

**ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL DE EDIFICIO “RESIDENCIAS PARA ESTUDIANTES UIS”**

FELIX ORLANDO LESMEZ PERALTA

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALISTA DE ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA**

2015

**ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO
ESTRUCTURAL DE EDIFICIO “RESIDENCIAS PARA ESTUDIANTES UIS”**

FELIX ORLANDO LESMEZ PERALTA

Trabajo de Monografía para optar al título de Especialista de Estructuras

Director

RICARDO ALFREDO CRUZ HERNANDEZ

Ingeniero Civil, Ph. D.

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO – MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
ESPECIALISTA DE ESTRUCTURAS
BUCARAMANGA**

2015

DEDICATORIA

A mi hermosa familia,
Base fundamental de mi vida
Paula, Juan Andrés, Manuelita y José Julián:
Mis triunfos son los de ustedes

A Manuelita Azula de Peralta y,
Luisa Delia Peralta Azula,
Ejes fundamentales de mi crecimiento
Como profesional y como persona

Ana Cristina Peralta de Lésmez,
Aunque ya no estés presente para verlo,
Disfruta conmigo ascender otro escalón.
Gracias por ser mi ejemplo de vida

AGRADECIMIENTOS

El autor expresa sus agradecimientos a:

Todas aquellas personas que hicieron posible la realización de este proyecto y en especial:

Al director de proyecto, profesor de estructuras de la Escuela de Ingeniería Civil, Ingeniero Civil Ph.D. Ricardo Alfredo Cruz Hernández, por su acertada dirección de proyecto como guía, su calidad humana y su valiosa orientación en todo lo que estuvo a su alcance.

A la escuela de Ingeniería Civil y docentes quienes con su buena voluntad y comprensión al momento de educar, infundieron la importancia de compartir conocimientos en la formación de excelentes profesionales.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	20
1. OBJETIVOS	23
1.1 OBJETIVO GENERAL	23
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	23
2. ASPECTOS CONCEPTUALES: METODOLOGÍAS Y DEFINICIONES	25
2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO	25
2.2.1 Análisis estático lineal	25
2.2.2 Análisis dinámico lineal	26
2.2.3 Análisis estático no lineal	26
2.2.4 Análisis dinámico no lineal	27
2.3 DEFINICIONES GENERALES.	27
2.3.1 Evento Sísmico	27
2.3.2 Fuerza Sísmica	28
2.3.3 Cortante Basal	28
2.3.4 Amortiguamiento	28
2.3.5 Ductilidad	28
2.3.6 Diafragma	28
2.3.7 Confinamiento	29
2.3.8 Generalidades de Respuestas del Edificio	29
2.3.9 Desplazamiento Horizontal debido al Sismo	29
2.3.10 Sistemas Estructurales de Resistencia a Fuerzas Laterales	30
2.3.11 Pórticos Especiales Resistentes a Momento	30
2.3.12 Curvas - Espectros de Capacidad y Respuesta	30

2.3.13 Espectros de Respuesta	31
2.3.14 Curva de Capacidad	31
2.3.15 Espectro de Capacidad	33
2.3.16 Espectro de Capacidad Bilineal	33
2.3.17 Espectro de Demanda	34
2.3.18 Punto de desempeño.	35
2.3.19 Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño	36
3. METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO	37
3.1 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD	37
3.1.1 Desempeño sísmico de edificios	37
3.1.2 Niveles de desempeño (Según el ATC-40)	39
3.1.2.1 Niveles de desempeño para los elementos estructurales	39
3.1.2.2 Niveles de desempeño para los Elementos no Estructurales.	41
3.1.3 Niveles para las estructuras	42
3.1.3.1 Operacional 1-A.	42
3.1.3.2 Ocupación inmediata 1-B.	43
3.1.3.3 Seguridad 3-C.	43
3.1.3.4 Estabilidad estructural 5-E.	43
3.1.4 Movimientos sísmicos de diseño (Según el ATC-40).	44
3.1.4.1 Sismo de servicio, SE.	45
3.1.4.2 Sismo de diseño, DE.	45
3.1.4.3 Sismo máximo, ME.	45
3.1.5 Objetivos del diseño por desempeño (Según el ATC-40).	46
3.2 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC).	47
3.2.1 Descripción del método.	48
3.3 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO POR LOS ÍNDICES DEFINIDOS EN EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10	49

3.3.1 Información preliminar	50
3.3.1.1 Etapa 1	50
3.3.1.2 Etapa 2	50
3.3.1.3 Etapa 3	50
3.3.2 Evaluación de la estructura existente	51
3.3.2.1 Etapa 4	51
3.3.2.2 Etapa 5	53
3.3.2.3 Etapa 6	53
3.3.2.4 Etapa 7	54
3.3.2.6 Etapa 9	55
3.3.2.7 Etapa 10	55
3.3.3 Intervención del sistema estructural	56
3.3.3.1 Etapa 11	56
3.3.3.2 Etapa 12	56
4. CASO DE APLICACIÓN. ESTRUCTURA APORTICADA DE HORMIGÓN ARMADO LOCALIZADO EN LA CIUDAD DE BUCARAMANGA.	57
4.1 INTRODUCCIÓN	57
4.2 VISITA DE CAMPO.	58
4.3 INFORMACIÓN BÁSICA PARA MODELAMIENTO.	60
4.3.1 Dimensiones Geométricas de la Edificación	60
4.3.2 Profundidad de Cimentación – Estudio de suelos	60
4.3.3 Propiedades de los materiales de la estructura	60
4.3.3.1 Propiedades del Concreto	61
4.3.3.2 Propiedades, cantidad y diámetro del Acero de refuerzo	62
4.3.4 Planos estructurales y arquitectónicos	64
4.4 ANÁLISIS MODAL Y ESPECTRAL.	64
4.4.1 Geometría General del Modelo.	64
4.4.2 Placa Entrepiso	69
4.4.3 Restricciones en la Base.	69

4.4.4 Materiales	69
4.4.5 Evaluación de Cargas y Masas.	70
4.4.5.1 Carga Muerta y Viva Entrepiso Existente	70
4.4.6 Modos de Vibración.	70
4.4.7 Derivas Máximas por Piso.	72
4.5 PROCEDIMIENTO PARA ANÁLISIS PUSHOVER	75
4.5.1 Creación del modelo digital.	77
4.5.2 Generación del espectro de demanda	86
4.5.2.1 Nivel de Amenaza Sísmica y Coeficientes Aa y Av.	86
4.5.2.2 Movimientos sísmicos de diseño.	87
4.5.3 Espectro de Demanda	89
4.5.4 Reducción del Espectro de Respuesta.	89
4.5.5 Definición de las propiedades y los criterios de aceptación de las rótulas para Pushover	94
4.5.6 Definición de los casos de carga para análisis pushover.	96
4.5.6.1 Análisis en la dirección Y (Modo 1).	97
4.5.6.2 Análisis en la Dirección X (Modo2).	97
4.5.7 Definición de tipo de edificio.	97
4.5.8 Proceso de análisis	99
4.5.9 Revisión de resultados en el sentido Y.	102
4.5.10 Revisión de resultados en el sentido X.	103
4.6 MÉTODO POR ÍNDICES POR FLEXIBILIDAD Y RESISTENCIA.	106
4.6.1 Índices de flexibilidad	106
4.6.1.1 Índices de Flexibilidad por Piso.	107
4.6.1.2 Índices de Flexibilidad de la Estructura.	107
4.6.1.3 Vulnerabilidad por Flexibilidad.	107
4.6.2 Índices de sobreesfuerzo.	108
4.6.2.1 Resistencias Efectivas en Vigas de Entrepiso.	109
4.6.2.2 Solicitaciones en las vigas de Entrepiso.	111
4.6.2.3 Índices de Sobreesfuerzo en las Vigas de Entrepiso.	111

4.6.2.4 Resistencia Efectiva en Columnas.	112
4.6.2.5 Solicitaciones en las Columnas	119
4.6.2.6 Verificación de los nudos.	120
4.6.2.7 Solicitaciones e índices en la Cimentación.	128
4.6.2.8 Índices de Sobre esfuerzo de la Estructura.	132
5. PROCESO DE REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO	134
5.1 INTRODUCCIÓN	134
5.2 SISTEMAS DE REFORZAMIENTO	135
5.2.1 Refuerzo de un elemento estructural.	135
5.2.1.1 Encamisado con concreto reforzado.	136
5.2.1.2 Encamisado con elementos de acero.	136
5.2.1.3 Materiales FRP.	136
5.2.1.4 Muros de rigidez.	136
5.2.1.5 Muros de relleno.	137
5.2.1.6 Armaduras o contravientos de acero.	137
5.2.1.7 Contra-Fuertes.	138
5.2.1.8 Disipadores de Energía.	138
5.2.1.9 Pórticos Perimetrales.	138
5.2.2 Selección del sistema de reforzamiento.	138
5.3 ALTERNATIVA No. 1 - REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON DIAGONALES METÁLICAS Y MATERIALES ESPECIALES	140
5.3.1 Análisis modal y espectral con reforzamiento.	142
5.3.2 Derivas en la estructura con reforzamiento.	144
5.3.3 Índices de Flexibilidad Para Estructura Reforzada.	146
5.3.4 Índices de sobre esfuerzo Para Estructura Reforzada.	147
5.3.4.1 Diseño de los elementos de reforzamiento.	147
5.3.4.2 Reforzamiento de Vigas de Entrepiso a Flexión y Cortante con FRP.	147
5.3.5 Análisis No Lineal - Estático con Reforzamiento.	148
5.3.5.1 Análisis en la Dirección X (Modo 1) con Reforzamiento.	148

5.3.5.2 Análisis en la dirección Y (Modo 2) con Reforzamiento.	152
5.4 ALTERNATIVA No. 2- REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON PORTICO ADOSADO EN CONCRETO REFORZADO Y MATERIALES ESPECIALES	155
5.4.1 Análisis modal y espectral con reforzamiento.	156
5.4.2 Derivas en la estructura con reforzamiento.	159
5.4.3 Índices de Flexibilidad Para Estructura Reforzada.	161
5.4.4 Índices de sobreesfuerzo para estructura reforzada	161
5.4.4.1 Diseño de los elementos de reforzamiento.	162
5.4.4.2 Reforzamiento de Vigas de Entrepiso a Flexión y Cortante con FRP.	162
5.4.5 Análisis No Lineal - Estático con Reforzamiento.	162
5.4.5.1 Análisis en la Dirección Y (Modo 1) con Reforzamiento.	162
5.4.5.2 Análisis en la dirección X (Modo 2) con Reforzamiento	166
6. CONCLUSIONES	170
7. RECOMENDACIONES	172
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	173
BIBLIOGRAFÍA	175

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Espectro de Capacidad y Respuesta.	31
Figura 2. Curva de Capacidad.	32
Figura 3. Espectro de Capacidad.	33
Figura 4. Espectro de Capacidad Bilineal.	34
Figura 5. Punto de Desempeño. Superposición de Espectro de Demanda vs Espectro de Capacidad.	35
Figura 6. Concreto no confinado de 21 MPa	62
Figura 7. Acero de Refuerzo de 420 MPa	63
Figura 8. Modelo Tridimensional 1	64
Figura 9. Modelo Tridimensional 2	65
Figura 10. Planta Nivel N+8.4 - N+5.6	65
Figura 11. Planta Nivel N+2.8	66
Figura 12. Alzada Eje 1	66
Figura 13. Alzada Eje 2	67
Figura 14. Alzada Eje 4	67
Figura 15. Alzada Eje A.	68
Figura 16. Alzada Ejes G - H	68
Figura 17. Modo de Vibración 1. Sentido Y.	71
Figura 18. Modo de Vibración 2. Sentido X	71
Figura 19. Desplaza ESP X [3]	73
Figura 20. Deriva ESP X [3]	74
Figura 21. Desplaza ESP Y [3]	74
Figura 22. Deriva ESP Y [3]	75
Figura 23. Curva Fuerza-Deformación para las rótulas plásticas.	76
Figura 24. Elementos Tipo Viga – Planta Nivel N+8.4	78

Figura 25. Elementos Tipo Viga – Planta Nivel N+5.6	78
Figura 26. Elementos Tipo Viga – Planta Nivel N+2.8	79
Figura 27. Elementos Tipo Columna – Eje 1	82
Figura 28. Elementos Tipo Columna – Eje 2	82
Figura 29. Elementos Tipo Columna – Eje C	83
Figura 30. Elementos Tipo Columna – Eje A	83
Figura 31. Elementos Tipo Columna – Eje B	84
Figura 32. Elementos Tipo Columna – Eje D	84
Figura 33. Elementos Tipo Columna – Eje F	85
Figura 34. Elementos Tipo Columna – Eje G	85
Figura 35. Elementos Tipo Columna – Eje H	86
Figura 36. Espectro de Demanda para Edificio Aporticado de Residencias Universitarias en la Universidad Industrial de Santander	90
Figura 37. Modelo de ATC-40 para reducción del Espectro Elástico (Fuente: ATC-40)	90
Figura 38. Espectro de Demanda edificio de Residencias Universitarias	92
Figura 39. Momento vs Curvatura Viga 10	95
Figura 40. Diagrama de Interacción Columna C10	95
Figura 41. Momento vs Curvatura Columna C10	96
Figura 42. Parámetros del Análisis Estático No Lineal en Y	98
Figura 43. Parámetros del Análisis Estático No Lineal en X	98
Figura 44. Deformación Pushover en sentido X	100
Figura 45. Deformación Pushover en sentido Y	101
Figura 46. Curva Demanda Vs Capacidad en Y	103
Figura 47. Curva Demanda Vs Capacidad en X	105
Figura 48. Sistema Reforzado con Diagonales – Vista 1	140
Figura 49. Sistema Reforzado con diagonales – Vista 2	141
Figura 50. Sistema Reforzado con diagonales – Vista 3	141
Figura 51. Sistema Reforzado con diagonales – Vista 4	142
Figura 52. Modo de Vibración 1 (Eje X) con Reforzamiento	143

Figura 53. Modo de Vibración 2 (Eje Y) con Reforzamiento	143
Figura 54. Modo de Vibración 3 (Rotacional) con Reforzamiento	144
Figura 55. Deriva ESP X. Estructura Reforzada	145
Figura 56. Deriva ESP Y. Estructura Reforzada	146
Figura 57. Curva Demanda vs Capacidad para estructura reforzada en X	149
Figura 58. Pasos de la Aplicación de Carga en X con Reforzamiento	150
Figura 59. Curva Demanda vs Capacidad para estructura reforzada en Y	153
Figura 60. Pasos de la Aplicación de Carga en Y con Reforzamiento	154
Figura 61. Sistema Reforzado con Pórtico Adosado – Vista 1	155
Figura 62. Sistema Reforzado con Pórtico Adosado – Vista 2	155
Figura 63. Sistema Reforzado con Pórtico Adosado – Vista 3	156
Figura 64. Sistema Reforzado con Pórtico Adosado – Vista 4	156
Figura 65. Modo de Vibración 1 (Eje Y) con Reforzamiento	157
Figura 66. Modo de Vibración 2 (Eje X) con Reforzamiento	158
Figura 67. Modo de Vibración 3 (Rotacional) con Reforzamiento	158
Figura 68. Deriva ESP X. Estructura Reforzada	160
Figura 69. Deriva ESP Y. Estructura Reforzada	160
Figura 70. Curva Demanda vs Capacidad para estructura reforzada en Y	164
Figura 71. Pasos de la Aplicación de Carga en Y con Reforzamiento	165
Figura 72. Curva Demanda vs Capacidad para estructura reforzada en X	167
Figura 73. Pasos de la Aplicación de Carga en X con Reforzamiento	168

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

	Pág.
Fotografía 1. Panorámica	58
Fotografía 2. Vista Posterior de la Edificación	59
Fotografía 3. Detalle estructura parte frontal	59

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Niveles para las estructuras según ATC-40	44
Tabla 2. Niveles de desempeño básico para estructuras normales.	47
Tabla 3. Coeficientes para evaluar la calidad del diseño y construcción, o del estado actual del edificio en estudio	54
Tabla 4. Porcentajes de Participación de Masa para cada Modo de Vibración	72
Tabla 5. Derivas Máximas por Piso [3]	73
Tabla 6. Datos de propiedades de las vigas	80
Tabla 7. Clasificación de los perfiles de suelo (Fuente: NSR-10)	88
Tabla 8. Pasos de rotulación sentido Y	104
Tabla 9. Pasos de rotulación sentido X	105
Tabla 10. Índices de Flexibilidad Por Piso	108
Tabla 11. Porcentajes de participación de masa para la estructura reforzada con diagonales metálicas	144
Tabla 12. Derivas máximas por piso para la estructura con reforzamiento	145
Tabla 13. Índices de Flexibilidad de la estructura reforzada	146
Tabla 14. Porcentajes de participación de masa para la estructura reforzada con pórticos adosados	159
Tabla 15. Derivas máximas por piso para la estructura con reforzamiento	159
Tabla 16. Índices de Flexibilidad de la estructura reforzada con pórtico adosado	161

RESUMEN

TITULO: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIO “RESIDENCIAS PARA ESTUDIANTES UIS”*

AUTOR: LESMEZ PERALTA, Félix Orlando**

PALABRAS CLAVES: Curva de Capacidad, Espectro de Capacidad, Punto de Desempeño, Vulnerabilidad, Reforzamiento, Índices por Flexibilidad y Sobreesfuerzo.

DESCRIPCIÓN

El presente proyecto se realiza por la necesidad de desarrollar un análisis de vulnerabilidad y reforzamiento para un edificio aporticado que está compuesto por tres plantas, construido 50 años atrás, el cual ha resistido las cargas verticales y sismos de mediana intensidad presentados desde la fecha en que entró en servicio hasta el día de hoy sin presentar daños visibles. Sin embargo, de acuerdo con la antigüedad de la construcción y la reglamentación vigente en materia de diseño estructural para esa época es de esperar que el sistema estructural no cumpla con los requisitos exigidos por la NSR - 10.

El enfoque de este trabajo se basa principalmente en dos puntos que son complementarios, el primero es determinar el grado de insuficiencias estructurales (sismo resistentes), que presenta el edificio a analizar en comparación con los requisitos mínimos estipulados en la NSR-10; estas insuficiencias se pueden medir aplicando un análisis inelástico complementario con el estudio de vulnerabilidad bajo los índices de sobreesfuerzo y flexibilidad. El segundo punto es dar solución estructural de rehabilitación o reforzamiento, ajustándose a las especificaciones de la NSR-10.

Para lograr dichos enfoques se empleó la siguiente metodología reflejada en el libro: Recolección de información, Análisis No Lineal de la estructura, Evaluación y calificación de la Estructura, Análisis de los índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad, Planteamiento de alternativas de reforzamiento, Análisis de alternativa, Elaboración de memorias, Elaboración del informe y Presentación de la monografía.

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingeniería Físico - Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil, Director: Ph. D CRUZ HERNANDEZ, Ricardo

ABSTRACT

TITLE: SEISMIC VULNERABILITY AND STRUCTURAL REINFORCEMENT RESEARCH OF BUILDING “UIS STUDENT RESIDENCES”

AUTHORS: LESMEZ PERALTA, Félix Orlando **

KEY WORDS: Capacity Curve, Capacity Spectrum, Performance Point, Vulnerability, Reinforcement, Indexes by Flexibility and Overexertion.

DESCRIPTION

This project is carried out with the need to implement a vulnerability analysis and reinforcement a framed building that is composed of three plants, and which was built 50 years ago, which has resisted the vertical loads and earthquakes of medium intensity submitted from the date on which entered into service until today, without presenting visible damage. However, according to the age of the building and the existing regulations on structural design for that time, it is expected that the structural system does not meet the requirements of the NSR - 10.

The focus of this work is based on two points which are complementary: the first is to determine the degree of structural weaknesses (earthquake resistant), presented in the building to be analyzed in comparison with the minimum requirements of the NSR-10, these failings can be measured with inelastic analysis or based on a study of vulnerability under rates of overwork and flexibility. The second point is give structural solution of rehabilitation or strengthening, in accordance with the specifications of the NSR-10.

To achieve this approaches was used the following methodology reflected in the book: information gathering, nonlinear analysis of structure, evaluation and rating of the structure, overexertion rates and flexibility analysis, approach to strengthening alternative, alternative analysis, reporting, report and presentation of the monograph.

* Degree Project

** Faculty of engineering physical - mechanical, school of Civil Engineering, Director: Ph.D CRUZ HERNANDEZ, Ricardo

INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. Con base en ésta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras, en términos de potencial de daño, no ha sido cuantificado, debido a que generalmente solo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. Estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociadas a sismos de naturaleza más frecuente. En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso, debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña y moderada intensidad, donde a pesar que muchas estructuras con diseño sismo resistente no colapsaron, las pérdidas económicas fueron de una gran magnitud debido a la ausencia de una definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad. En el caso de los edificios sin diseño sismo resistente, tanto los sismos moderados como los de mayor intensidad, han ocasionado un gran número de pérdidas de vidas humanas, cientos de miles de heridos y pérdidas económicas y sociales que han originado verdaderas catástrofes sísmicas.

Estas deficiencias detectadas en el desempeño de las estructuras cuando se han visto sometidas a movimientos sísmicos de diferente intensidad, han generado una clara tendencia a enfocar la filosofía de diseño ya no en términos de resistencia física, sino al concepto más evolucionado y versátil de desempeño estructural. De un tiempo acá se ha ido modificando paulatinamente esta idea,

considerando que no necesariamente un incremento en la resistencia global de una estructura puede garantizar la seguridad y, por consiguiente, no necesariamente reduce el daño. Los conceptos a partir de los cuales ha surgido este planteamiento, corresponden a los principios de diseño por capacidad. Un importante avance consistió en identificar que una estructura aperturada podría comportarse mejor ante una acción sísmica, si pudiera garantizarse que las rótulas plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas (mecanismo de viga débil - columna fuerte), y si la resistencia de cortante de los miembros excediera a la correspondiente resistencia a flexión. Estos dos aspectos pueden ser considerados como el inicio de la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial de daño.

Actualmente, los esfuerzos se han concentrado en desarrollar métodos de análisis, evaluación y diseño simples y fáciles de implementar, que incorporen los conceptos de ingeniería basada en el desempeño (*"Performance-based engineering"*), y lo que es aún más importante, que puedan ser aplicados tanto a las estructuras nuevas como a las existentes.

Las investigaciones recientes se han centrado en la incorporación explícita de la demanda de desplazamiento o punto de desempeño y las características de respuesta inelástica, incluyendo el daño acumulado en el procedimiento de diseño. Estos procedimientos, en primer lugar, deben dar una estimación adecuada del desempeño en términos de rigidez estructural, resistencia, ductilidad y disipación de energía y, en segundo lugar, no han de ser más complicados de lo necesario, teniendo en cuenta las incertidumbres relacionadas con los datos de entrada.

Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos. Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como

procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda. Por otra parte, el principal método de análisis inelástico es el análisis dinámico no lineal de estructuras; no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable. De esta forma, surgen los métodos de análisis estático no lineal, que permiten comprender mejor como trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

Durante los últimos años, ha habido un incremento considerable del uso del análisis estático no lineal como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. Este procedimiento se considera generalmente más realista en la estimación de la vulnerabilidad que los procedimientos lineales; una variedad de procedimientos de este tipo de análisis se están consolidando y han sido descritos en detalle en estudios tales como el ATC-40 y FEMA 273.

Para este caso en particular, el edificio de residencias universitarias de la UIS, una estructura aporricada de concreto reforzado, localizado en Bucaramanga, departamento de Santander, zona de amenaza sísmica alta, cuya función es residencial dentro de un centro educativo, será el objeto de análisis de vulnerabilidad sísmica empleando el análisis estático no lineal “pushover”. Partiendo de este principio, se evaluará la estructura siguiendo los pasos de la metodología propuesta en el ATC-40, y paralelamente se obtendrán los resultados de la estructura de acuerdo al numeral A.10 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Con base en los resultados obtenidos, y si la situación lo amerita, se propondrán dos (02) alternativas de reforzamiento a dicha estructura.

1. OBJETIVOS

1.1 OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis de vulnerabilidad sísmica y la propuesta de reforzamiento del edificio de residencias para estudiantes de la Universidad Industrial de Santander, localizada en Bucaramanga, Santander, zona de amenaza sísmica alta.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Aplicar la metodología propuesta en el documento ATC-40, conocida como el Método del Espectro de Capacidad, para realizar el análisis de vulnerabilidad al edificio de Residencias Universitarias localizado dentro del campus de la Universidad Industrial de Santander.
- Calcular los índices de sobreesfuerzo e índices de flexibilidad de la estructura, de acuerdo a lo establecido en el capítulo A.10 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, el cual aplica para la evaluación e Intervención de edificaciones construidas antes de la vigencia de dicha norma.
- Cotejar los resultados obtenidos por los dos métodos para dar una mayor certeza al estado actual de comportamiento de la estructura.
- Presentar dos (02) alternativas de reforzamiento estructural para dicha estructura; lo anterior para comparar la respuesta de dicha estructura ante los diferentes metodologías propuestas teniendo en cuenta aspectos técnicos, económicos y de facilidad de construcción.

- Aplicar las metodologías del método de espectro de capacidad y la establecida en el capítulo A.10 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, para las estructuras reforzadas y confrontar la eficiencia de los sistemas de reforzamiento propuestos.

2. ASPECTOS CONCEPTUALES: METODOLOGÍAS Y DEFINICIONES

2.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

La mayoría de los códigos sísmicos y el diseño sismo-resistente están basados en el análisis elástico de las estructuras. Estos procedimientos incluyen análisis estático y dinámico los cuales, son utilizados en los análisis de la fuerza horizontal equivalente, el análisis del espectro de respuesta, en el análisis modal y en el análisis elástico de historias en el tiempo. Para tener en cuenta la incursión de la estructura en el rango no lineal, los códigos sísmicos incluyen un factor de reducción o de comportamiento para reducir el espectro elástico equivalente, el cual depende del tipo de estructura.

En un análisis lineal, las propiedades estructurales, tales como la rigidez y el amortiguamiento, son constantes, no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones, son directamente proporcionales a la magnitud de las cargas aplicadas. En un análisis no lineal las propiedades estructurales pueden variar con el tiempo, la deformación y la carga. La respuesta suele no ser proporcional a las cargas, ya que las propiedades estructurales suelen variar. A continuación se mencionan los métodos de análisis sísmicos empleados en el medio.

2.2.1 Análisis estático lineal. Estructura modelada como un sistema equivalente de uno o varios grados de libertad (GDL) con una rigidez elástica lineal y un amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada por una fuerza horizontal equivalente, con el objetivo de producir los mismos esfuerzos y deformaciones del sismo que esta representa. Basados en el primer modo de vibración del edificio (modo fundamental), la fuerza lateral es distribuida

en la altura del edificio y las correspondientes fuerzas y desplazamientos internos son calculados usando el análisis elástico lineal.

2.2.2 Análisis dinámico lineal. La estructura es modelada como un sistema de uno o varios grados de libertad, con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica de entrada es modelada usando un análisis modal o bien un análisis de historias en el tiempo (*time-history*). El análisis modal supone que la respuesta dinámica de un edificio puede ser estimada a partir de la respuesta independiente de cada modo natural de vibración usando el espectro de respuesta elástico lineal. Solamente se consideran los modos que contribuyen de forma significativa a la respuesta de la estructura. La mayoría de los códigos sísmicos requieren que se incluyan suficientes modos de vibración como para movilizar un 90 % de la masa efectiva. El análisis de historias en el tiempo implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio, usando registros reales o acelerogramas artificiales como movimiento de entrada. En ambos casos, tanto las correspondientes fuerzas como los desplazamientos internos se calculan usando un análisis elástico lineal.

2.2.3 Análisis estático no lineal. Se basa en el análisis estático considerando la respuesta no lineal de los materiales. Existen muchos métodos para efectuar este tipo de análisis pero todos ellos tienen en común que las características no lineales (fuerza-deformación) de la estructura, son representadas por una curva de capacidad *pushover*.

El máximo desplazamiento que, probablemente, puede ser experimentado durante un sismo dado, es determinado usando espectros de respuesta inelásticos. La gran ventaja de este método con respecto al análisis lineal es que directamente tiene en cuenta los efectos de la respuesta no lineal del material (mientras que en el análisis lineal esto se debe tener en cuenta de forma aproximada), mediante el factor de comportamiento o de reducción del espectro y, por lo tanto, el cálculo de

las fuerzas internas y desplazamientos serán más representativos de los esperados durante un sismo.

2.2.4 Análisis dinámico no lineal. Con este método la estructura es modelada de manera similar al análisis dinámico lineal, pero incorporando directamente la respuesta inelástica del material. La principal diferencia es que el sismo de entrada, solo puede ser modelado usando una función de historias en el tiempo, el cual implica una evaluación paso a paso de la respuesta del edificio. Es la técnica de análisis más sofisticada disponible. Es posible incluir la participación de los componentes no estructurales y, además, se puede incluir la interacción suelo-estructura. Esta técnica requiere el uso de programas computacionales sofisticados de análisis no lineal y los resultados deben ser utilizados cuidadosamente, debido a las posibles incertidumbres existentes en el modelo y la representación de la acción sísmica.

2.3 DEFINICIONES GENERALES.

2.3.1 Evento Sísmico. Los eventos sísmicos se han venido midiendo en los últimos tiempos y se ha relacionado la influencia de estos en el comportamiento de las estructuras, caracterizados por la rapidez en que se generan. Esto se debe a los movimientos de la corteza terrestre ya sean verticales, laterales o alguna combinación de los dos, produciendo choques o colisiones de las placas tectónicas que a su vez libera energía ocasionando ondas esféricas que se originan a partir del punto máximo de movimiento llamado foco o hipocentro.

La intensidad que produce un sismo o movimiento de la tierra en determinado sitio depende de tres factores importantes a mencionar, la distancia entre el hipocentro y el sitio, la cantidad de energía disipada (magnitud) y el tipo de suelo o roca por donde se desplace la onda.

2.3.2 Fuerza Sísmica. En el análisis y diseño de estructuras que sean sismos resistentes se busca que las ondas de las excitaciones sísmicas que actúan en el edificio se conviertan en cargas estáticas laterales y verticales. Generalmente las ondas verticales no se tienen en cuenta ya que el peso de la estructura suministra fuerza suficiente y la contrarresta, a no ser que sean casos especiales como voladizos de gran longitud.

2.3.3 Cortante Basal. La fuerza resistente en una edificación depende directamente de la masa y la altura y son acumulables en los niveles inferiores: así como las cargas verticales lo son en las columnas, la carga horizontal acumulada en el nivel de la cimentación es llamada Cortante Basal. También es definida como el producto entre la masa de la edificación y un coeficiente que equivale a un porcentaje de la aceleración.

2.3.4 Amortiguamiento. El amortiguamiento de un sistema o de un objeto se define como la capacidad que este posee para disipar energía cinética en otro tipo de energía. Desde el punto de vista estructural se define como el área que hay bajo la curva de capacidad hasta el punto de corte con el espectro de diseño.

2.3.5 Ductilidad. La ductilidad en estructuras de concreto se presenta cuando las fuerzas aplicadas exceden la resistencia de fluencia de los elementos que conforman el sistema estructural. Una buena ductilidad se refleja en los elementos que se deforman plásticamente mientras disipan energía sin llegar a una falla repentina. En cuanto a materiales de la construcción, el concreto tiene que a mayor resistencia mayor fragilidad, por tal motivo se busca darle un comportamiento dúctil al confinarlo con acero quien absorbe las tensiones.

2.3.6 Diafragma. Normalmente las edificaciones en concreto constan de un diafragma rígido y son las placas de entrepiso que tienen como función transmitir las cargas horizontales a los elementos de resistencia sísmica (pórticos o muros).

Para que un diafragma se considere rígido como lo son la mayoría de losas de concreto, se debe garantizar que los desplazamientos horizontales de todos los puntos en un plano ante una carga sean iguales.

2.3.7 Confinamiento. El confinamiento es fundamental en zonas de alta sismicidad, ya que esto es una variable en la ductilidad de la estructura para poder disipar energía. En estructuras de concreto armado el confinamiento se realiza por medio de estribos en columnas y vigas que son colocados principalmente en los nodos donde se pueden presentar grandes rotaciones y, zonas de traslapes del refuerzo longitudinal para que pueda desarrollar su fluencia. Otra función principal del confinamiento del concreto es el de evitar agrietamientos producidos por algún tipo de fuerza interna ya sea cortante, torsión, tensión o combinación de las mismas.

2.3.8 Generalidades de Respuestas del Edificio. Una de las características principales de respuesta de una edificación es el período fundamental de vibración que va directamente relacionado con el tipo de material, geometría, masa y altura de la edificación.

Las edificaciones a porticadas en concreto son estructuras flexibles que producen periodos largos, mientras que los sistemas más rígidos como lo son muros de cortante producen periodos cortos. Por lo tanto los edificios de periodos largos son diseñados con menores fuerzas que los de periodos cortos.

2.3.9 Desplazamiento Horizontal debido al Sismo. El desplazamiento lateral de una edificación se puede presentar por fuerzas sísmicas, vientos y explosiones, pero debido a que el sistema está restringido a deslizamiento en su base (se debe a la fricción que existe entre el suelo – cimentación y el confinamiento lateral del suelo), hace que la estructura distribuya las fuerzas laterales en toda la altura y en

la misma dirección; dicha distribución de fuerzas laterales produce desplazamientos que a su vez generan esfuerzos en los elementos.

Generalmente el desplazamiento máximo de la estructura se ve reflejado en la cubierta, pero cada nivel está regulado por un porcentaje en función de la altura que se denomina deriva y está sujeta a una Norma.

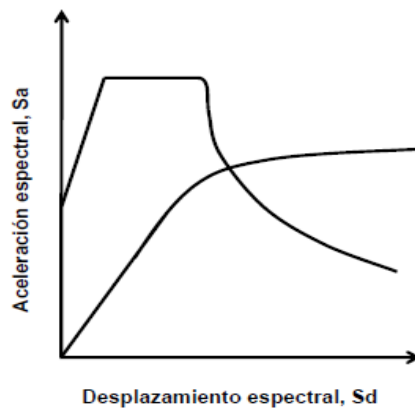
2.3.10 Sistemas Estructurales de Resistencia a Fuerzas Laterales. Entre los sistemas estructurales de resistencia a fuerzas laterales están: sistemas de muros de carga, sistemas aporticados (metálicos o concreto), sistema dual y sistemas combinado; estos deben ser capaces de resistir fuerzas de sismo, viento o explosiones. En zonas de amenaza sísmica alta es frecuente un sistema de pórticos especiales resistentes a momento que tiene como finalidad asegurar un comportamiento dúctil entre la viga y la columna.

2.3.11 Pórticos Especiales Resistentes a Momento. Los pórticos especiales resistentes a momentos están conformados por dos elementos importantes que son columnas y vigas; cuando el pórtico es afectado por una fuerza horizontal que actúa en la misma dirección, este tiende a distorsionarlo, produciendo rotaciones en las uniones de los elementos. El desplazamiento de un elemento depende de la rotación y la longitud, produciendo fuerzas internas que se denominan cortantes y momentos flectores.

2.3.12 Curvas - Espectros de Capacidad y Respuesta. La capacidad de una estructura es representada por una *curva de capacidad*. La curva de capacidad es la relación entre la resistencia de carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. La curva de capacidad es obtenida, típicamente, por medio del Análisis Estático no lineal o *Análisis Pushover*.

La curva de capacidad (desplazamiento-fuerza) es convertida a aceleración y desplazamiento espectral, dando origen a una nueva curva llamada *Espectro de Capacidad*. Esta transformación de la curva de capacidad a coordenadas espectrales es realizada para poder ser comparada con el espectro de demanda.

Figura 1. Espectro de Capacidad y Respuesta.



2.3.13 Espectros de Respuesta. Las características de un registro sísmico dado, son a menudo representadas por su espectro de respuesta, el cual relaciona un parámetro de respuesta dado con el periodo natural. El parámetro de respuesta puede ser la aceleración, la velocidad o el desplazamiento. Un espectro de respuesta da la respuesta máxima amortiguada de todos los posibles sistemas de un grado de libertad lineales, usando la frecuencia natural o el período y el amortiguamiento para describir el sistema.

2.3.14 Curva de Capacidad. Se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. El análisis *pushover* se puede llevar a cabo aplicando un patrón de cargas laterales a la estructura, que representen las fuerzas sísmicas, patrón que se va incrementando monótonicamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso. El objetivo de este procedimiento es cuantificar la

capacidad de la estructura para absorber una acción lateral, que para este caso es la del sismo.

Durante el análisis, el cortante en la base va incrementando progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas laterales, similar a las de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme.

La Figura 2 muestra una representación típica de una curva de capacidad.

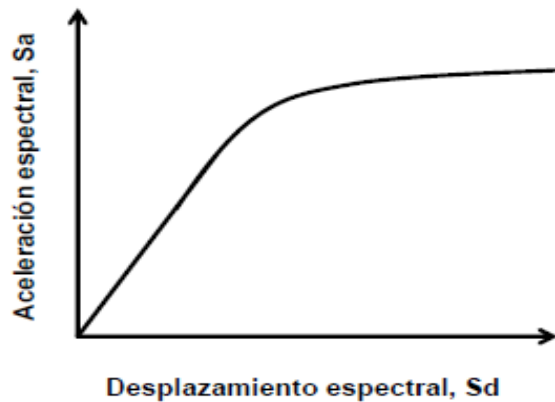
Figura 2. Curva de Capacidad.



Para facilitar una comparación directa con el espectro de demanda (el cual se utiliza para encontrar el desplazamiento de demanda en un sistema en el rango inelástico, utilizando el espectro de respuesta del movimiento sísmico), la curva de capacidad se convierte a un Espectro de Capacidad mediante un cambio de variable, de forma que el cortante en la base se transforma a aceleración espectral y el desplazamiento en el último piso a desplazamiento espectral.

2.3.15 Espectro de Capacidad. Para obtener el Espectro de Capacidad de una estructura, se necesita transformar (punto a punto) la curva de capacidad a coordenadas espectrales. El Espectro de Capacidad es la representación de la curva de capacidad en un espacio de coordenadas espectrales conocido como ADRS (*ADRS: Acceleration Displacemt Response Spectra*) o como curva AD (aceleración-desplazamiento). Esta curva relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral.

Figura 3. Espectro de Capacidad.

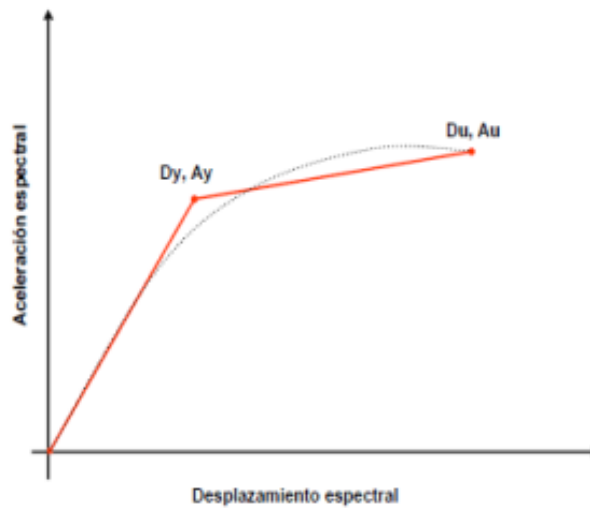


2.3.16 Espectro de Capacidad Bilineal. Con la finalidad de tener parámetros objetivos y cuantificables respecto al comportamiento de la estructura, el Espectro de Capacidad se representa por medio de una curva bilineal simplificada definida por dos puntos de control: capacidad de cedencia (D_y, A_y) y capacidad Última (D_u, A_u). (Ver Figura 4).

El punto de *cedencia* representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser fundamentalmente no lineal. Este punto viene definido por (D_y, A_y), donde D se refiere al desplazamiento, A a la aceleración y el subíndice y se refiere a la cedencia.

El punto de capacidad última representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso. Este punto viene definido por (D_u, A_u) , donde el subíndice u se refiere a la capacidad última. Los puntos de capacidad de cedencia y capacidad última son fundamentales ya que se relacionan con la ductilidad global de la estructura.

Figura 4. Espectro de Capacidad Bilineal.

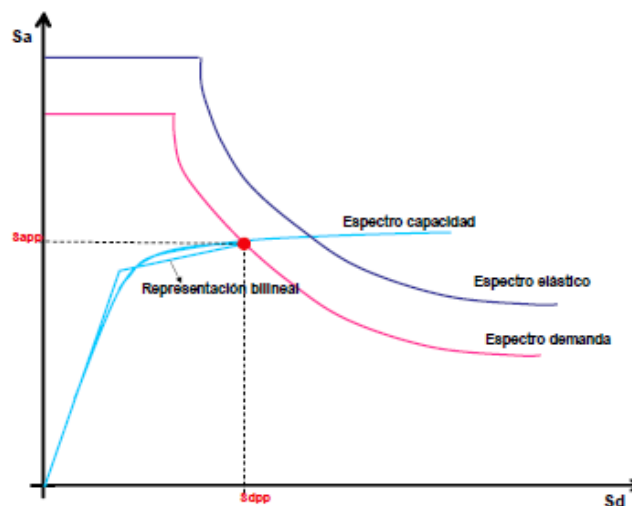


2.3.17 Espectro de Demanda. El espectro de demanda es la representación de la acción sísmica y se basa en el espectro de respuesta de diseño de la zona de estudio, con 5% de amortiguamiento, reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo. El espectro es reducido para simular la energía disipada por la respuesta inelástica de la estructura mediante un amortiguamiento efectivo adicional. Cuando una estructura es conducida al rango inelástico debido a un movimiento del suelo, el amortiguamiento efectivo puede ser visto como una combinación de amortiguamiento viscoso e histerético.

Este espectro se calcula con base en lo establecido en el numeral A.2.6 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

2.3.18 Punto de desempeño. El punto de desempeño (PD) *representa el máximo desplazamiento estructural esperado para el sismo de demanda (Espectro de demanda)*; para este caso será el correspondiente al espectro basado en los parámetros de la NSR-10 (Figura 5). Una definición adecuada del punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación o reforzamiento de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad.

Figura 5. Punto de Desempeño. Superposición de Espectro de Demanda vs Espectro de Capacidad.



Superponiendo el Espectro de Capacidad con el Espectro de Demanda se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros. Este punto es conocido como *punto de desempeño* o *Performance Point*. Los factores de reducción del espectro dependen del nivel de no linealidad a la que la estructura está trabajando, el cual, a su vez, depende de la intersección del mismo

espectro de demanda con el espectro de capacidad. Lo que significa que el cálculo del *PD* es un proceso iterativo.

Existen varios métodos para calcular el PD; en este trabajo se calcula el punto de desempeño siguiendo el Procedimiento del Método del Espectro de Capacidad (MEC), definido en el ATC-40 (1996).

2.3.19 Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño. La ingeniería sísmica basada en desempeño engloba completamente las tareas necesarias de la ingeniería, para crear estructuras con un comportamiento sísmico previsible; involucra el diseño completo y permite que el edificio sea construido para resistir sismos de diferentes magnitudes, permitiendo ciertos límites de daño. La limitación de los estados de daño se refiere al término de niveles de desempeño.

El diseño sísmo resistente tiene como objetivo garantizar comportamiento adecuado de las edificaciones bajo fuerzas sísmicas. Los primeros procedimientos de diseño consideraban un único objetivo: evitar el colapso estructural. Hasta hace poco, los códigos de diseño no consideraban necesario diseñar para niveles de servicio bajo cargas sísmicas. El uso explícito de múltiples objetivos de desempeño se introdujo en documentos tales como, FEMA 273 (FEMA, 1997), ATC-40 (ATC, 1996) y Vision 2000 (SEAOC, 1995).

La ingeniería basada en el desempeño comienza con la concepción de un proyecto y dura toda la vida del edificio, es decir, comienza con la selección de los objetivos de desempeño y con la identificación del peligro sísmico. Los objetivos de desempeño se seleccionan y expresan en términos de los niveles esperados de daño. Con el análisis de aceptabilidad se verifican los criterios definidos por los objetivos de desempeño.

3. METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

3.1 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD

En este capítulo se describe la metodología empleada en este trabajo para la evaluación del riesgo sísmico y la vulnerabilidad de edificios, por medio del análisis estático no lineal, siguiendo la metodología propuesta por el documento ATC-40. Para realizar una evaluación de la integridad estructural, se relaciona el daño con la capacidad estructural del edificio. Como ya se mencionó, la capacidad estructural se representa por una curva de capacidad, la cual se obtiene mediante un análisis estático no lineal. Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia 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.

El punto clave de la estimación del daño esperado en un edificio sometido a una acción sísmica es la determinación del máximo desplazamiento espectral que este va a experimentar. El método del Espectro de Capacidad permite la obtención de esta respuesta máxima.

3.1.1 Desempeño sísmico de edificios. El análisis y diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite. La ingeniería basada en el desempeño no solo involucra aspectos relacionados con el diseño, sino que

también considera todas aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad.

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no es solo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos.

Considerando todos los aspectos mencionados anteriormente, está claro que la *"ingeniería basada en el desempeño sísmico"* es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura deja de existir. Este proceso incluye: la selección de los objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final, los chequeos de aceptabilidad durante el diseño, la revisión del diseño, el control de calidad durante la construcción, y el mantenimiento durante la vida de la estructura. Cada paso es crítico: para el proceso y el éxito del diseño debe ser dirigido hacia niveles aceptables consistentes con el objetivo de desempeño seleccionado. El capítulo 3 del documento ATC-40 entrega todas las definiciones sobre los objetivos de desempeño.

