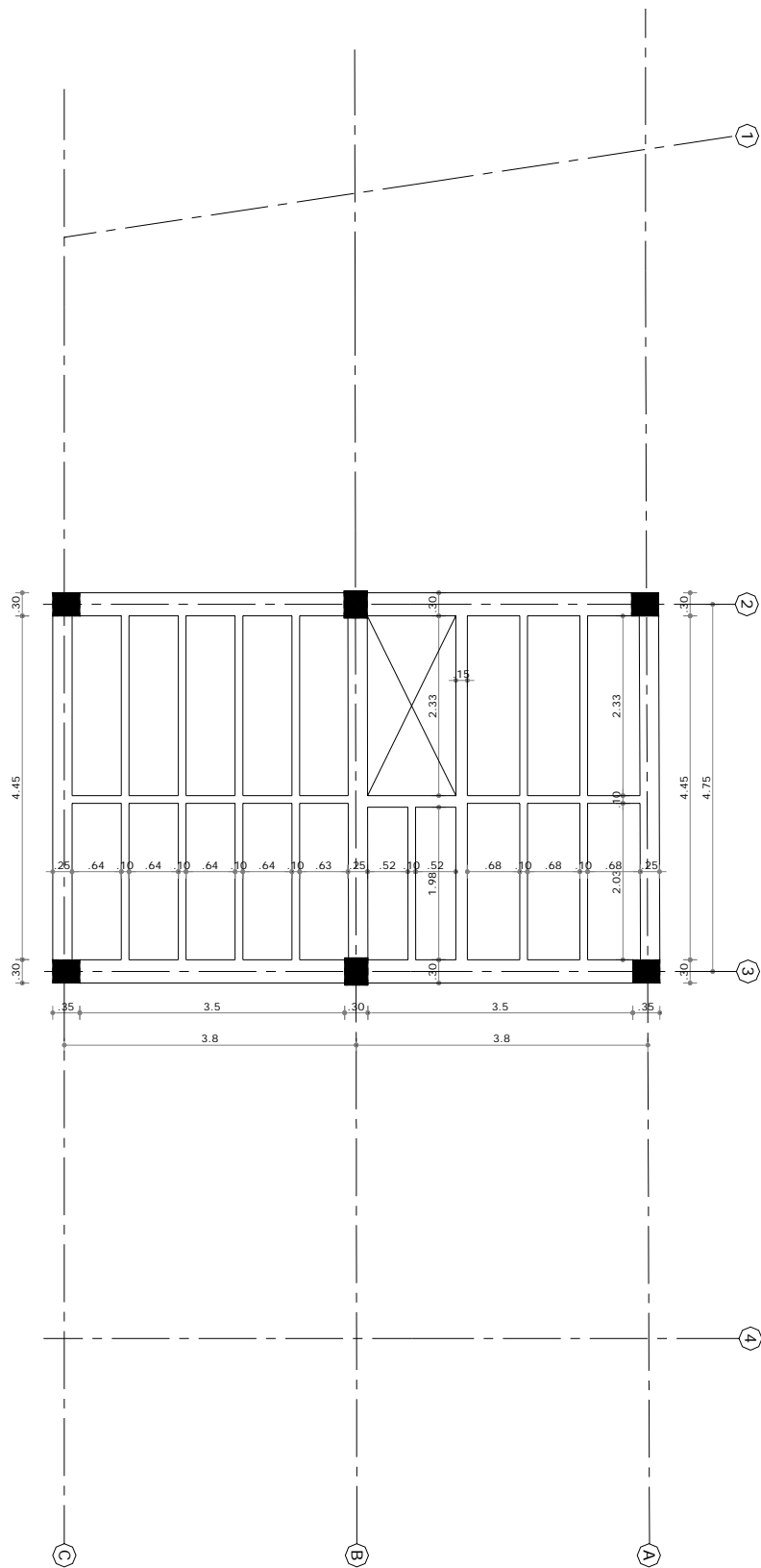


Figura B.7. Planta estructural del tercer entrespacio (Attilo) de la edificación tipo.