En este numeral del proyecto y, con el objeto de comprender bastante mejor la base del procedimiento, se describe el marco conceptual y los elementos básicos de la **Ingeniería Basada en el Desempeño**; para ello, se toma como base un documento específico en el tema: el ATC-40 (1996). Esta compilación especializada basada en Análisis Estático no Lineal es empleada para determinar el **punto de desempeño**, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento de

una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico; El método empleado es el del Espectro de Capacidad (MEC). Como parte de este trabajo, de la metodología propuesta y, para ilustrar los procedimientos empleados, se analiza el desempeño de una estructura aporricada de hormigón armado de 3 niveles, perteneciente a la Universidad Industrial de Santander y que funciona para el grupo de Bienestar Universitario como edificio de Residencias Universitarias.

3.1.2 Niveles de desempeño (Según el ATC-40). El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales,
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y,
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente.

3.1.2.1 Niveles de desempeño para los elementos estructurales. Se definen tres niveles o estados de daño discretos: **ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural**. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras, como es este caso. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios

permiten discriminar, de una forma más adecuada 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. Estos niveles se identifican por la abreviación, **SP-n** (SP son las siglas de "*Structural Performance*" y *n* es un número que varía entre 1 y 6). Los niveles son:

3.1.2.1.1 Ocupación inmediata, SP-1. Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad.

3.1.2.1.2 Daño controlado, SP-2. Es un nivel intermedio. Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que estos puedan verse afectados.

3.1.2.1.3 Seguridad, SP-3. Los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existentes frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

3.1.2.1.4 Seguridad limitada, SP-4. Es un nivel intermedio. Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

3.1.2.1.5 Estabilidad estructural, SP-5. Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

3.1.2.1.6 No considerado, SP-6. Este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

3.1.2.2 Niveles de desempeño para los Elementos no Estructurales. Se consideran cinco (05) niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para los elementos no estructurales: Estos niveles se representan con la abreviación NP-n. NP son las siglas de "*Nonstructural Performance*" y n es una letra que toma valores entre A y E.

3.1.2.2.1 Operacional NP-A. Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

3.1.2.2.2 Ocupación inmediata NP-B. A pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.

3.1.2.2.3 Seguridad NP-C. Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.

3.1.2.2.4 Amenaza reducida NP-D. Se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.

3.1.2.2.5 No considerado NP-E. No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

3.1.3 Niveles para las estructuras. Resultan de la combinación de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales y representan el comportamiento global del edificio; de estas combinaciones es posible resaltar cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura. En la Tabla 1 se muestran las combinaciones (propuestas en el ATC-40) de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales y se describen a continuación.

3.1.3.1 Operacional 1-A. Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se *asocia con un estado de funcionalidad.*

3.1.3.2 Ocupación inmediata 1-B. Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3.1.3.3 Seguridad 3-C. La probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. *Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes.* Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.

3.1.3.4 Estabilidad estructural 5-E. El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. *No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes,* por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

Tabla 1. Niveles para las estructuras según ATC-40

Niveles de desempeño No Estructural	Niveles de desempeño Estructural					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No aplicable
NR: No recomendada						

3.1.4 Movimientos sísmicos de diseño (Según el ATC-40). La amenaza sísmica incluye efectos directos tales como: ruptura en la fuente y vibración del terreno, licuefacción del suelo, desprendimientos de tierra, asentamientos diferenciales y efectos indirectos como maremotos, incendios y deslizamientos entre otros. Cada uno de estos efectos puede producir daños que afectan el nivel de desempeño deseado para una estructura. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado específicamente como parte del proceso de la ingeniería basada en el desempeño.

Para permitir aplicaciones prácticas de diseño basado en el desempeño, es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que pueden ocurrir y que representan el rango de severidad sísmica para un desempeño particular de la estructura deseada. Estos eventos sísmicos discretos se denominan "*Movimientos sísmicos de diseño*". Su definición varía de un sitio a otro,

dependiendo tanto de la sismicidad de la región en la cual está localizada la estructura como de los niveles social y económicamente aceptables del daño por parte de las instituciones responsables, los propietarios y usuarios de las estructuras.

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa "*Earthquake*".

3.1.4.1 Sismo de servicio, SE. Corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50% de ser excedido en un periodo de 50 años, o un periodo de retorno de 72 años. Este se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas.

3.1.4.2 Sismo de diseño, DE. Representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un periodo de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales.

3.1.4.3 Sismo máximo, ME. Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de 50 años, es decir, con un periodo de retorno de aproximadamente 975 años. Este nivel de movimiento

generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño y es utilizado para el diseño de estructuras esenciales.

3.1.5 Objetivos del diseño por desempeño (Según el ATC-40). El primer paso en la *ingeniería basada en el desempeño*, es la selección de los objetivos del desempeño sísmico para el diseño. Estos corresponden a *expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño deseados para una estructura y el nivel de movimiento sísmico esperado*. Para seleccionar estos objetivos, es necesario tener en cuenta factores tales como: la ocupación, la importancia de las funciones que ocurren dentro de la estructura, consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior, y consideraciones de la importancia de la estructura como por ejemplo elementos de patrimonio histórico.

El documento ATC-40 considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, los cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de diseño. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación.

La Tabla 2 muestra los objetivos de desempeño (seguridad básica), para estructuras convencionales, como es el caso que ocupa este estudio. Puede verse que para el sismo de diseño, el desempeño de la estructura debe corresponder al nivel de seguridad, mientras que para el sismo máximo, el nivel de estabilidad estructural es suficiente.

Tabla 2. Niveles de desempeño básico para estructuras normales.

Movimiento sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio SE				
Sismo de Diseño DE			X	
Sismo Máximo ME				X

3.2 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MEC).

El método del Espectro de Capacidad fue propuesto como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico. Posteriormente fue utilizado para correlacionar movimientos sísmicos con las observaciones del desempeño de construcciones existentes. En la actualidad, el método constituye un procedimiento simple para determinar el punto de desempeño de una estructura cuando se ve sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico, se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo podría comportarse la estructura cuando se somete a un determinado movimiento sísmico.

La capacidad de la estructura se representa por medio de una curva que relaciona la fuerza lateral, cortante basal (V), con el desplazamiento en la parte superior (D). Para comparar directamente la demanda con la capacidad de la estructura, ambos parámetros se convierten a un grupo de coordenadas espectrales usando las características dinámicas del modo fundamental, que representa la estructura como un sistema de un solo grado de libertad (1 GDL.); a esta representación se le conoce con el nombre de *Espectro de Capacidad*. La demanda sísmica se

representa por medio de un espectro inelástico en formato AD (S_a vs S_d), que considera la respuesta no lineal de la estructura.

Para determinar el punto de desempeño de la estructura se superponen los espectros de demanda y capacidad sísmica. Este punto debe cumplir con las siguientes condiciones:

- Debe estar sobre el Espectro de Capacidad para representar a la estructura en un determinado desplazamiento,
- Debe estar sobre el espectro de demanda (reducido a partir del espectro elástico) que representa la demanda no lineal en el mismo desplazamiento estructural.
- En la mayoría de los casos, la determinación del punto de desempeño, requiere de un procedimiento iterativo de ensayo y error para satisfacer los dos criterios especificados. Sin embargo, actualmente existen algunos procedimientos que estandarizan y simplifican este proceso iterativo (ATC-1996).

3.2.1 Descripción del método. El procedimiento empleado para la determinación del nivel de desempeño de una estructura utilizando el Método del Espectro de Capacidad puede describirse por medio de los siguientes pasos:

El método de obtención del punto de desempeño se basa en un proceso iterativo que puede ser programado. Los pasos a seguir para llevar a cabo este procedimiento son:

- Obtener el espectro de respuesta elástico (5% de amortiguamiento),

- Transformar la Curva de Capacidad a Espectro de Capacidad
- Seleccionar un punto de prueba (a_{pi} , d_{pi}). Se recomienda tomar, como punto de partida d_{pi} , el punto donde siguiendo con la misma pendiente inicial de la curva de capacidad, esta corte al espectro de respuesta. La ordenada a_{pi} será la correspondiente al d_{pi} en la curva de capacidad.
- Construir una representación bilineal del Espectro de Capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y tener una apropiada reducción del espectro de demanda. La representación bilineal del Espectro de Capacidad se realiza de forma que el área bajo y sobre la curva de capacidad sean iguales.
- Calcular los factores de reducción S_{Ra} y S_R , y dibujar los espectros de demanda y de capacidad sobre un mismo gráfico.
- Determinar si d_{pi} está dentro del intervalo de tolerancia. El ATC-40 (1996), recomienda el rango: $0.95d_{pi} < d_{pi} < 1.05d_{pi}$. Debe haber una intersección entre el Espectro de Demanda y el Espectro de Capacidad dentro de esta tolerancia, si esto no ocurre, se debe seleccionar un nuevo punto de prueba y repetir el proceso; se tiene que iterar hasta encontrar un d_{pi} dentro de la tolerancia dada.

3.3 EVALUACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO POR LOS ÍNDICES DEFINIDOS EN EL REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10

Tal y como se define en el numeral A.10 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, se debe aplicar un método para evaluar el estado o nivel de comportamiento de los elementos que componen la

estructura. Este método cuantitativo permite estimar el riesgo de una estructura existente, construida antes de la vigencia del reglamento en mención.

De acuerdo al numeral A.10.1.4. de la NSR-10, debe seguirse un procedimiento para la evaluación de la intervención a realizar. Este procedimiento consta básicamente de 3 procesos los cuales a su vez deben realizar unas etapas en estricto orden para su desarrollo.

3.3.1 Información preliminar. Deben seguirse las siguientes etapas:

3.3.1.1 Etapa 1 - Debe verificarse que la estructura en estudio este cubierta por el alcance de la NSR-10.

3.3.1.2 Etapa 2 – Debe recopilarse y estudiarse la información existente acerca del diseño geotécnico y estructural así como del proceso constructivo de la edificación original y sus posteriores modificaciones y deben hacerse exploraciones a la edificación. Es una etapa de obtención de toda la información posible acerca de la edificación.

3.3.1.3 Etapa 3 – Debe calificarse el estado del sistema estructural; se hace con respecto a: (a) la calidad del diseño de la estructura, de su sistema de cimentación y de la construcción de la misma y (b) el estado de mantenimiento y conservación.

De acuerdo al numeral A.10.2.2.1 de la NSR-10, CALIFICACION DE LA CALIDAD DEL DISEÑO Y CONSTRUCCION, se debe calificar el estado del sistema estructural de la edificación de una manera totalmente cualitativa con base en la calidad del diseño y construcción de la estructura original y en su estado actual. Debe calificarse como buena, regular o mala, basada en términos de la mejor tecnología existente en la época, como:

- Registros de interventoría de la construcción

- Ensayos realizados a los materiales
- Distribuciones irregulares de la masa y de la rigidez
- Ausencia de diafragmas
- Anclajes, amarres y otros elementos que sean necesarios para garantizar su buen comportamiento

De acuerdo al numeral A.10.2.2.2 de la NSR-10, CALIFICACION DEL ESTADO DE LA ESTRUCTURA, Debe evaluarse la edificación y calificarse como buena, regular o mala, basada en aspectos como:

- Sismos que la puedan haber afectado
- Fisuras por cambios de temperatura
- Corrosión de las armaduras
- Asentamientos diferenciales
- Reformas
- Deflexiones excesivas
- Estados de los nudos

3.3.2 Evaluación de la estructura existente

3.3.2.1 Etapa 4 – Deben determinarse las solicitaciones equivalentes. Están definidos por A.10.4.2 de la NSR-10, SOLICITACIONES EQUIVALENTES. Para ello se tendrán en cuenta:

3.3.2.1.1 Movimientos sísmicos para un nivel de seguridad al de una edificación nueva. Se deben utilizar los movimientos sísmicos de diseño para el lugar en que se encuentre la edificación, para el grupo de uso que va a tener una vez se lleve a cabo la modificación, con el fin de analizar la estructura como si fuera una edificación nueva.

3.3.2.1.2 Clasificación del sistema estructural. El sistema estructural debe clasificarse dentro de uno de los siguientes sistemas:

- Sistemas de muros de carga
- Sistema combinado
- Sistema de pórtico
- Sistema dual

3.3.2.1.3 Coeficiente de capacidad de disipación de energía, R' . De acuerdo al sistema estructural al que corresponde la edificación y a los requisitos constructivos y de diseño que se hayan seguido en la ejecución de la estructura original debe asignarse un valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R' ($R' = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$). La asignación debe hacerse de acuerdo con la información disponible sobre la estructura.

Cuando se dispone de buena información del diseño original, tal como planos y memorias, se permite determinar un valor de coeficiente de capacidad de disipación de energía R' , por comparación con los requisitos que para el material y el sistema estructural fija la NSR-10. Cuando no se dispone de buena información del diseño original o esta sea incompleta o fragmentaria el ingeniero debe definir un valor de R' . Este valor no puede ser mayor que el valor establecido por la NSR-10 para el mismo sistema estructural y el mismo material. Cuando no exista ningún tipo de información se permite utilizar un valor de R' correspondiente a $\frac{3}{4}$ del valor que fija la NSR-10 para el mismo sistema estructural y el mismo material. El valor así obtenido no hay necesidad que sea inferior a la unidad.

3.3.2.1.4 Fuerzas sísmicas. Las fuerzas sísmicas F_s , que el sismo de diseño impone a la edificación se deben determinar por medio de la información para su empleo. Para el caso del presente trabajo se realizó por medio del método de análisis dinámico.

Para el caso de las cargas diferentes a las solicitaciones sísmicas se debe tener en cuenta que: Las cargas muertas deben evaluarse de acuerdo con observaciones y mediciones de campo, en ningún caso, para efecto de determinar las solicitaciones equivalentes, pueden ser menores a las prescritas en el título B de la NSR-10. Las cargas vivas son las prescritas por la NSR-10 en el título B.

3.3.2.1.5 Análisis estructural. Con el fin de determinar las fuerzas y esfuerzos internos de la estructura debe llevarse a cabo un análisis estructural por medio de uno de los modelos matemáticos permitidos por la NSR-10.

3.3.2.1.6 Obtención de las solicitaciones equivalentes. En los efectos causados por el sismo de diseño se tiene en cuenta la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando unos efectos sísmicos reducidos de revisión, $E = F_s / R'$.

Las diferentes solicitaciones que se presentan deben combinarse de acuerdo con los requisitos del título B de la NSR-10.

3.3.2.2 Etapa 5 – Debe llevarse a cabo un análisis elástico de la estructura y de su sistema de cimentación para las solicitaciones equivalentes.

3.3.2.3 Etapa 6 – Debe determinarse la resistencia de la estructura, N_{ex} . Para ello debe calcularse la resistencia de los elementos estructurales. Estos deben determinarse de acuerdo a la información disponible, y corresponde a los valores que se obtienen para cada material al aplicar los modelos de resistencia correspondientes. Por resistencia se entiende el nivel de fuerza o esfuerzo en el cual el elemento deja de responder en el rango elástico o el nivel en el cual los materiales alcanzan su máxima resistencia o inician la fluencia.

3.3.2.4 Etapa 7 – Obtener la resistencia efectiva de la estructura, a partir de la resistencia existente, afectándola por dos coeficientes de reducción de resistencia obtenidos de los resultados de su calificación. Con base en el numeral A.10.4.3.4 de la NSR-10, debe hallarse la resistencia efectiva N_{ef} para los elementos que hacen parte del sistema estructural. La resistencia efectiva de los elementos debe evaluarse como el producto de la resistencia existente N_{ex} por los coeficientes de reducción de resistencia ϕ_c y ϕ_e .

$$N_{ef} = \phi_c \phi_e N_{ex}$$

A los coeficientes ϕ_c y ϕ_e se les asigna un valor de acuerdo a la calificación de la calidad y estado de la estructura. Estos valores están contenidos en la Tabla A.10.4-1 de la Norma.

Tabla 3. Coeficientes para evaluar la calidad del diseño y construcción, o del estado actual del edificio en estudio

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
ϕ_c y ϕ_e	1.0	0.8	0.6

3.3.2.5 Etapa 8 – Determinar el índice de sobreesfuerzo. El numeral A.10.4.3.1 de la NSR-10 define el índice de sobreesfuerzo como el cociente entre las solicitaciones equivalentes y la resistencia efectiva. Se tienen dos índices por calcular:

(a) Índice de sobre esfuerzo de los elementos. Se refiere al índice de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos estructurales individuales,

(b) Índice de sobre esfuerzo de la estructura. Se determina para toda la estructura evaluando los elementos con su mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como un conjunto.

Para todos los elementos y para todos los efectos (cortante, torsión, flexión) debe dividirse la fuerza o esfuerzo que se le exige al aplicarles las solicitaciones equivalentes mayoradas de acuerdo al título B de la NSR-10 y para las combinaciones de cargas dadas allí, por la resistencia efectiva del elemento. El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura corresponderá al mayor valor obtenido de estos cocientes, entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad de la estructura.

3.3.2.6 Etapa 9 – Hallar las derivas de la estructura, utilizando los desplazamientos horizontales obtenidos en el análisis elástico con las solicitaciones equivalentes.

3.3.2.7 Etapa 10 – Determinar el índice de flexibilidad. El numeral A.10.4.3.5 de la NSR-10, define del índice de flexibilidad como la relación que indica la susceptibilidad de la estructura a tener derivas o deflexiones excesivas, con respecto a las permitidas por la NSR-10. Deben hallarse igualmente índices en la evaluación:

a) Índice de flexibilidad del piso. Es el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por la NSR-10, para cada uno de los pisos de la edificación.

(b) Índice de flexibilidad de la estructura. Se define como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. Se debe evaluar para las deflexiones verticales y para las derivas.

3.3.3 Intervención del sistema estructural

3.3.3.1 Etapa 11 – La intervención estructural debe definirse de acuerdo con el tipo de modificación en una de las siguientes tres categorías: (a) Ampliaciones adosadas, (b) Ampliaciones en altura y (c) Actualización a la NSR-10.

3.3.3.2 Etapa 12 – El conjunto debe analizarse nuevamente incluyendo la intervención propuesta, la cual debe diseñarse para las fuerzas y esfuerzos obtenidos de este nuevo análisis. El diseño geotécnico, el estructural y la construcción deben llevarse a cabo de acuerdo con los requisitos que para cada tipo de modificación establece la NSR-10.

4. CASO DE APLICACIÓN. ESTRUCTURA APORTICADA DE HORMIGON ARMADO LOCALIZADO EN LA CIUDAD DE BUCARAMANGA.

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se aplican las metodologías descritas en el Capítulo 2 para el análisis del comportamiento sísmico del edificio de residencias para estudiantes de la UIS, con sistema estructural aporticado de hormigón armado, localizado en la ciudad de Bucaramanga adentro de la Universidad Industrial de Santander.

Para efectuar un estudio de riesgo y vulnerabilidad de la estructura se han empleado el método del Espectro de Capacidad y el método descrito en el numeral A.10 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Los Espectros de Capacidad se obtienen a partir de un análisis estático no lineal. Se considerará la forma bilineal simplificada del Espectro de Capacidad, de esta forma el edificio estará caracterizado por dos puntos: el punto de capacidad de cedencia y el punto de capacidad Última.

Para la aplicación de las metodologías propuestas para la determinación del riesgo y evaluación de la vulnerabilidad de la edificación, se deben seguir unos pasos en común que servirán para la recolección de la información, la cual se introducirá al software elegido; para este trabajo específico es ETABS® de CSI®, del cual se extractaran los resultados para determinar el estado actual de la estructura.

Para el modelamiento de la estructura se han empleado los planos estructurales y arquitectónicos del edificio, los cuales fueron entregados por la oficina de recursos físicos de la Universidad Industrial de Santander.

4.2 VISITA DE CAMPO.

La primera etapa de la investigación consiste en una inspección visual general de la edificación que nos lleva a confirmar que la información de planos y memoria este acorde con lo observado. Físicamente la estructura presenta un buen estado sin asentamientos diferenciales en la cimentación, sin presencia de grietas, lo que hace concluir que los sismos que la edificación ha soportado desde el momento de su construcción son leves y no han logrado que el sistema estructural sobrepase el rango elástico; adicionalmente se ve un suelo homogéneo y estable. No se observa externamente ni dentro de la edificación señales de agrietamiento ni fisuras de consideración.

Fotografía 1. Panorámica



Fotografía 2. Vista Posterior de la Edificación



Fotografía 3. Detalle estructura parte frontal



4.3 INFORMACIÓN BÁSICA PARA MODELAMIENTO.

4.3.1 Dimensiones Geométricas de la Edificación. La geometría general de la edificación se obtiene con base en la información suministrada en planos arquitectónicos y estructurales. (Ver Anexo AG).

4.3.2 Profundidad de Cimentación – Estudio de suelos. No se realizará estudio de suelos ya que la estructura es colindante al coliseo cubierto de la Universidad Industrial de Santander. Por este motivo se tomaron los datos de este estudio reciente.

4.3.3 Propiedades de los materiales de la estructura. Para un buen comportamiento sísmico, las estructuras deben mantener su capacidad de carga para deformaciones superiores a la de cedencia, ya que la zona de comportamiento inelástico es importante para disipar la energía introducida por el sismo. Parte de esa energía introducida por el sismo es absorbida de forma elástica, mientras que la otra es disipada gracias a la ductilidad.

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

El análisis del comportamiento de los elementos estructurales, vigas y columnas, requiere conocer las relaciones momento-curvatura. Estas a su vez, requieren la relación tensión - deformación de los materiales.

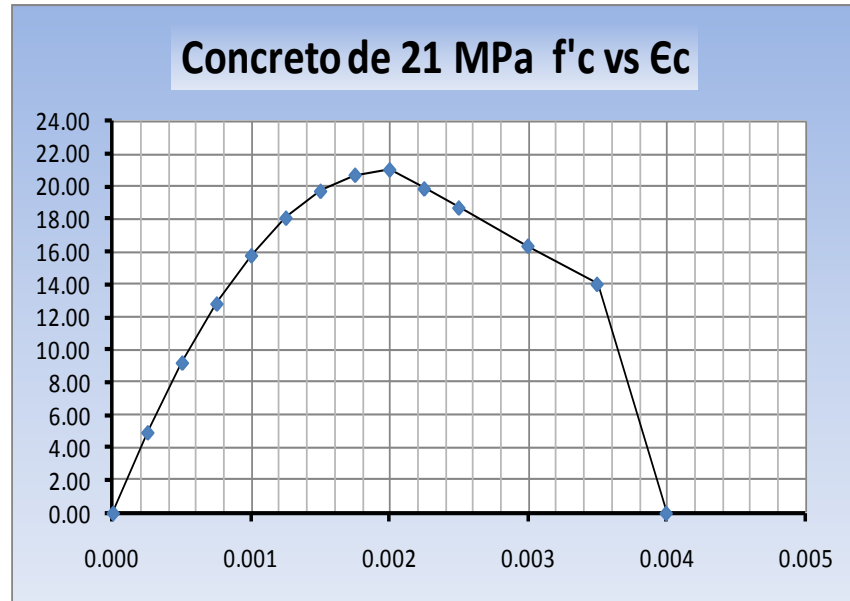
Así pues, entre otras cosas, la respuesta no lineal de una estructura depende de los materiales y del comportamiento de sus principales elementos estructurales. Las características del material tienen un papel importante en la respuesta sísmica de una estructura; estos influyen en las fuerzas de inercia, los periodos de vibración y en la rigidez lateral de la estructura.