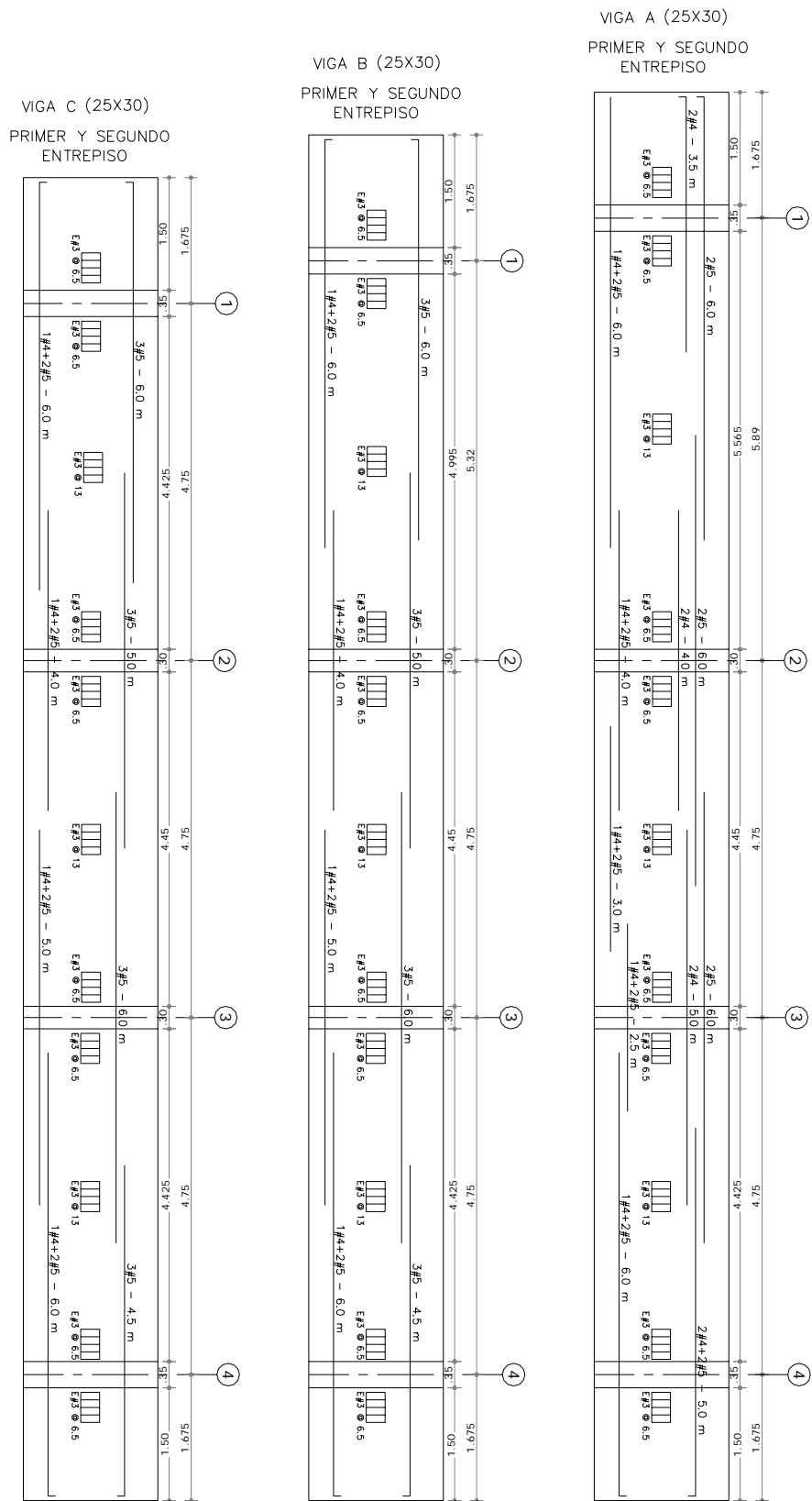


Figura B.8. Despieces de vigas A, B y C del primer y segundo entepiso.