4.3.3.1 Propiedades del Concreto. Las curvas tensión - deformación del hormigón no confinado ponen de manifiesto su comportamiento frágil. Para un hormigón de alta resistencia, la deformación máxima a compresión es aproximadamente 0.002, mientras que para hormigones de baja resistencia las deformaciones están aproximadamente entre 0.003 y 0.004; para estas deformaciones ocurre un fallo por aplastamiento.

El comportamiento frágil del hormigón se puede reducir o eliminar mediante confinamiento. Se ha comprobado que este confinamiento proporciona ductilidad mediante las armaduras transversales. El efecto del confinamiento es incrementar la resistencia a compresión y la deformación última del hormigón. A niveles de carga próxima a su resistencia característica, el hormigón tiende a expandirse transversalmente por agrietamiento. La armadura transversal tiende a impedir esta deformación por el efecto Poisson, sometiéndolo a un estado triaxial de tensiones. En la Figura 6 se muestra el modelo tensión - deformación del hormigón no confinado en compresión.

La determinación de la resistencia a compresión en los elementos de concreto se tomó de los planos estructurales.

Figura 6. Concreto no confinado de 21 MPa



CONCRETO DE 21 Mpa		
Puntos	εc (mm/mm)	f'c (Mpa)
1	0.00000	0.00000
2	0.00025	4.92188
3	0.00050	9.18750
4	0.00075	12.79688
5	0.00100	15.75000
6	0.00125	18.04688
7	0.00150	19.68750
8	0.00175	20.67188
9	0.00200	21.00000
10	0.00225	19.83333
11	0.00250	18.66667
12	0.00300	16.33333
13	0.00350	14.00000
14	0.00400	0.00000

$\omega = 23550 \left[\frac{N}{m^3} \right]$ peso unitario del concreto.

$f'c = 21 \text{ MPa}$ resistencia a la compresion del concreto no confinado.

$\epsilon_c = 0.002$ deformacion unitaria del concreto en $f'c$.

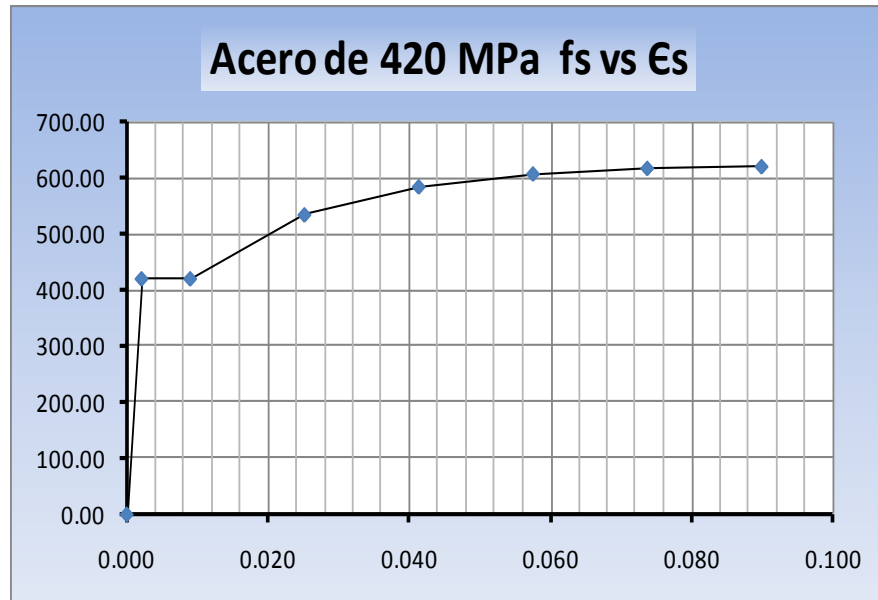
$\epsilon_{cu} = 0.004$ deformacion unitaria ultima en capacidad ultima del concreto.

$E = 4700 * \sqrt{f'c} = 4700 * \sqrt{21} = 21538.1 \text{ (C.8.5.1)}.$

4.3.3.2 Propiedades, cantidad y diámetro del Acero de refuerzo. El acero tiene curvas típicas de tensión - deformación, con una sección de comportamiento elástico lineal con módulo de elasticidad (E_s) aproximadamente de 200 GPa, una meseta de cedencia, una región de endurecimiento por deformación, que los

aceros estructurales presentan en mayor o menor grado, y una región donde el esfuerzo decae hasta que ocurre la fractura. A falta de datos experimentales, se puede adoptar el diagrama característico para armaduras pasivas, el cual se puede analizar con detalle en la Figura 7.

Figura 7. Acero de Refuerzo de 420 MPa



ACERO DE REFUERZO 420 Mpa		
Puntos	εs (mm/mm)	fy (Mpa)
1	0.00000	0
2	0.00210	420
3	0.00900	420
4	0.02520	534
5	0.04140	584
6	0.05760	607
7	0.07380	617
8	0.09000	620

$$\omega = 78600 \left[\frac{\text{N}}{\text{m}^3} \right] \text{ peso unitario del acero}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa} \text{ esfuerzo de fluencia del acero}$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.009 \text{ deformacion inicial en el acero al comienzo de la plastificación}$$

$$\varepsilon_{su} = 0.09 \text{ deformacion ultima en el acero}$$

$$f_{su} = 620 \text{ Mpa} \text{ Capacidad ultima de esfuerzo del acero}$$

$$E = 200.000 \text{ (C.8.5.2)(NSR - 10)[1]}$$

4.3.4 Planos estructurales y arquitectónicos En el Anexo AG, se relacionan los planos arquitectónicos y estructurales recibidos por la oficina de recursos físicos de la Universidad Industrial de Santander. Con base en esta información se realizó el modelamiento de la estructura para la evaluación de vulnerabilidad de la misma.

4.4 ANÁLISIS MODAL Y ESPECTRAL.

4.4.1 Geometría General del Modelo.

Figura 8. Modelo Tridimensional 1

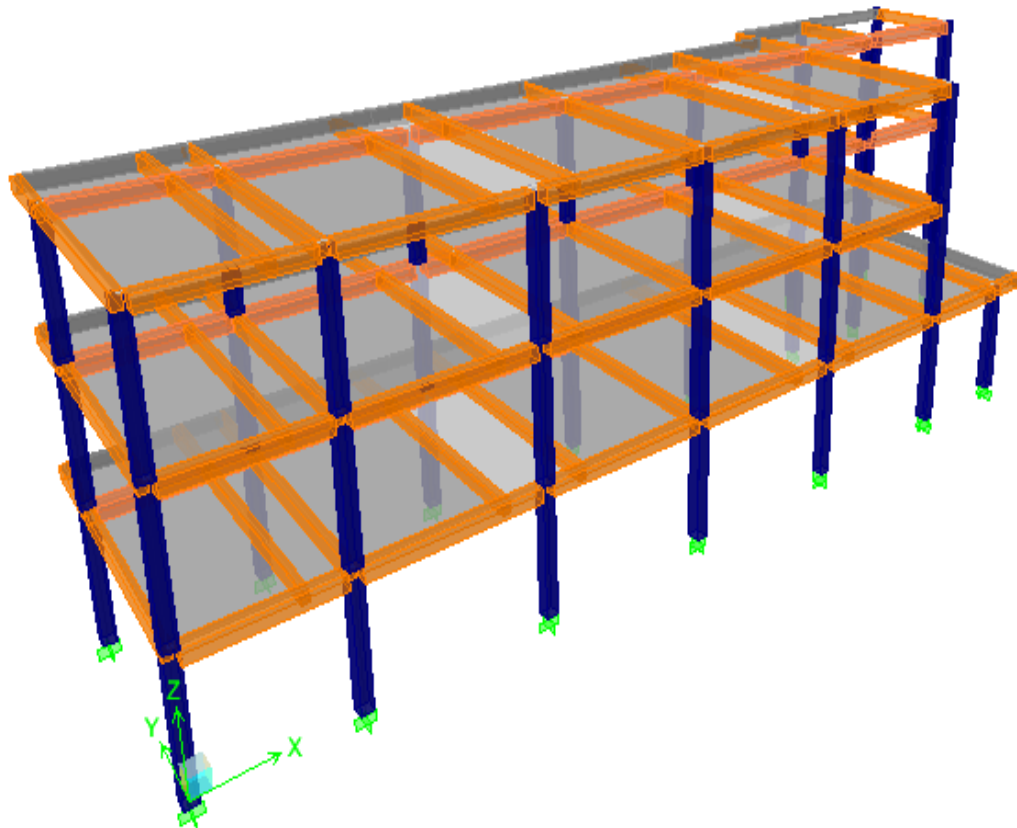


Figura 9. Modelo Tridimensional 2

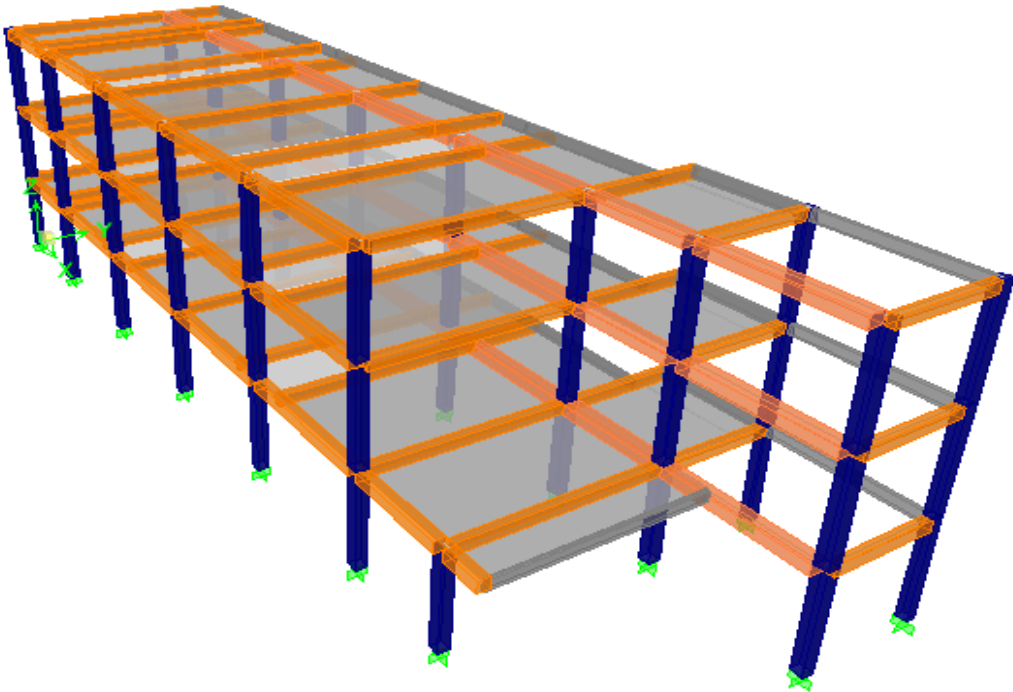


Figura 10. Planta Nivel N+8.4 - N+5.6

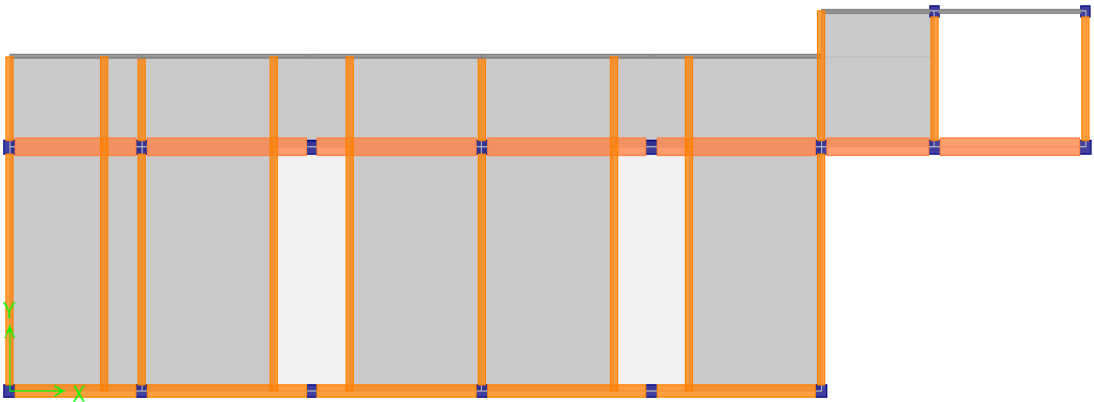


Figura 11. Planta Nivel N+2.8

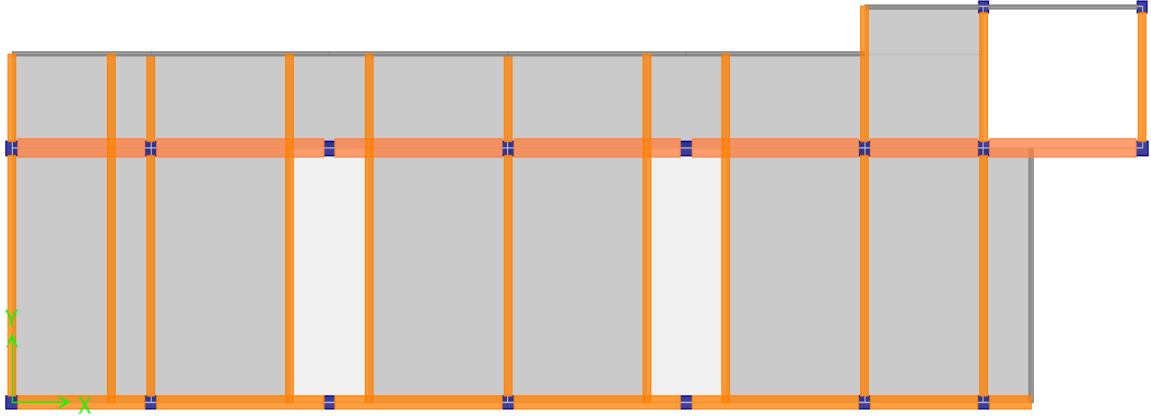


Figura 12. Alzada Eje 1

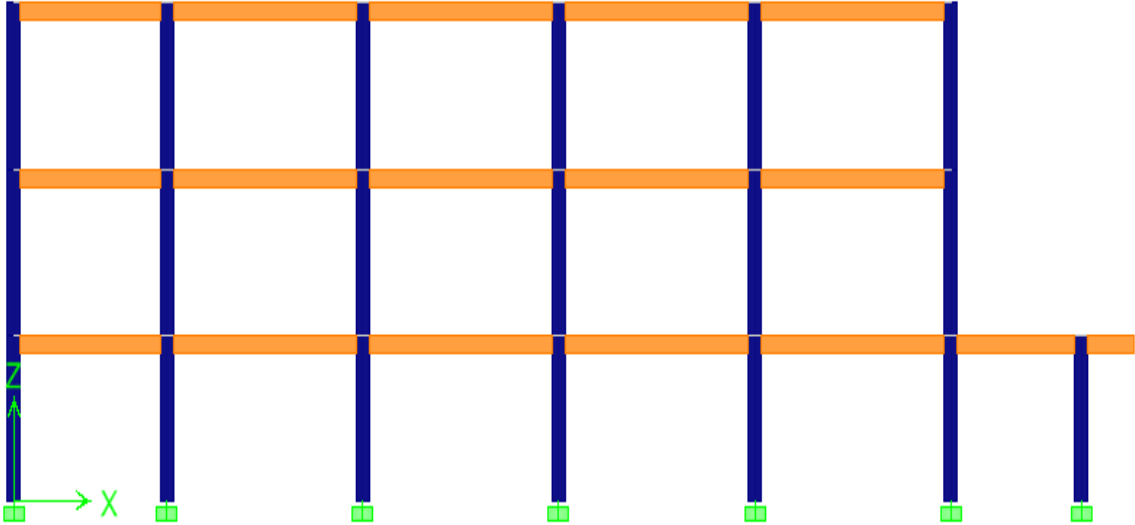


Figura 13. Alzada Eje 2

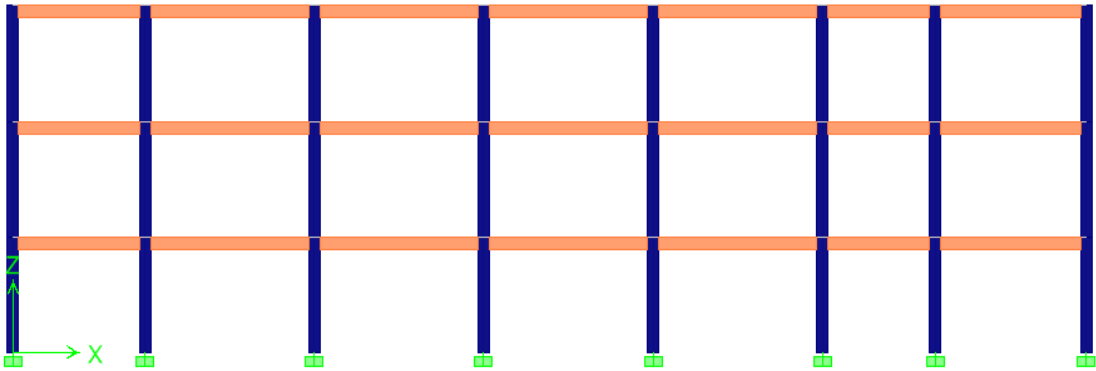


Figura 14. Alzada Eje 4

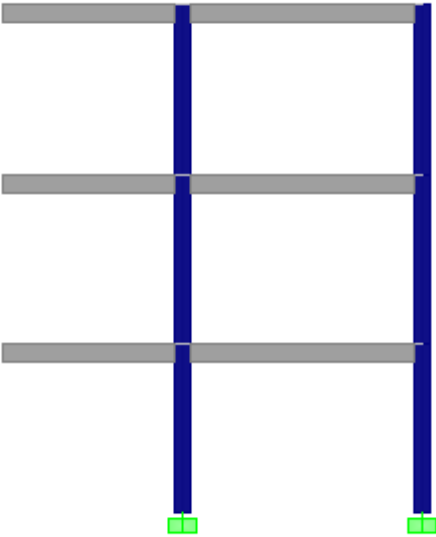


Figura 15. Alzada Eje A.

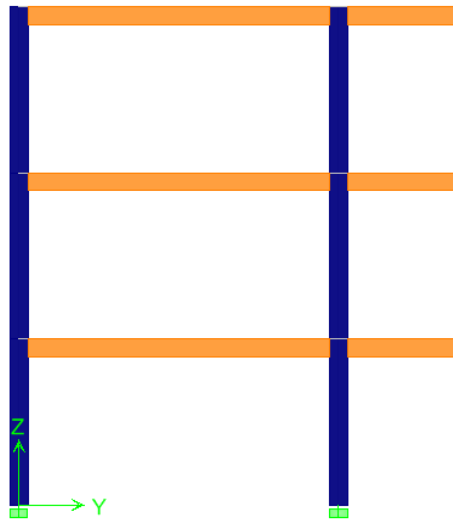
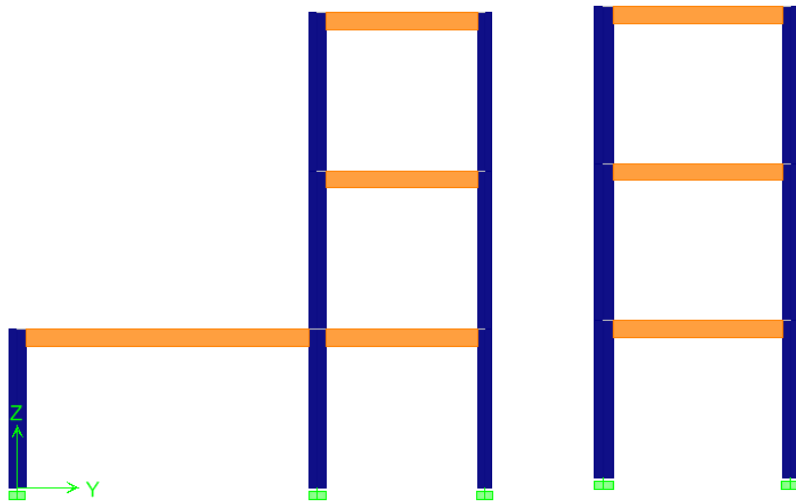


Figura 16. Alzada Ejes G - H



En las figuras de la 8 a la 16 se observa diferentes cortes y plantas donde cada elemento está representado por un color de la siguiente forma:

- Las sección transversal de las vigas de entresuelo en el borde, que están de color GRIS son de 0.10 x 0.30 m.,

- Las sección transversal de las vigas de entrepiso de enlace en la dirección Y, que están de color NARANJA son de 0.20 x 0.30 m.,
- Las sección transversal de las vigas entrepiso de enlace en la dirección X, que están de color NARANJA son de 0.30 x 0.30 m.,
- Las sección transversal de las vigas entrepiso de enlace en la dirección X, que están de color MAGENTA son de 0.40 x 0.30 m

4.4.2 Placa Entrepiso. Las placas de entrepiso son elementos que tienen como función transmitir las cargas sísmicas entre los pórticos de resistencia sísmica y las cargas verticales a las vigas principales, se toma la placa con un espesor (h) tal que simule al consumo de concreto de la placa real, se asignará un diafragma rígido que garantiza los desplazamiento similares entre los nodos de cada nivel y, adicionalmente se le indica una dirección de carga de acuerdo a la posición de las viguetas. El presente análisis se realiza con el programa ETABS[®] de CSI[®].

4.4.3 Restricciones en la Base. La cimentación o fundación de la edificación consiste en un sistema conectado de zapata y vigas de amarre o enlace, se espera que la unión entre la columna y la cimentación este en capacidad de asumir las rotaciones y translaciones, es decir que es un apoyo empotrado.

4.4.4 Materiales. El tipo de material empleado (Concretos, Aceros, Estructura Metálica, Entre otros), se extraen de los planos estructurales entregados por la oficina de recursos físicos de la Universidad Industrial de Santander. En las Figuras 6 y 7, se pueden observar las gráficas para concreto sin confinar de 21 MPa, junto con la gráfica del acero de refuerzo de 420 MPa, las cuales están basadas en la información que el programa ETABS[®] de CSI[®] trae predeterminado.