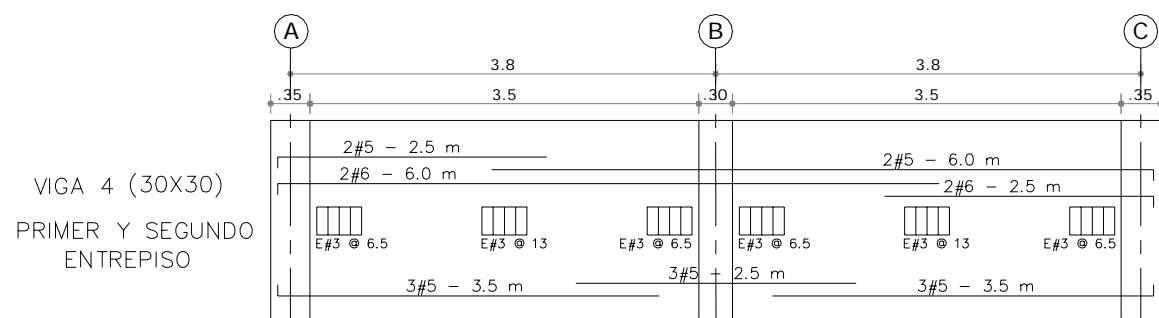
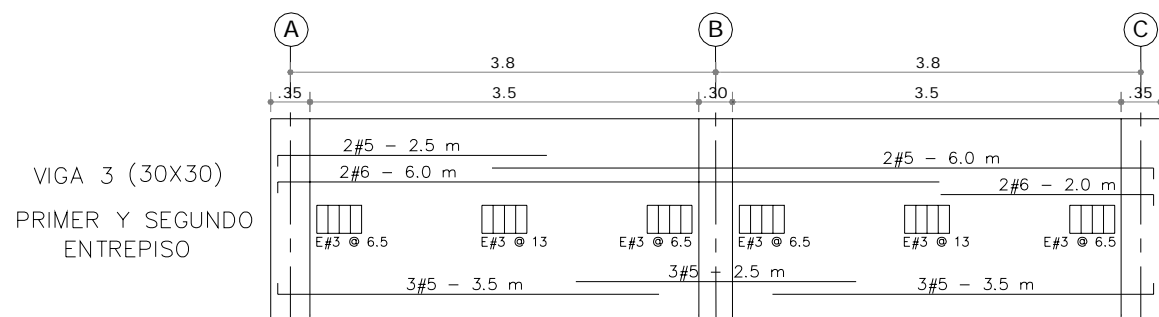
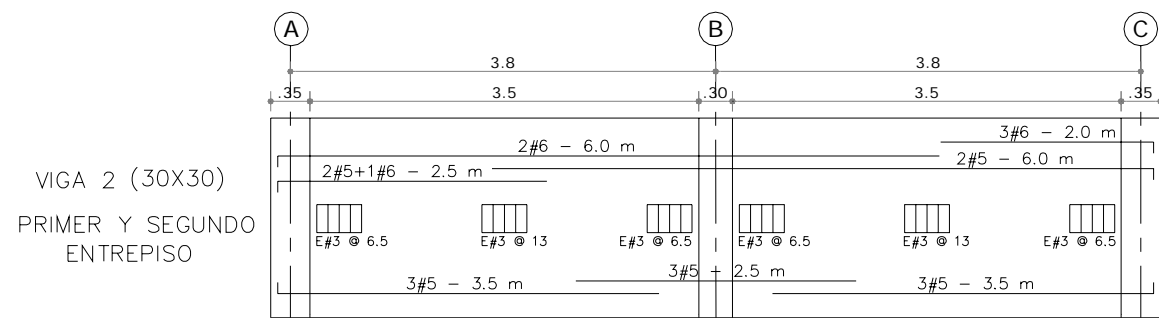
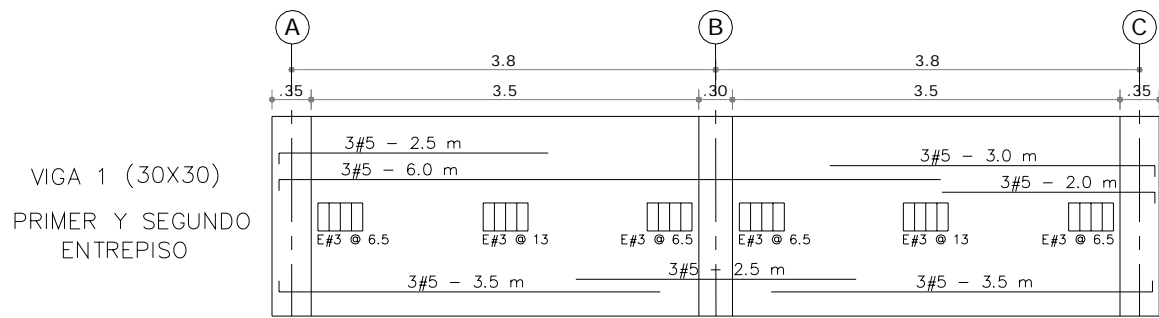