4.4.5 Evaluación de Cargas y Masas.

4.4.5.1 Carga Muerta y Viva Entrepiso Existente De acuerdo al análisis realizado directamente en campo, y determinando de la forma más real posible las cargas actuantes en la estructura, se calculó que las cargas actuantes en la estructura son:

- Carga muerta entrepiso 1-2: 390 Kg/cm^2
- Carga muerta entrepiso 3 : 160 Kg/cm^2
- Carga viva entrepisos 1-2-3: 200 Kg/cm^2

Las cargas muertas acá calculadas incluyen acabados, aligeramientos, mampostería y cargas adicionales; los pesos propios de los elementos de concreto los toma directamente el software y no están incluidos en estos valores.

4.4.6 Modos de Vibración. Los modos de vibración se calculan con un análisis modal que tiene como fundamento la oscilación de la masa de cada entrepiso; el análisis se realiza con el programa ETABS[®] de CSI[®] que realiza el cálculo de masas con base en el peso específico de los elementos, las cargas muertas asignadas, las masas concentradas, centros de masa, centros de rigidez, evaluación y distribución de cargas sísmicas de forma automática.

En las figuras 17 y 18 se muestran las deformadas para los modos de vibración en (X y Y). Sus respectivas participaciones de masa se definen en la Tabla 4 que corresponden a los resultado arrojados por el programa ETABS[®] de CSI[®].

Figura 17. Modo de Vibración 1. Sentido Y.

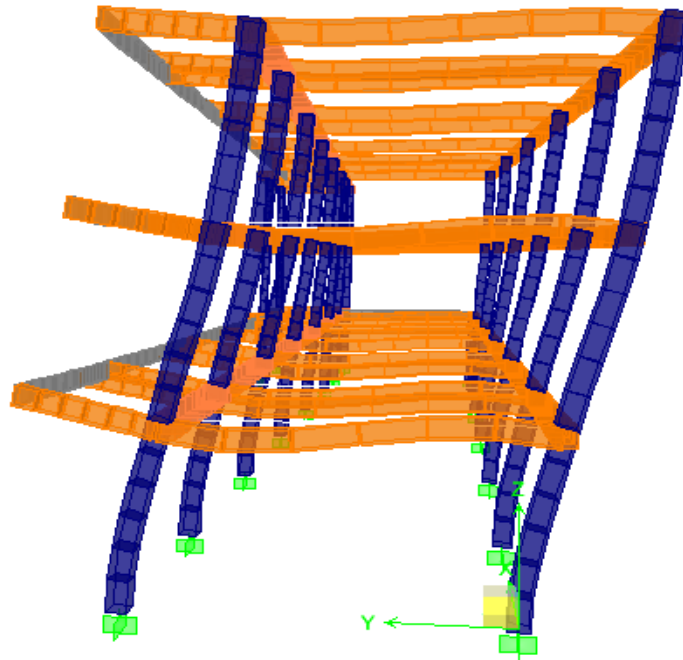
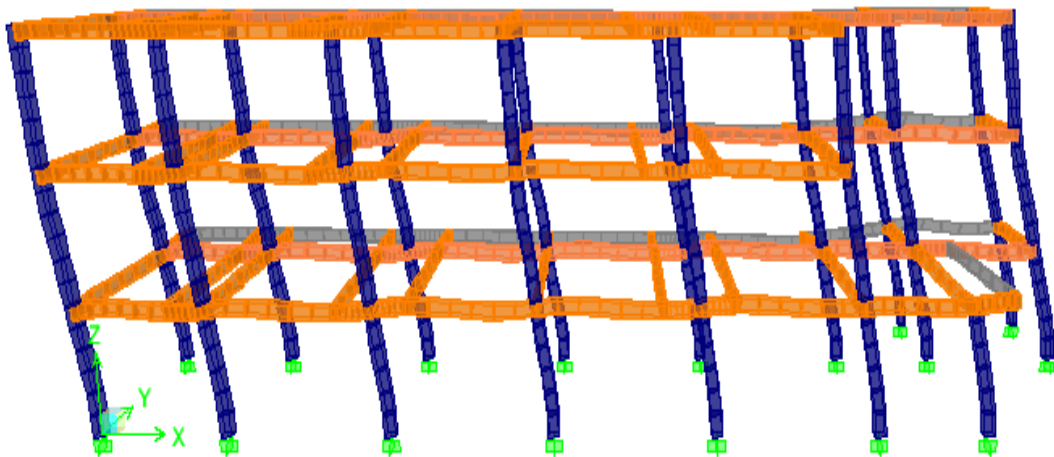


Figura 18. Modo de Vibración 2. Sentido X.



Las Figuras 17 y 18 muestran los modos de vibración $T1 = 0.65$ s y $T2 = 0.51$ s respectivamente; estos corresponden a las traslaciones en las direcciones Y y X.

El modo fundamental actúa en la dirección Y y toma una participación de la masa del 75.69 %, al igual el modo 2 actúa en la dirección X tomando una participación de masa del 79.75%. Las participaciones de los demás modos se observaran en la Tabla 4.

Tabla 4. Porcentajes de Participación de Masa para cada Modo de Vibración

PORCENTAJE DE PARTICIPACION DE LA MASA					
Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,650376	0,2965	75,6947	0,2965	75,6947
2	0,517377	79,7551	2,8869	80,0516	78,5816
3	0,466505	11,4474	9,6758	91,499	88,2574
4	0,196933	0,0047	9,3244	91,5037	97,5818
5	0,170468	6,2313	0,255	97,735	97,8368
6	0,159179	1,4304	0,6804	99,1653	98,5173
7	0,106638	0,0054	1,3986	99,1707	99,9159
8	0,099433	0,8048	0,0268	99,9755	99,9427
9	0,085626	0,0245	0,0573	100	100

Según el FEMA 356 3.3.3, si un modo participa con más del 75% de la masa se puede utilizar una carga lateral de distribución vertical que se aplica a un Análisis no Lineal “pushover”. Los valores obtenidos en el anterior modelo cumplen el requisito en mención, por tal razón se realizara el análisis tan solo con los dos primeros modos.

4.4.7 Derivas Máximas por Piso. De acuerdo al modelamiento realizado, las derivas máximas por piso arrojadas por el programa se muestran en la tabla a continuación:

Tabla 5. Derivas Máximas por Piso [3]

Story	Item	Load	Y	Z	DriftX	DriftY
N+8.4	Max Drift X	DERX	8.4	8.4	0.48%	
N+8.4	Max Drift Y	DERX	8.4	8.4		0.32%
N+8.4	Max Drift X	DERY	8.4	8.4	0.22%	
N+8.4	Max Drift Y	DERY	7.4	8.4		1.30%
N+5.6	Max Drift X	DERX	8.4	5.6	0.92%	
N+5.6	Max Drift Y	DERX	8.4	5.6		0.53%
N+5.6	Max Drift X	DERY	8.4	5.6	0.38%	
N+5.6	Max Drift Y	DERY	7.4	5.6		2.14%
N+2.8	Max Drift X	DERX	8.4	2.8	0.81%	
N+2.8	Max Drift Y	DERX	8.4	2.8		0.40%
N+2.8	Max Drift X	DERY	8.4	2.8	0.30%	
N+2.8	Max Drift Y	DERY	5.4	2.8		1.60%

Figura 19. Desplaza ESP X [3]

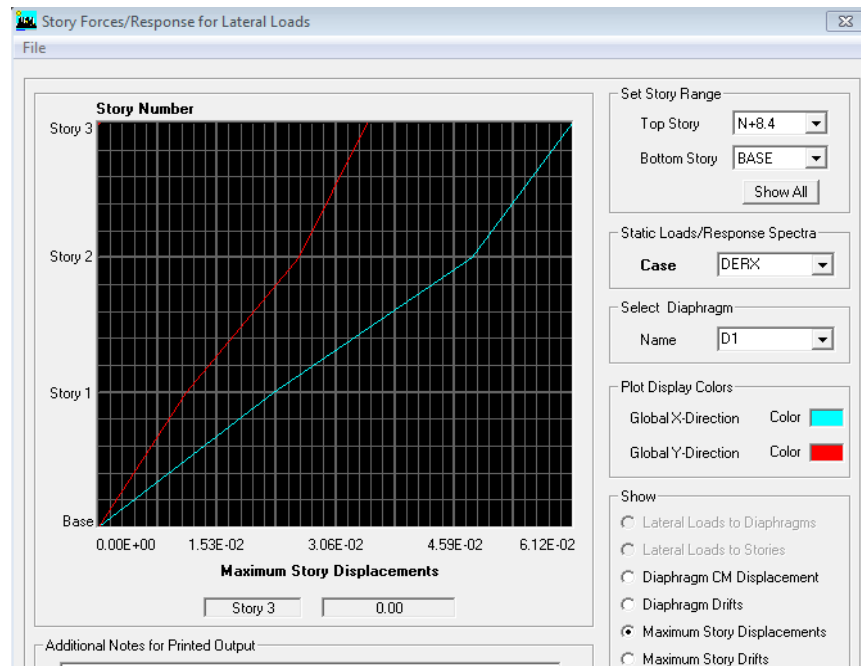


Figura 20. Deriva ESP X [3]

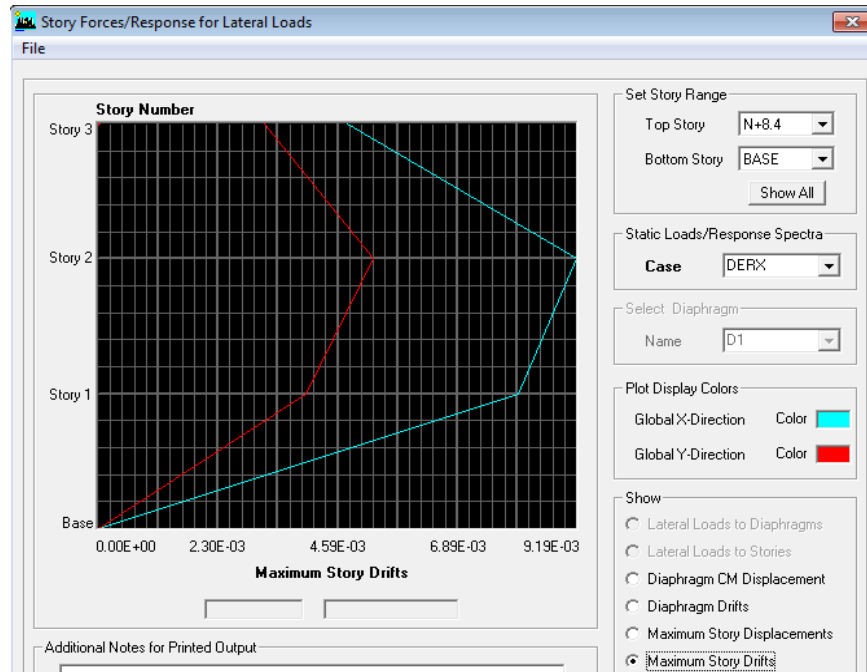


Figura 21. Desplaza ESP Y [3]

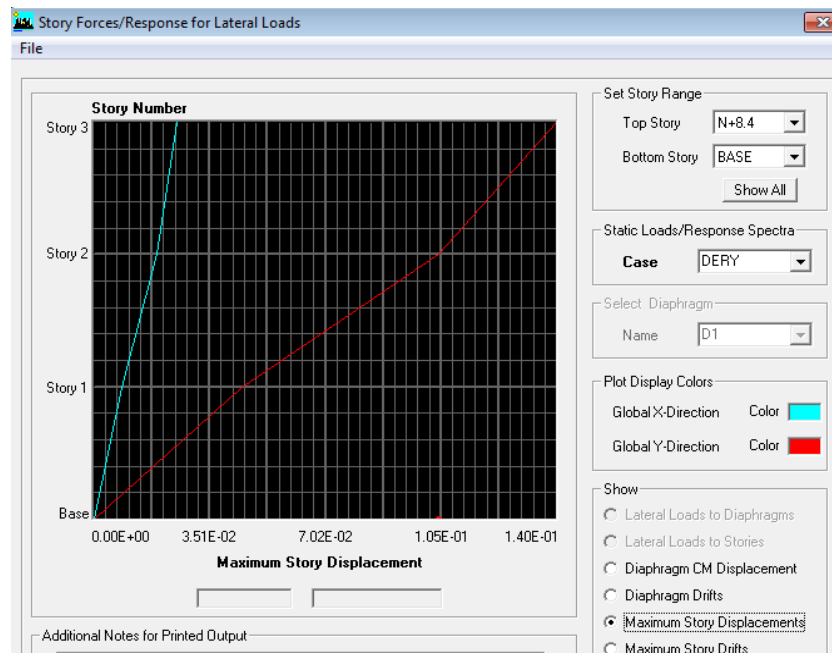
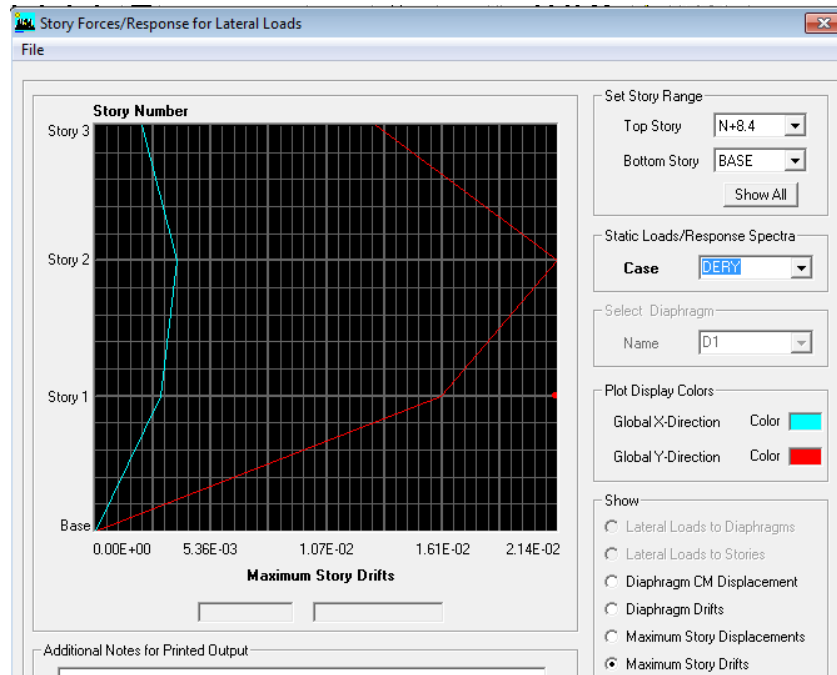


Figura 22. Deriva ESP Y [3]



Las derivas, de acuerdo al sistema estructural de la edificación son bastante deficientes, principalmente en el sentido Y. Esto se ve reflejado en la falta de rigidez de la estructura y la ausencia de redundancia.

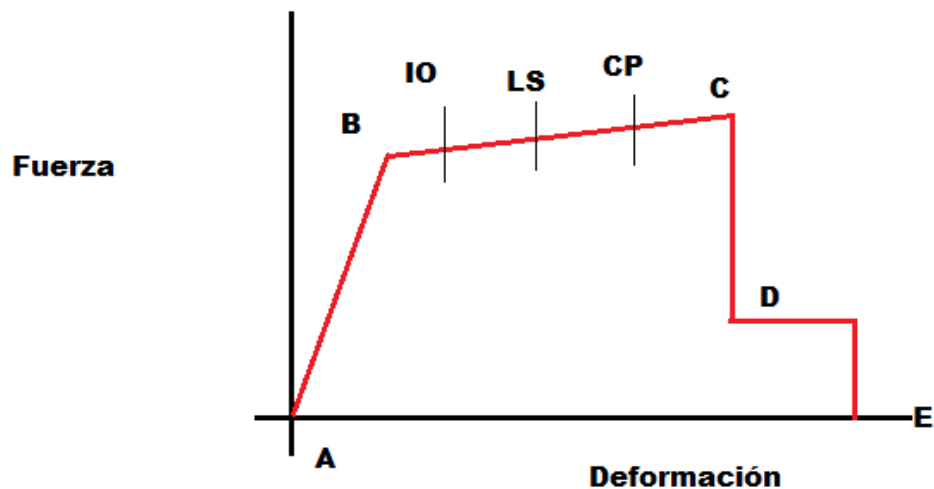
Las derivas máximas en la dirección Y llegan a ser, tal y como se puede apreciar en la Tabla 5, del 2.14%. Lo anterior indica que la estructura necesita rigidizarse en este sentido. En el sentido X, de acuerdo a lo exigido por NSR-10, la estructura está cumpliendo.

4.5 PROCEDIMIENTO PARA ANÁLISIS PUSHOVER

A continuación se realiza la aplicación del Método de Espectro de Capacidad para el Edificio de Residencias Universitarias de la Universidad Industrial de Santander.

Los documentos ATC-40 y FEMA-273 han desarrollado procedimientos de modelos, criterios de aceptación y procedimientos de análisis para el análisis Pushover. Estos documentos definen criterios de fuerza-deformación para las rótulas utilizado en el análisis. Como se muestra en la Figura 23, cinco puntos denominados A, B, C, D y E se utilizan para definir el comportamiento de la fuerza-deformación de la rótula; tres puntos marcados IO, LS y CP se utilizan para definir los criterios de aceptación de la rótula. (IO, LS y CP son las siglas de Immediate Occupancy (Ocupación inmediata), Life Safety (Vida Segura), y Collapse Prevention (Prevención de colapso). Los valores asignados a cada uno de estos puntos varían dependiendo del tipo de miembro, así como muchos otros parámetros definidos en el ATC-40 y FEMA-273.

Figura 23. Curva Fuerza-Deformación para las rótulas plásticas.



ETABS[®] de CSI[®] es el programa de análisis empleado para la implementación del método; es una muy útil herramienta para realización del análisis pushover, ya que tiene totalmente integrado el Análisis Estático no Lineal, lo que permite de una forma rápida y fácil la implementación de los procedimientos prescritos en el ATC-

40 para edificios de dos y tres dimensiones; para este caso el método empleado es el definido en el documento ATC-40.

Los pasos siguientes se incluyen en el análisis Pushover. Los pasos 1 al 4 incluyen la creación del modelo en el sistema, en el paso 5 se corre el análisis, y los pasos 6 a 10 son para revisar los resultados del análisis Pushover.

4.5.1 Creación del modelo digital. Crear el modelo básico en el ordenador de la manera usual como se muestra en Figura 8. La interfaz gráfica de ETABS® de CSI® hace este paso de una forma menos complicada y con relativa celeridad.

Para realizar un análisis más real de la edificación, cada elemento debe modelarse con las características reales de la sección como son la geometría, el refuerzo, tipo de material, etc. Por ello debe tomarse de la información entregada en los planos, las propiedades por cada sección o elemento y de esta misma forma introducirse al sistema para hacer el modelo lo más cercano a la realidad.

A continuación se muestran las plantas de la edificación con la nomenclatura empleada para cada sección. Tal y como se muestran en los planos entregados por la Universidad, es como se introdujo al software.

Figura 24. Elementos Tipo Viga – Planta Nivel N+8.4

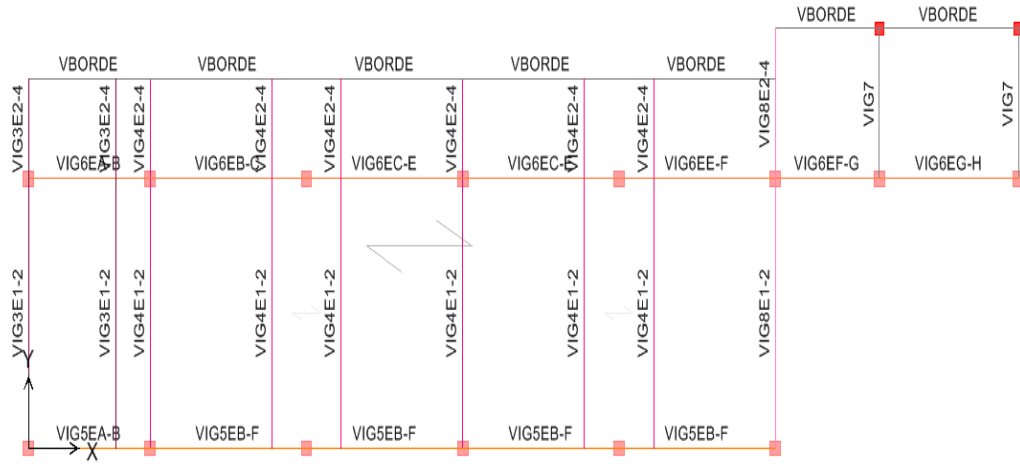


Figura 25. Elementos Tipo Viga – Planta Nivel N+5.6

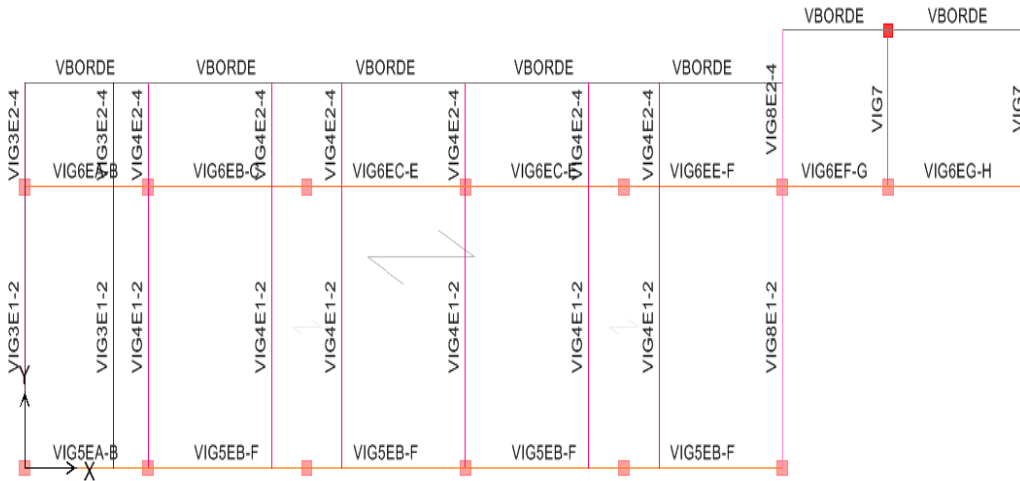
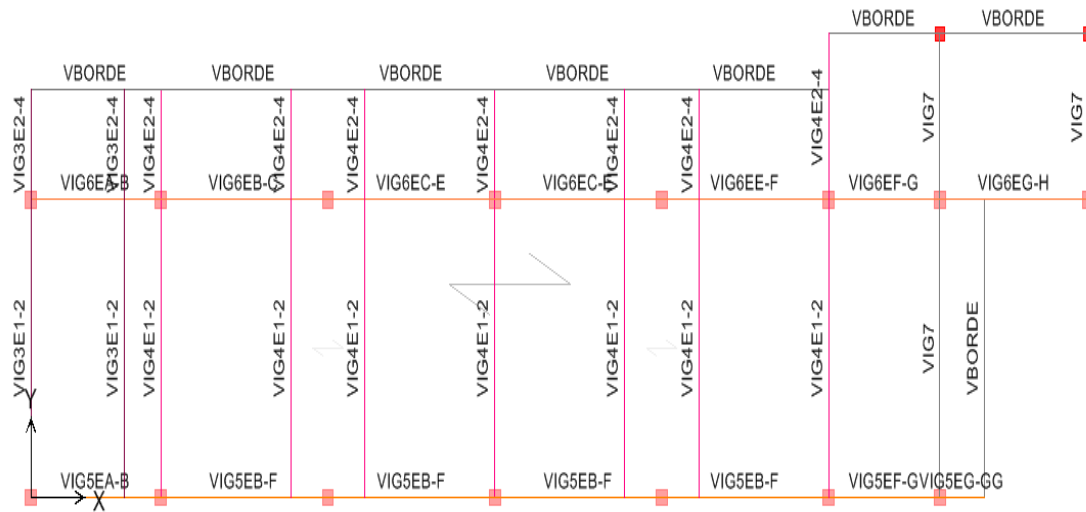


Figura 26. Elementos Tipo Viga – Planta Nivel N+2.8



A continuación se muestra la tabla con los elementos seleccionados, en los cuales se discretizó la estructura.

Tabla 6. Datos de propiedades de las vigas

DATOS DE ELEMENTOS FRAME PARA LA ESTRUCTURA							
VIG3ENTRE 1-2	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG3ENTRE 2-4	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	3.81	5.08	20		5.08	5.08	20
	As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	2.84	2.84	30		2.84	2.84	30
VIG4ENTRE 1-2	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG4ENTRE 2-4	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	1.42	3.81	20		3.81	3.81	20
	As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	3.81	3.81	30		3.81	3.81	30
VIG5ENTRE A-B	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG5ENTRE B-C	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	6	8	30		8	8	30
	As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	5.08	5.08	30		5.08	5.08	30
VIG5ENTRE C-D	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG5ENTRE D-E	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	8	8	30		8	8	30
	As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	5.08	5.08	30		5.08	5.08	30
VIG5ENTRE E-F	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG5ENTRE F-G	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	8	8	30		8	8	30
	As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	5.08	5.08	30		3.81	3.81	30
VIG5ENTRE G-GG	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG6ENTRE A-B	As sup. Izq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	6	6	30		11.36	17.04	40
	As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. Izq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	3.81	3.81	30		8	8	30

DATOS DE ELEMENTOS FRAME PARA LA ESTRUCTURA							
VIG6ENTRE B-C	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG6ENTRE C-D	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	17.04	14.2	40		14.2	14.2	40
	As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	8	8	30		8	8	30
VIG6ENTRE D-E	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG6ENTRE E-F	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	14.2	14.2	40		14.2	17.04	40
	As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	8	8	30		8	8	30
VIG6ENTRE F-G	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG6ENTRE G-H	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	17.04	11.36	40		11.36	11.36	40
	As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	5.08	5.08	30		5.08	5.08	30
VIG7ENTRE 1-2	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG7ENTRE 2-4	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	2.54	2.54	20		2.54	2.54	20
	As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	3.81	3.81	30		3.81	3.81	30
VIG8ENTRE 1-2	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	VIG8ENTRE 2-4	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	2.54	11.36	20		11.36	11.36	20
	As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	3.81	3.81	30		3.81	3.81	30
COLUMNA 25X25	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)	COLUMNA 30X30	As sup. lzq. (cm2)	As sup. Der. (cm2)	b (cm)
	4	4	25		6	6	30
	As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)		As inf. lzq. (cm2)	As Inf. Der. (cm2)	h (cm)
	4	4	25		6	6	30

Las columnas son elementos donde generalmente predomina la compresión y momentos, por tal razón la rotulación se da en (PMM).

En las figuras 27 al 35, se puede observar la localización y nomenclatura de los elementos tipo columna que conforman el esqueleto estructural, adicionalmente en la Tabla 6 se muestran las propiedades de la sección.

Figura 27. Elementos Tipo Columna – Eje 1

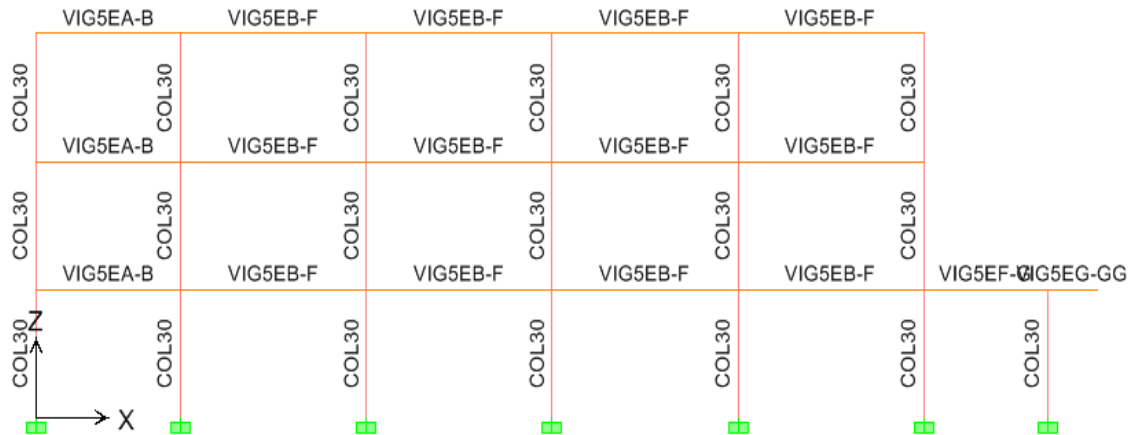


Figura 28. Elementos Tipo Columna – Eje 2

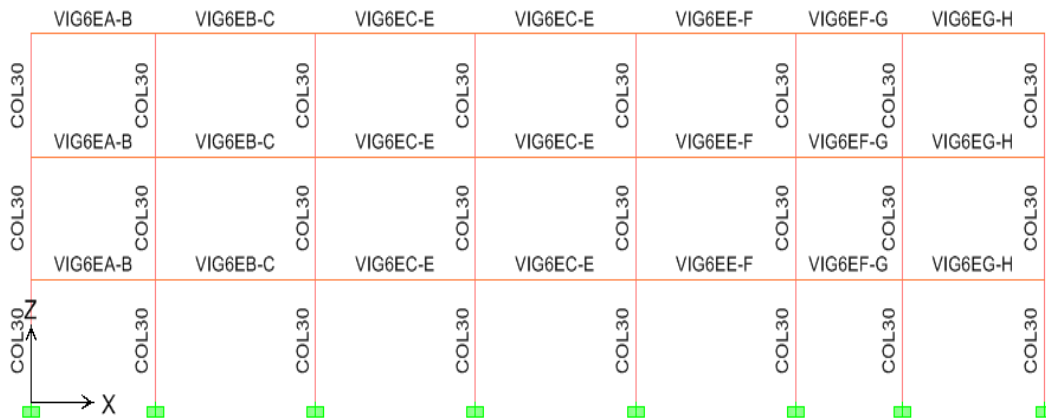


Figura 29. Elementos Tipo Columna – Eje C

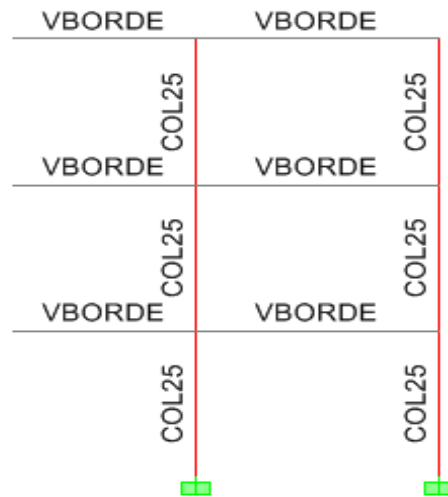


Figura 30. Elementos Tipo Columna – Eje A

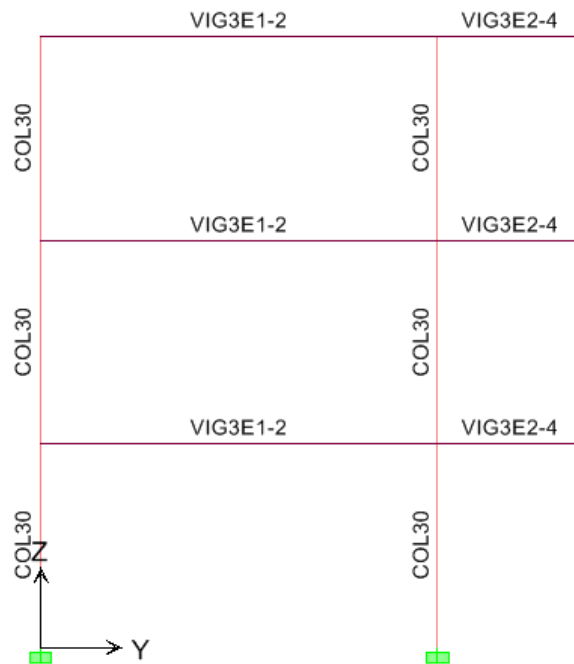


Figura 31. Elementos Tipo Columna – Eje B



Figura 32. Elementos Tipo Columna – Eje D

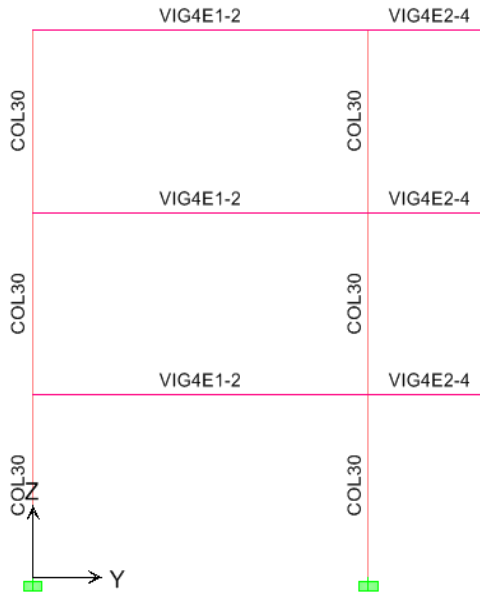


Figura 33. Elementos Tipo Columna – Eje F

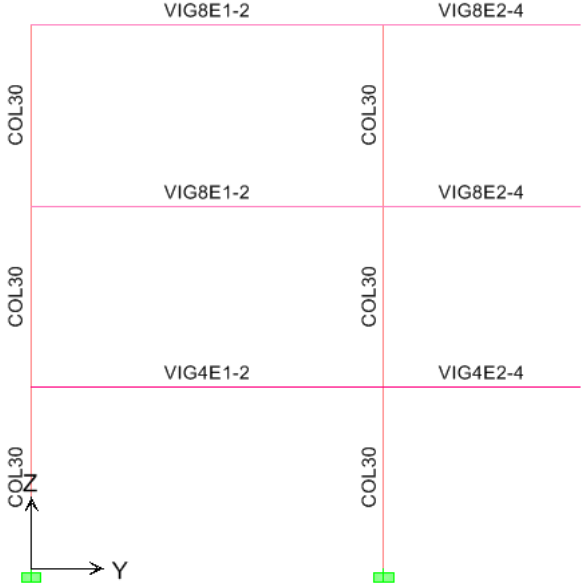


Figura 34. Elementos Tipo Columna – Eje G

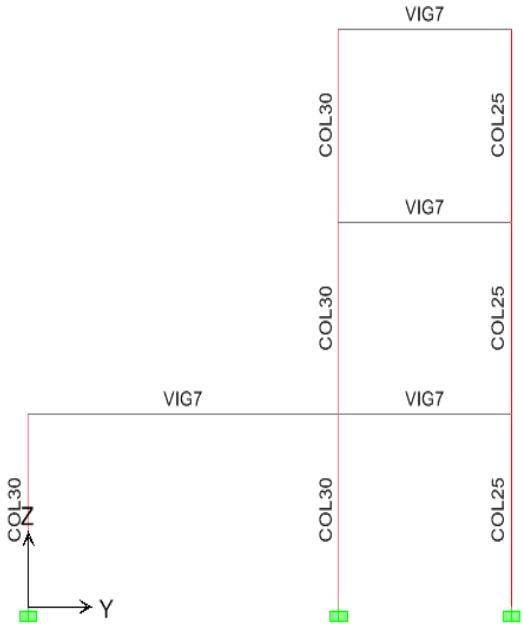


Figura 35. Elementos Tipo Columna – Eje H



4.5.2 Generación del espectro de demanda. Teniendo en cuenta los parámetros establecidos en el capítulo A.2 del reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, se genera el espectro de demanda para la edificación localizada en la Universidad Industrial de Santander de la Ciudad de Bucaramanga, Departamento de Santander.

Los datos a tener en cuenta son:

4.5.2.1 Nivel de Amenaza Sísmica y Coeficientes A_a y A_v . Este paso consiste en localizar el lugar donde se construirá la edificación dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en el Capítulo A.2 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 y en determinar el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con los valores de los parámetros A_a y A_v obtenidos en los mapas de zonificación sísmica del Capítulo A.2. El nivel de amenaza sísmica se clasificará como alta, intermedia o baja. En el Apéndice A-4 de la NSR-10 se presenta una enumeración de los municipios colombianos, con

su definición de la zona de amenaza sísmica, y los valores de los parámetros A_a y A_v , entre otros.

Tenemos los valores de $A_a = 0.25$ y $A_v = 0.25$ para la zona donde se localiza la edificación; igualmente se puede determinar que la Amenaza sísmica de la zona es ALTA.

4.5.2.2 Movimientos sísmicos de diseño. Deben definirse unos movimientos sísmicos de diseño en el lugar de la edificación, de acuerdo con los requisitos del Capítulo A.2 del Reglamento y, en el caso de Edificaciones cubiertas por A.1.2.3.3, con los requisitos del Capítulo A.12 del Reglamento, tomando en cuenta:

- La amenaza sísmica para el lugar, expresada a través de los parámetros A_a y A_v , o A_d según sea el caso, los cuales representan la aceleración horizontal pico efectiva y la velocidad horizontal pico efectiva expresada en términos de aceleración del sismo de diseño,
- Las características de la estratificación del suelo subyacente en el lugar a través de unos coeficientes de sitio F_a y F_v , y,
- La importancia de la edificación para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de un sismo a través de un coeficiente de importancia I .

Las características de los movimientos sísmicos de diseño se expresan por medio de un espectro elástico de diseño.

4.5.2.2.1 Coeficientes de sitio F_a y F_v . Para determinar los coeficientes de sitio, debemos inicialmente establecer el tipo de perfil de suelo del lugar de la

edificación el cual corresponde a un suelo tipo C de acuerdo al estudio de suelos entregado por la oficina de recursos físicos de la Universidad Industrial de Santander; esto se realiza con base en el numeral A.2.4.4 de la NSR-10. Ver Tabla 7.

Tabla 7. Clasificación de los perfiles de suelo (Fuente: NSR-10)

**Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo**

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $\bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{q}_u \geq 100$ kPa (=1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (=1 kgf/cm ²) > $\bar{q}_u \geq 50$ kPa (=0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > \bar{V}_s
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w \geq 40% 50 kPa (=0.50 kgf/cm ²) > \bar{q}_u
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Los valores de F_a y F_v , se hallan de las tablas y/o graficas A.2.4-1 y A.2.4-2 de la NSR-10, respectivamente:

Para $A_a = 0.25$, tenemos $F_a = 1.15$

Para $A_v = 0.25$, tenemos $F_a = 1.55$

4.5.2.2.2 Coeficiente de Importancia. Se define con base en lo determinado en el numeral A.2.5 de la NSR-10.

Del numeral A.2.5.1.4 de la Norma, inferimos que la edificación a construir pertenece al grupo de importancia tipo: Grupo I. Se halla el coeficiente de importancia que modifica el espectro, y con ello las fuerzas de diseño, de acuerdo con el grupo de uso a que esté asignada la edificación para tomar en cuenta que para edificaciones de los grupos II, III y IV, se considera valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento (10%) en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1 de la Norma Colombiana de Construcción Sismo Resistente. Los valores de I se dan en la tabla A.2.5-1 de la NSR-10. El coeficiente de importancia es: $I = 1.0$.

4.5.3 Espectro de Demanda. Con los valores anteriormente hallados, se procede a generar el Espectro de Demanda para la zona en estudio. Este espectro está definido por el numeral A.2.6 de la NSR-10.

A.2.6.1 — Espectro de aceleraciones — La forma del espectro elástico de aceleraciones (S_a), expresada como fracción de la gravedad, para un coeficiente de cinco por ciento (5%) del amortiguamiento crítico, que se debe utilizar en el diseño, se da en la figura A.2.6-1 de la NSR-10. (Ver Figura No. 36).

4.5.4 Reducción del Espectro de Respuesta. Un espectro de respuesta elástico, para cada nivel de amenaza sísmica de interés en un sitio, se basa en los coeficientes sísmicos del sitio C_a y C_v . El coeficiente sísmico (C_a), representa la aceleración pico efectiva del terreno. Un factor de aproximadamente $2.5 \cdot C_a$ representan el valor medio del pico de respuesta para un sistema de periodo corto con 5% de amortiguamiento en el dominio de la aceleración. El coeficiente sísmico (C_v), representa la respuesta de 5% de amortiguamiento para un sistema de un segundo, y cuando se divide por el periodo define la respuesta de la aceleración en el dominio de la velocidad.

Figura 36. Espectro de Demanda para Edificio Aporticado de Residencias Universitarias en la Universidad Industrial de Santander

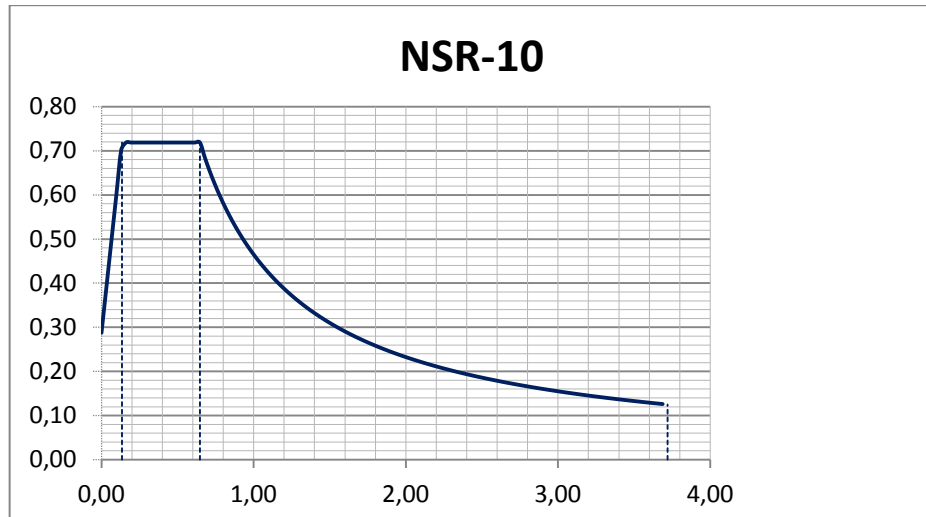
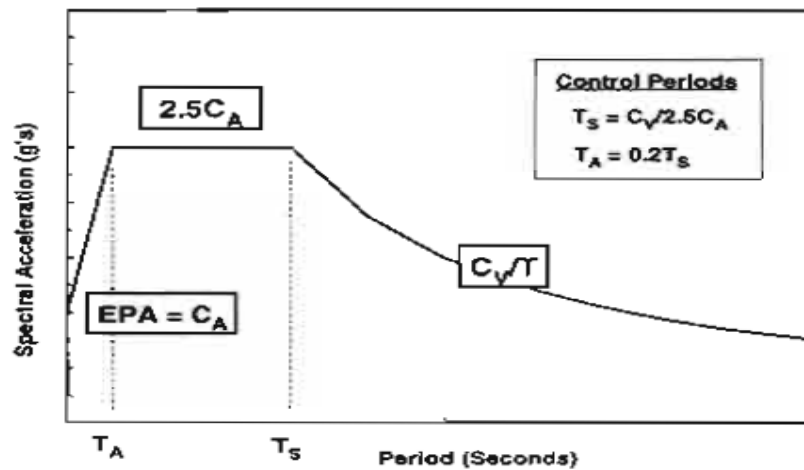


Figura 37. Modelo de ATC-40 para reducción del Espectro Elástico (Fuente: ATC-40)



Para encontrar el punto de desempeño de la estructura es necesario contar con el espectro de capacidad el cual varía dependiendo de la zona o país donde se encuentre la estructura; para ajustar dicho espectro, que trae por defecto el

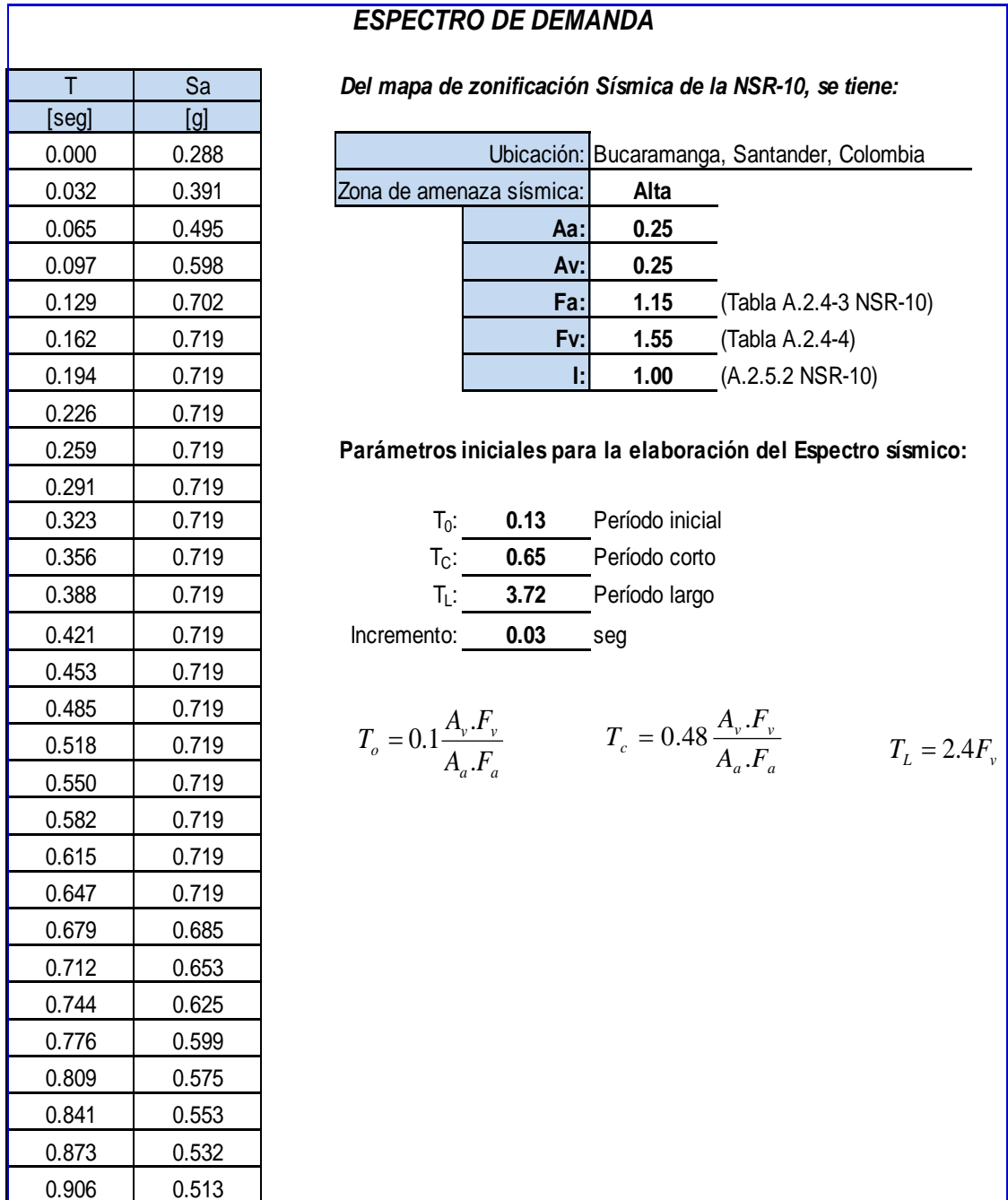
programa ETABS[®] de CSI[®], hay que modificar los valores C_a y C_v , que son datos de entrada obtenidos al comparar los espectros de la ATC-40 y NSR-10.