Figura B.9. Despieces de vigas 1, 2, 3 y 4 del primer y segundo entrepiso.

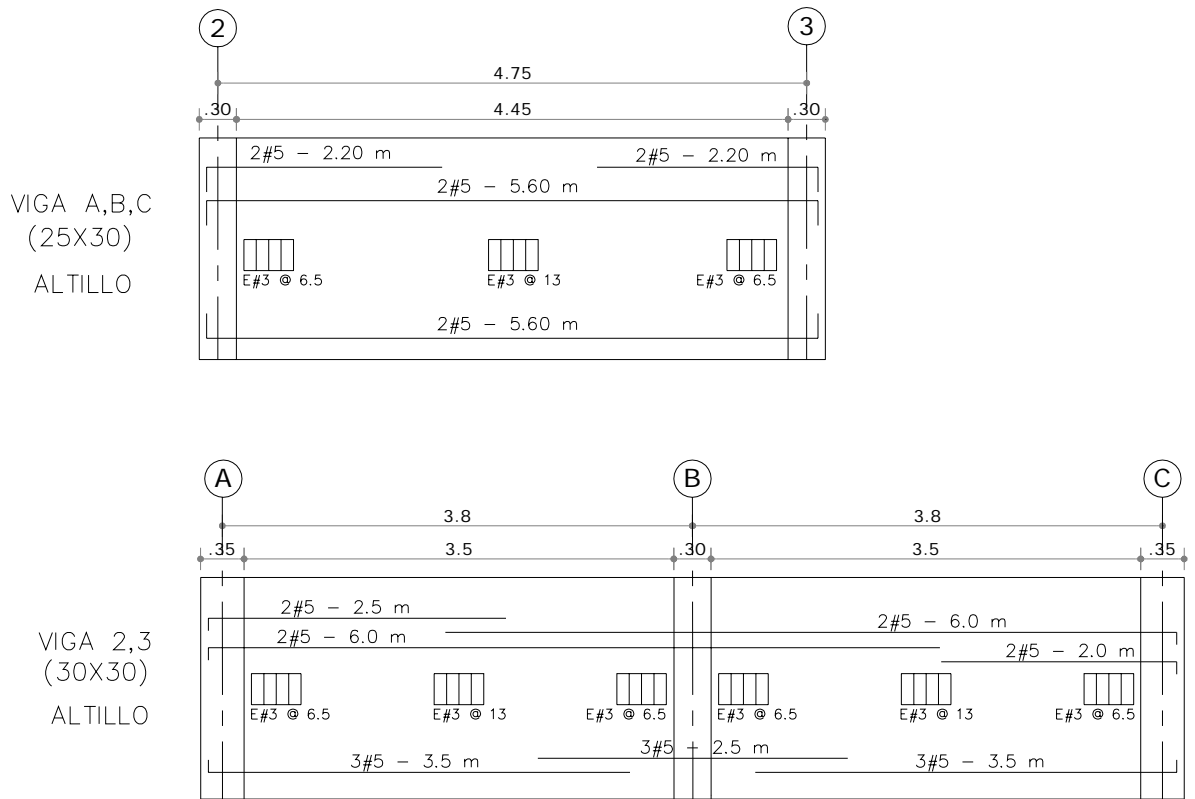


Figura B.10. Despieces vigas altillo.