Para la estructura en estudio, los valores de los coeficientes C_a y C_v (los cuales deben ser introducidos en el programa), se calculan de la siguiente forma teniendo en cuenta los datos del espectro de demanda para la zona del proyecto, según la NSR-10:

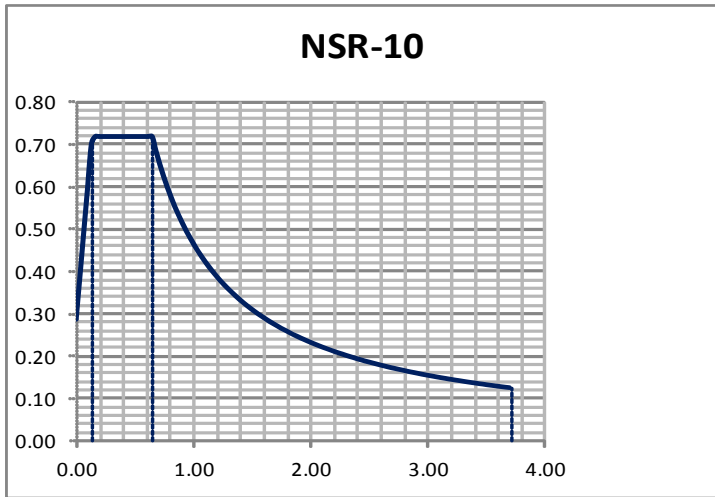
$$2.5 C_a = S_a \text{ max} : 0.716 / 2.5 = 0.286 \quad (\text{Tomado en la meseta del espectro})$$
$$C_v / T = S_a : 0.496 * 0.938 = 0.465 \quad (\text{Tomado en un punto cualquiera de la curva del espectro})$$

Estos valores se introducen en el software y se reduce el espectro de demanda del 5% de amortiguamiento.

Figura 38. Espectro de Demanda edificio de Residencias Universitarias



2.297	0.202
2.329	0.200
2.361	0.197
2.394	0.194
2.426	0.192
2.458	0.189
2.491	0.187
2.523	0.184
2.555	0.182
2.588	0.180
2.620	0.177
2.653	0.175
2.685	0.173
2.717	0.171
2.750	0.169
2.782	0.167
2.814	0.165
2.847	0.163
2.879	0.162
2.911	0.160
2.944	0.158
2.976	0.156
3.008	0.155
3.041	0.153
3.073	0.151
3.105	0.150
3.138	0.148
3.170	0.147
3.202	0.145
3.235	0.144
3.267	0.142
3.299	0.141
3.332	0.140
3.364	0.138
3.397	0.137
3.429	0.136
3.461	0.134
3.494	0.133
3.526	0.132
3.558	0.131
3.591	0.130
3.623	0.128
3.655	0.127
3.688	0.126



4.5.5 Definición de las propiedades y los criterios de aceptación de las rótulas para Pushover. El programa incluye varias funciones integradas por defecto para la rótula los cuales se basan en valores promedio del documento ATC-40 para concreto reforzado y los valores promedio del documento FEMA-273 para los miembros de acero. Se ubican las rótulas para Pushover en el modelo mediante la selección de uno o más miembros y asignándoles una o más rótulas según se haya definido.

Teniendo en cuenta que la edificación cuenta con gran cantidad de elementos diferentes, las rotulas plásticas serán asignadas automáticamente. Para las estructuras con sistemas de pórticos resistentes a momentos, las rotulas tanto para las vigas como para las columnas se forman cerca a los nodos donde se presentan las mayores solicitaciones de carga; debido a la gran flexibilidad del sistema, el tipo de rotulación predominante es producida por los momentos y carga axial. De esta forma se asignaron las rótulas plásticas.

A continuación (Ver Figura 39), se muestra una rótula plástica definida en ETABS® de CSI® para una viga de la estructura, que para el caso es de la Sección B10 - Nivel 2.8 (Piso 1).

A continuación (Ver Figuras 40 y 41) se muestra una rótula plástica y diagrama de interacción definidos en ETABS® de CSI® para una columna de la estructura, que para el caso es de la Sección C10 - Nivel 2.8 (Piso1).

Figura 39. Momento vs Curvatura Viga 10

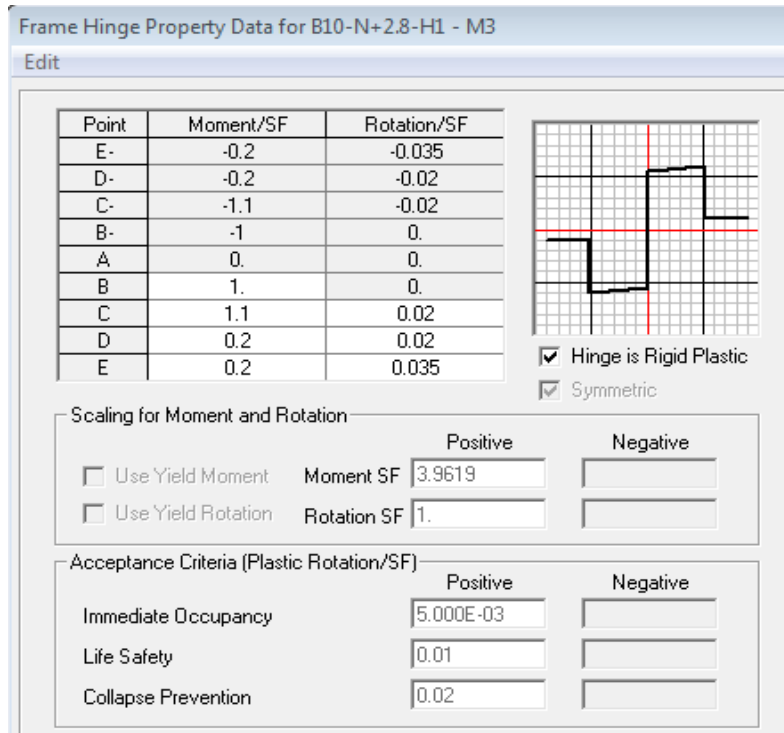


Figura 40. Diagrama de Interacción Columna C10

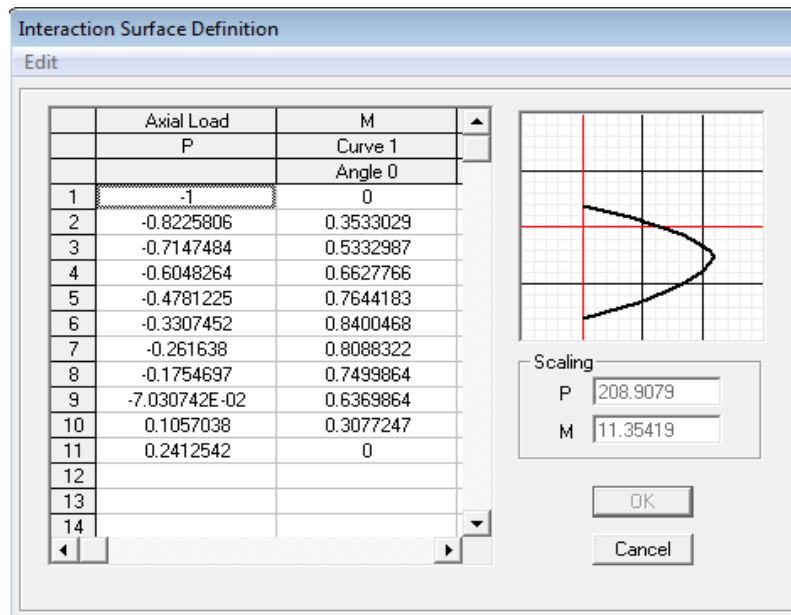
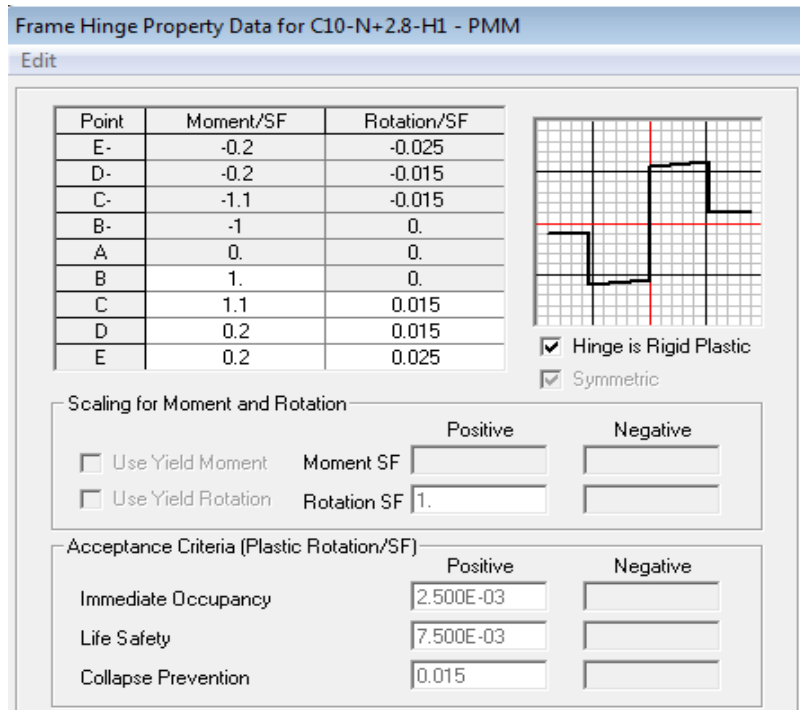


Figura 41. Momento vs Curvatura Columna C10



4.5.6 Definición de los casos de carga para análisis pushover. En ETABS® de CSI® más de un caso de carga se puede ejecutar en el mismo análisis. También un caso de carga pushover, puede comenzar a partir de las condiciones finales de otro caso de carga pushover, que era ejecutado anteriormente en el mismo análisis. Por lo general el caso de la primera carga pushover se utiliza para aplicar carga de gravedad y a continuación las cargas laterales pushover; casos que se especifican a partir de las condiciones finales de la gravedad pushover. Los casos de carga pushover pueden ser por fuerza controlada, es decir, empujando la estructura a un cierto nivel de fuerza definida, o pueden ser por desplazamiento controlado, es decir, determinando para los casos de análisis un desplazamiento especificado. Típicamente una carga de gravedad Pushover, se hace por fuerza controlada y las fuerzas laterales Pushover se hacen por desplazamiento controlado.

ETABS® de CSI® permite que la distribución de la fuerza lateral utilizada en el Pushover se base en: la aceleración uniforme en la dirección especificada, el modo especificado, o un caso de carga estática definida por el usuario. Para este caso de estudio se definió un desplazamiento específico para las fuerzas laterales a aplicar al sistema.

4.5.6.1 Análisis en la dirección Y (Modo 1). Después de ejecutado el Análisis no Lineal Estático producido por las cargas muertas, se realiza el incremento de la fuerza horizontal hasta que la estructura llegue a un desplazamiento en la cubierta de 0.15 m. El nodo 37 es el punto designado para realizar el respectivo control, la dirección de análisis es el primer modo de vibración de la estructura. La Figura 42 nos indica los parámetros de entrada para el análisis.

4.5.6.2 Análisis en la Dirección X (Modo2). Después de ejecutado el Análisis no Lineal Estático producido por las cargas muertas, se realiza el incremento de la fuerza horizontal hasta que la estructura llegue a un desplazamiento en la cubierta de 0.15 m. El nodo 37 de la cubierta es el punto designado para realizar el respectivo control y la dirección de análisis es el segundo modo de vibración de la estructura. La Figura 43 nos indica los parámetros de entrada para el análisis.

4.5.7 Definición de tipo de edificio. Cuando un edificio cede en respuesta a la demanda sísmica, este disipa energía con el amortiguamiento histerético. Aquellos edificios que tienen una curva de histéresis estable durante su cedencia cíclica, tienen capacidad de disipar más energía que aquellos con curvas de histéresis con estrechamientos en el origen (efecto *pinching*) causada por la degradación de la resistencia y rigidez.

Figura 42. Parámetros del Análisis Estático No Lineal en Y

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name: PUSHY

Options:

- Load to Level Defined by Pattern
- Push to Disp. Magnitude: 0.15
- Use Conjugate Displ. for Control
- Monitor: UY, 37, N+8.4
- Start from Previous Case: MUERTA
- Save Positive Increments Only
- Minimum Saved Steps: 10
- Maximum Null Steps: 50
- Maximum Total Steps: 200
- Maximum Iterations/Step: 20
- Iteration Tolerance: 1.000E-04
- Event Tolerance: 0.01

Member Unloading Method: Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearity Effects: P-Delta

Load Pattern:

Load	Scale Factor
MODE	-1.
MODE 1	-1.

Active Structure:

Stage	Active Group
1	ALL

Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

Figura 43. Parámetros del Análisis Estático No Lineal en X

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name: PUSHX

Options:

- Load to Level Defined by Pattern
- Push to Disp. Magnitude: 0.15
- Use Conjugate Displ. for Control
- Monitor: UX, 37, N+8.4
- Start from Previous Case: MUERTA
- Save Positive Increments Only
- Minimum Saved Steps: 10
- Maximum Null Steps: 50
- Maximum Total Steps: 200
- Maximum Iterations/Step: 20
- Iteration Tolerance: 1.000E-04
- Event Tolerance: 0.01

Member Unloading Method: Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearity Effects: P-Delta

Load Pattern:

Load	Scale Factor
MODE	-1.
MODE 2	-1.

Active Structure:

Stage	Active Group
1	ALL

Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

El ATC-40 (1996) ofrece tres categorías para definir el comportamiento de las estructuras de edificación, estas son:

- Tipo A: Edificios con, razonablemente, una curva de histéresis completa.
- Tipo B: Edificios con reducción moderada del área de la curva de histéresis.
- Tipo C: Edificios que presentan un comportamiento histerético pobre con una reducción substancial del lazo de histéresis.

Para el edificio objeto del estudio se toma un punto intermedio; luego se selecciona Edificios Tipo B.

4.5.8 Proceso de análisis. Se ejecuta el análisis estático de base y el análisis dinámico. A continuación, se ejecuta el análisis estático no lineal Pushover. Una vez ejecutado el procedimiento de Pushover se pueden observar en los diferentes modos como se van presentando los mecanismos de falla paulatinamente. A medida que se incrementan las fuerzas, en este caso el desplazamiento, se van presentando las rótulas plásticas en los elementos más vulnerables.

Se revisa la forma de desplazamiento (Pushover), y la secuencia de la formación de rótulas. En este paso se permite observar el comportamiento de la estructura paso a paso (modo por modo). Las rótulas aparecen cuando ceden y están codificados por color basado en su estado.



Estos son los colores estandarizados ya explicados en el numeral 3.5, PROCEDIMIENTO PARA ANALISIS PUSHOVER.

Figura 44. Deformación Pushover en sentido X

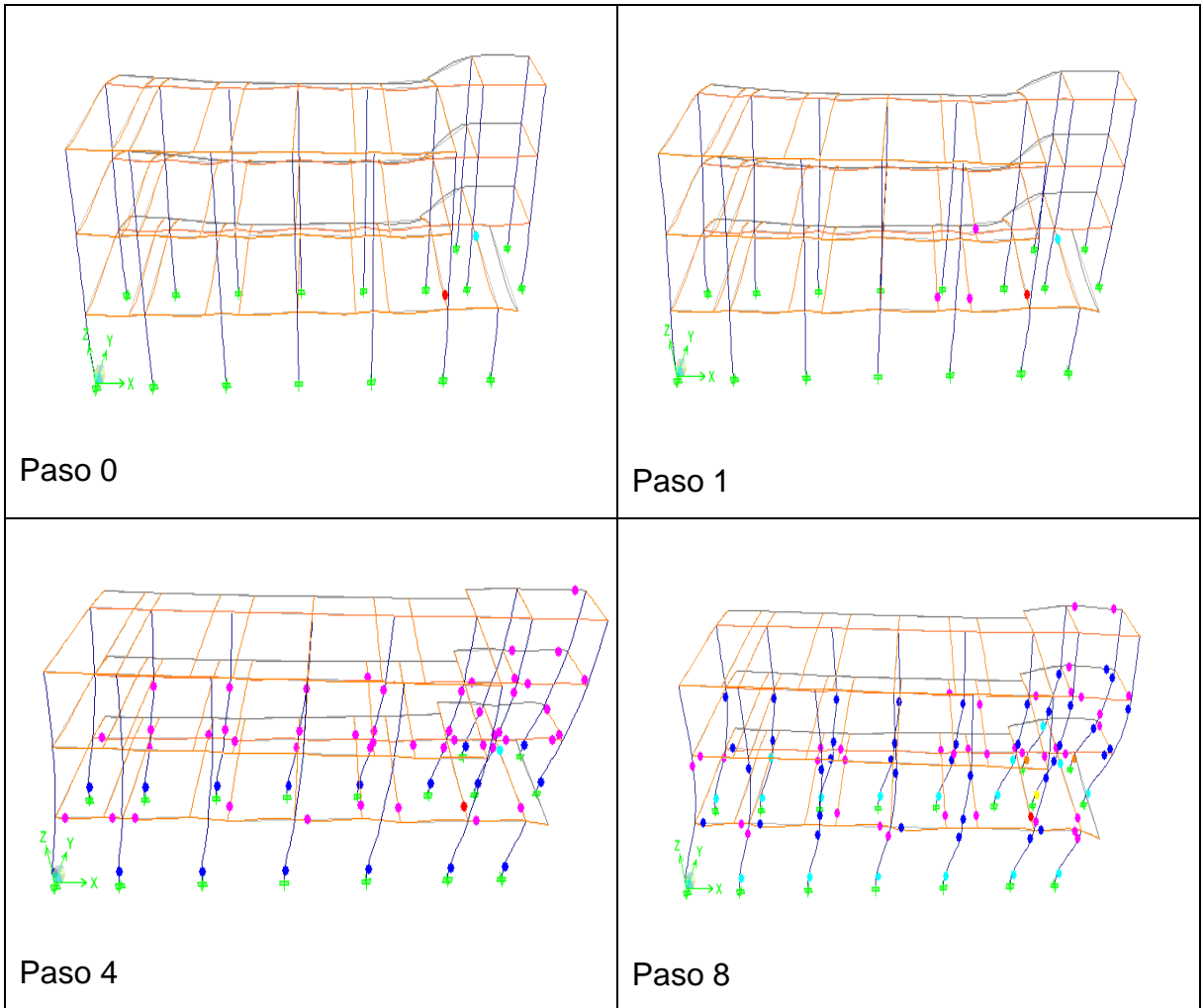
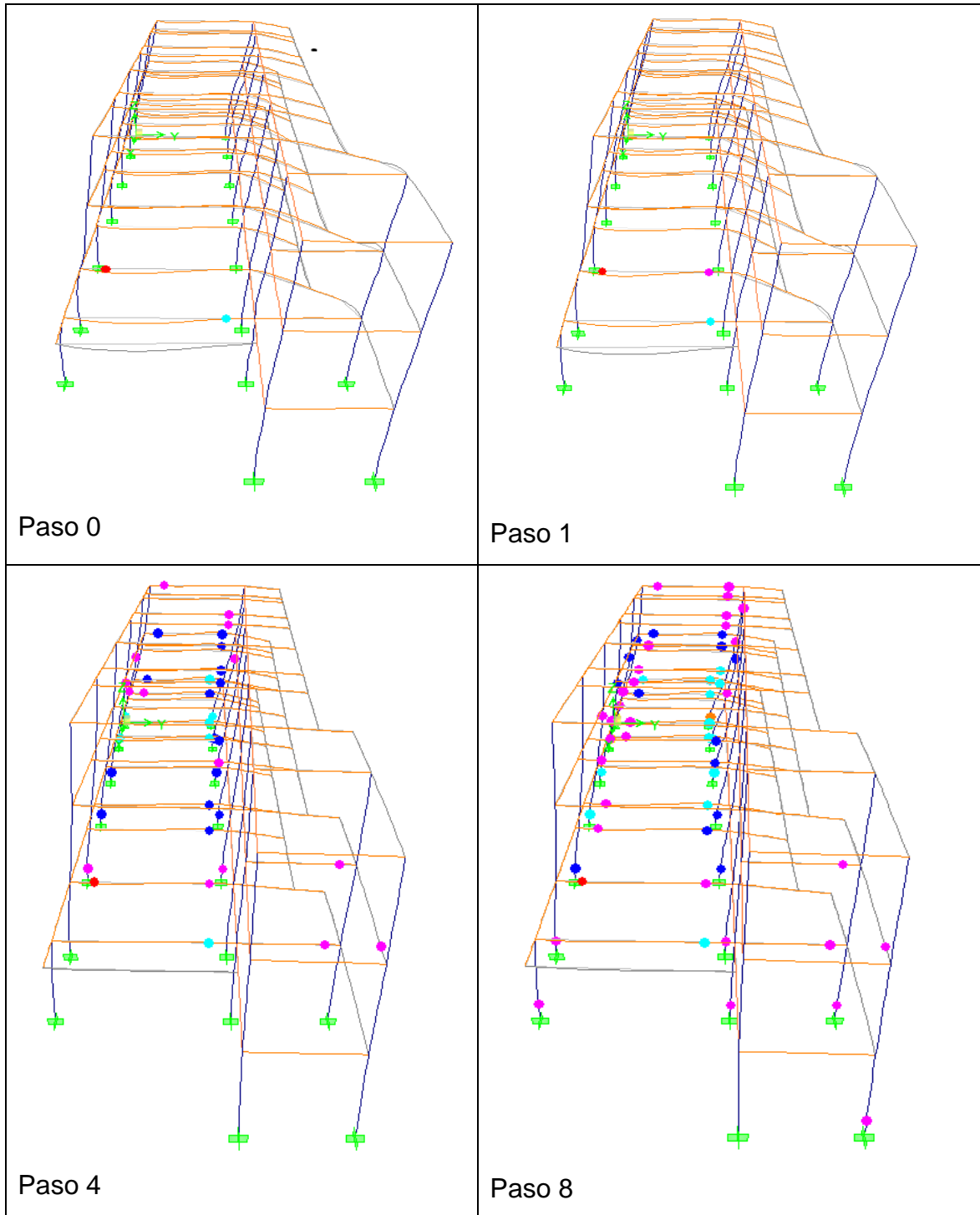


Figura 45. Deformación Pushover en sentido Y



4.5.9 Revisión de resultados en el sentido Y. Los resultados producto del análisis se muestran en la Figura 46 cuyo significado se especificará a continuación:

El punto de desempeño, para un conjunto dado de valores se define por la intersección de la curva de capacidad (verde) y la curva de demanda de espectro (amarillo). Las diferentes líneas de color rojo muestran los espectros de respuesta para diversos valores de amortiguamiento.

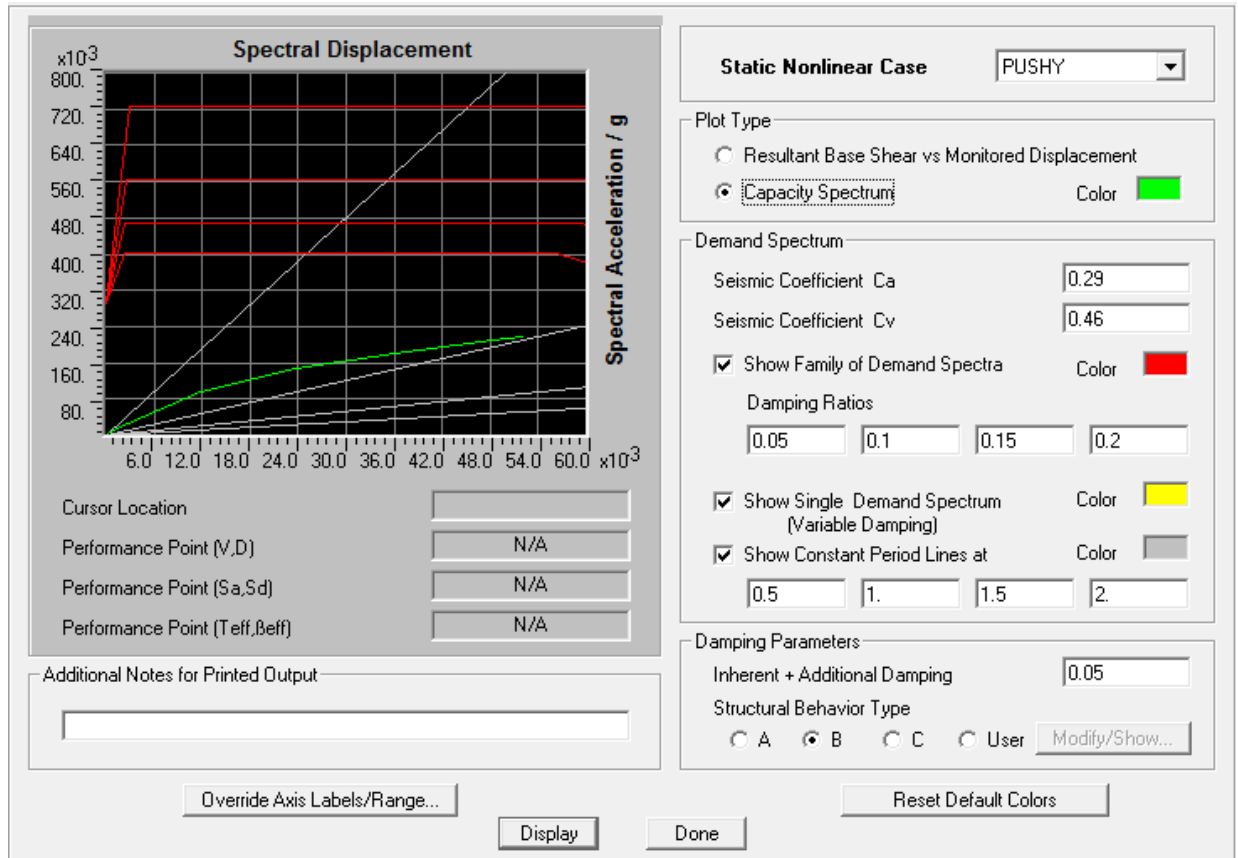
Los espectros de Demanda, Capacidad y la línea amarilla se deben interceptar para encontrar solución. La intercepción de las tres curvas es el punto de desempeño. Después de varias iteraciones se llega a la conclusión que el sistema no encuentra solución; esto es, la estructura en su estado actual para el Espectro de Demanda Reducido (Véase que se incluyen los valores arriba calculados de C_a y C_v), no encuentra punto de desempeño, luego su comportamiento ante un evento sísmico es muy deficiente. Gráficamente puede apreciarse que El Espectro de Demanda y el Espectro de Capacidad nunca se interceptan.

Nótese que se puede modificar de forma interactiva la magnitud del sismo y la información sobre el amortiguamiento del sistema y ver de inmediato la nueva gráfica del espectro de capacidad. Además, el menú (File) en esta pantalla permite obtener las coordenadas de la curva de capacidad y la curva de demanda, así como otra información utilizada para convertir la curva de pushover, al formato de respuesta de espectro Aceleración-Desplazamiento (también conocido como formato de ADRS; (Páginas 8-12 en el ATC-40).

A medida que la carga horizontal aumenta, los elementos estructurales alcanzan su resistencia de fluencia formándose así la rótula plástica. En la Tabla 8 se indica el estado de la estructura frente al Espectro de Demanda; la gran mayoría de los

elementos tiene su rotulación en el estado elástico, ocupación inmediata y vida segura sin llegar al pre-colapso.

Figura 46. Curva Demanda Vs Capacidad en Y



4.5.10 Revisión de resultados en el sentido X. Los resultados producto del análisis se muestran en la Figura 47, cuyo significado se especificará a continuación. El punto de desempeño, para un conjunto dado de valores se define por la intersección de la curva de capacidad (verde) y la curva de demanda de espectro (amarillo). Las diferentes líneas de color rojo muestran los espectros de respuesta para diversos valores de amortiguamiento.

Los espectros de Demanda, Capacidad y la línea amarilla se deben interceptar para encontrar solución. La intercepción de las tres curvas es el punto de

desempeño. Después de varias iteraciones se llega a la conclusión que el sistema no encuentra solución; esto es, la estructura en su estado actual para el Espectro de Demanda Reducido (Véase que se incluyen los valores arriba calculados de C_a y C_v), no encuentra punto de desempeño, luego su comportamiento ante un evento sísmico es igualmente deficiente que en el sentido Y. Gráficamente puede apreciarse que la curva de capacidad (verde) y la curva de demanda de espectro (amarilla) no se interceptan. Ver Figura 47

Aunque la curva de capacidad presenta un mejor comportamiento que en el sentido Y, no encuentra punto de desempeño.

A medida que la carga horizontal aumenta los elementos estructurales alcanzan su resistencia de fluencia formándose así la rótula plástica. Los pasos mencionados en la Tabla 9 muestran el estado de la estructura frente al sismo de diseño: la gran mayoría de los elementos tiene su rotulación en el estado elástico, en ocupación inmediata y en vida segura, sin llegar al Pre-colapso.

Tabla 8. Pasos de rotulación sentido Y

ETABS v9.7.2 File:MODELO UIS ULTIMO DEFINE ALL PUSH Units:Ton-m agosto 11, 2012 12:11 PAGE 1

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSHY

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0058	0.0000	244	1	0	1	0	0	0	1	247
1	0.0069	2.1750	230	15	0	1	0	0	0	1	247
2	0.0220	25.5858	219	16	10	1	0	0	0	1	247
3	0.0380	41.2574	209	15	15	7	0	0	0	1	247
4	0.0541	52.4197	192	24	17	13	0	0	0	1	247
5	0.0714	61.7176	191	25	14	15	0	1	0	1	247
6	0.0743	63.0018	185	31	14	13	0	2	1	1	247
7	0.0333	-9.2389	247	0	0	0	0	0	0	0	247

Figura 47. Curva Demanda Vs Capacidad en X

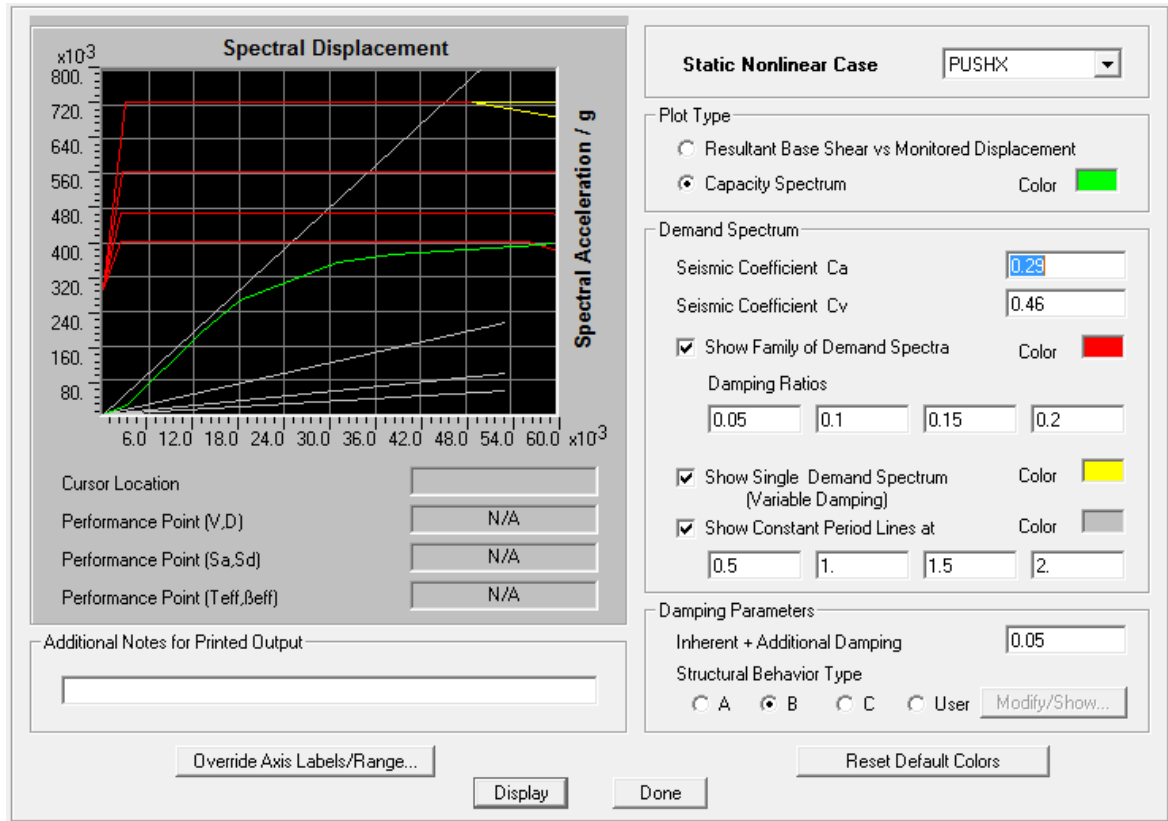


Tabla 9. Pasos de rotulación sentido X

ETABS v9.7.2 File:MODELO UIS ULTIMO DEFINE ALL PUSH Units:Ton-m agosto 11, 2012 12:08 PAGE 1

P U S H O V E R C U R V E

Pushover Case PUSHX

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	-6.754E-05	0.0000	242	3	0	1	0	0	0	1	247
1	0.0033	10.8811	236	9	0	1	0	0	0	1	247
2	0.0192	62.2255	212	33	0	1	0	0	0	1	247
3	0.0256	78.4390	180	48	17	1	0	0	0	1	247
4	0.0407	97.8968	165	61	15	5	0	0	0	1	247
5	0.0492	102.1307	151	35	39	21	0	0	0	1	247
6	0.0711	107.1079	151	34	40	20	0	1	0	1	247
7	0.0729	107.4296	147	38	40	18	0	1	2	1	247
8	0.0266	-40.7455	247	0	0	0	0	0	0	0	247

Para los edificios que están siendo rehabilitados o se piensan rehabilitan o reforzar, es fácil investigar el efecto de los diferentes esquemas de reforzamiento. El efecto de modificación del amortiguamiento del sistema se puede observar inmediatamente en la forma del espectro de capacidad. Se puede rigidizar o reforzar la construcción mediante el cambio de propiedades de los miembros o anexar otros y volver a efectuar el análisis. Finalmente se puede fácilmente cambiar el detalle supuesto de la construcción mediante la modificación de los criterios de aceptación de las rótulas y volver a efectuar el análisis.

Como se pudo observar en el análisis inicial del edificio, la estructura requiere reforzamiento en ambos sentidos, pero principalmente en el sentido Y, donde sus resultados son bastante deficientes.

Lo anteriormente mencionado se cotejará con la evaluación de los índices de sobreesfuerzo e índices de flexibilidad de acuerdo a la metodología propuesta por la NSR-10.

4.6 MÉTODO POR ÍNDICES POR FLEXIBILIDAD Y RESISTENCIA.

En este capítulo se realizará la aplicación del Método Propuesto en numeral A.10 de NSR-10 para el Edificio de Residencias Universitarias de la Universidad Industrial de Santander, con el objeto de realizar una comparación con los resultados obtenidos por el análisis del ATC-40 (pushover), y definir las alternativas de reforzamiento de acuerdo a las deficiencias encontradas en la edificación.

4.6.1 Índices de flexibilidad. El índice de flexibilidad indica el grado de susceptibilidad que la estructura tiene ante derivas excesivas con respecto a las permitidas en la NSR-10. Estos índices se presentarán de dos formas: Índice de

flexibilidad de piso e Índice de flexibilidad de la estructura. Las deflexiones verticales que se presentan en las vigas son mínimas respecto a las que la NSR-10 nos permite, esto se debe al gran canto de las vigas respecto a la luz. Por lo anterior, no se contemplan índices por deflexiones producto de cargas verticales para este estudio.

4.6.1.1 Índices de Flexibilidad por Piso. Según la NSR-10 en A.10.4.3.5 (a) se define como el cociente entre la deriva obtenida del análisis de la estructura y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación. La Tabla 10 muestra los índices de flexibilidad por piso.

4.6.1.2 Índices de Flexibilidad de la Estructura. Según la NSR-10 en A.10.4.3.5 (b) se define como el mayor valor de los índices de flexibilidad de toda la estructura. De acuerdo a la Tabla 10 el valor mayor de los índices de flexibilidad es 2.14 y se debe a la deriva en el sentido Y producida por el espectro (ESPY), en el nivel del piso 2.

4.5.1.3 Vulnerabilidad por Flexibilidad. El inverso del índice de flexibilidad general expresa la vulnerabilidad sísmica de la edificación como una fracción de la rigidez que tendría una edificación nueva construida con los requisitos de la NSR-10. El inverso del índice de flexibilidad de la estructura es $1 / 2.14 = 0.46$.

Tabla 10. Índices de Flexibilidad Por Piso

Story	Load	DriftX	DriftY	Drift Max	Indice X	Indice Y
N+8.4	DERX	0.48%		1.00%	0.48	
N+8.4	DERX		0.32%	1.00%		0.32
N+8.4	DERY	0.22%		1.00%	0.22	
N+8.4	DERY		1.30%	1.00%		1.30
N+5.6	DERX	0.92%		1.00%	0.92	
N+5.6	DERX		0.53%	1.00%		0.53
N+5.6	DERY	0.38%		1.00%	0.38	
N+5.6	DERY		2.14%	1.00%		2.14
N+2.8	DERX	0.81%		1.00%	0.81	
N+2.8	DERX		0.40%	1.00%		0.40
N+2.8	DERY	0.30%		1.00%	0.30	
N+2.8	DERY		1.60%	1.00%		1.60

4.6.2 Índices de sobreesfuerzo. El índice de sobreesfuerzo se expresa como el cociente entre las sollicitaciones equivalentes calculadas de acuerdo a los parámetros que la NSR-10, indicadas en A.10.4.2 y la resistencia efectiva. Estos índices se presentan de dos formas: Índice de sobreesfuerzo de los elementos e índice de sobreesfuerzo de la estructura.

Para el cálculo de las fuerzas de diseño de los diferentes elementos, la NSR-10 define algunos conceptos de gran importancia como es el valor de R_o y sus respectivas combinaciones que aplicaran para este caso. El valor de R_o depende del sistema de resistencia sísmica que para el caso en estudio son pórticos de resistencia sísmica.

$$R = R_o * \phi_p * \phi_a * \phi_r$$

$$R = 7.0 * 1.00 * 1.00 * 0.75 \quad R = 5.25$$

Las combinaciones de carga según la NSR-10 son:

- Combinación 1..... 1.4D
- Combinación 2..... 1.2D + 1.6L
- Combinación 3..... 1.2D + 1.0L + Ex
- Combinación 4..... 1.2D + 1.0L + Ey
- Combinación 5..... 0.90D + Ex
- Combinación 6..... 0.90D + Ey
- Combinación 7..... Envoltente (Com1+Com2+Com3+Com4+Com5+Com6)

4.6.2.1 Resistencias Efectivas en Vigas de Entrepiso. La resistencia efectiva en las vigas se calcula como el producto entre la resistencia existente y los coeficientes de reducción de resistencia ϕ_c y ϕ_e que se muestran en la Tabla A.10.4-1 de la NSR-10. La calificación en cuanto a la calidad del diseño, construcción y estado de la edificación es buena, por lo tanto los coeficientes son iguales a la unidad.

4.6.2.1.1 Resistencia Efectiva por Flexión. Para cada una de las vigas el análisis por flexión se realizara en tres puntos estratégicos: dos (02) en los apoyos y uno (01) en centro de luz. El análisis de una de las secciones transversales se indica a continuación, para la VIG5EA-B, las demás son remitidas a los Anexos A y B. Las dimensiones de la viga son de 30x30 cm y un recubrimiento de 4 cm.

Para el cálculo del bloque de compresión es necesario calcular la altura "a" que se obtiene igualando las fuerza de tensión del acero y de compresión del concreto.

f_c (Kg/cm ²)	f_y (Kg/cm ²)	ϕ	α	β	ϕ_c	ϕ_e
210	4200	0.9	0.7225	0.4250	1.00	1.00

$$C = T$$

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * F_y$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{6.0 \text{ cm}^2 * 4200}{0.85 * 210 * 30} = 4.69 \text{ cm}$$

$$M_r = \phi * A_s * F_y * \left((H - d') - \left(\frac{a}{2} \right) \right)$$

$$M_r = 0.90 * 6.00 * 4200 * \left((30 - 4) - \left(\frac{4.69}{2} \right) \right) = 5.36 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_r = 5.36 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{re} = M_r * \phi_c * \phi_e$$

$$M_{re} = 5.36 * 1.0 * 1.0 \text{ T} - \text{m} = 5.36 \text{ Ton} - \text{m}$$

4.6.2.1.2 Resistencia Efectiva por Cortante. Para cada una de las vigas el análisis por cortante se realiza en tres puntos importantes, dos (02) en las caras de los apoyos y uno (01) en centro de luz. El análisis de una de las secciones transversales se indica a continuación, para la VIG5EA-B, las demás son remitidas al Anexos C y D. Las dimensiones de la viga son de 30x30 cm y un recubrimiento de 4 cm.

f'_c (Kg/cm ²)	f_y (Kg/cm ²)	ϕ	α	β	ϕ_c	ϕ_e
210	2800	0.75	0.7225	0.4250	1.00	1.00

$$V_r = \phi * (V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.17 * 1 * \sqrt{210} * 30 * (30 - 4) = 6.08 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{A_v * F_{yt} * d}{S}$$

$$V_s = \frac{2 * 0.32 * 2800 * (30 - 4)}{20} = 2.33 \text{ Ton}$$

$$V_r = 0.75 * (6.08 + 2.33) = 6.30 \text{ Ton}$$

$$V_{re} = V_r * \phi_c * \phi_e$$

$$V_{re} = 6.30 \text{ Ton} * 1.0 * 1.0 = 6.30 \text{ Ton}$$

4.6.2.2 Solicitaciones en las vigas de Entrepiso. Realizado análisis elástico de la estructura con base en la normativa que exige la NSR-10 se procede a obtener las fuerzas internas máximas que se producen en las vigas. Se obtienen las sollicitaciones por flexión y cortante en los dos ejes.

4.6.2.2.1 Solicitaciones por Flexión. Los resultados de las sollicitaciones por flexión del análisis elástico se muestran en los Anexos E y F, los cuales están para los dos ejes.

4.6.2.2.2 Solicitaciones por Cortante. Los resultados de las sollicitaciones por corte del análisis elástico se muestran en los Anexos E y F, los cuales están para los dos ejes.

4.6.2.3 Índices de Sobreesfuerzo en las Vigas de Entrepiso. Los índices de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos individuales de la estructura se obtienen para todos los efectos tales como flexión, cortante, carga axial, etc. Esto

se logra dividiendo la fuerza o esfuerzo de la sollicitación equivalente mayorada de acuerdo a lo especificado en NSR-10, por la resistencia efectiva del elemento. Los índices de sobreesfuerzo por flexión en vigas se muestran en los Anexos A y B, y por cortante en los anexos C y D.

4.6.2.4 Resistencia Efectiva en Columnas.

4.6.2.4.1 Resistencia Efectiva por Flexión - Compresión. Para cada una de las columnas el análisis por Flexo-Compresión se realiza cerca a la cara del apoyo, sección que se encuentra más exigida. El análisis de una de las secciones transversales se indica seguidamente (COLUMNA 30X30), las demás son remitidas al Anexo G. Las dimensiones de la columna son de 30x30 cm y un recubrimiento de 5 cm.

Cálculo de la Carga Axial a Compresión Mínima P_{mine} .

$$P_{\text{min}} = 0.10 * f'_c * A_g = 0.10 * 210 * 30 * 30 = 18.9 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{mine}} = P_{\text{min}} * \phi_c * \phi_e = 18.9 * 1.0 * 1.0 \quad P_{\text{mine}} = 18.9 \text{ Ton}$$

Cálculo de la Carga Axial a Compresión Máxima P_{maxe}

$$P_{\text{max}} = \alpha * \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{\text{stotal}}) + A_{\text{stotal}} * f_y]$$

$$P_{\text{max}} = 0.80 * 0.65 * [0.85 * 210 * ((30 * 30) - 12) + 12 * 4200]$$

$$P_{\text{max}} = 108.63 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{maxe}} = P_{\text{max}} * \phi_c * \phi_e = 108.63 * 1.0 * 1.0 \quad P_{\text{maxe}} = 108.63 \text{ Ton}$$

Análisis en sentido X

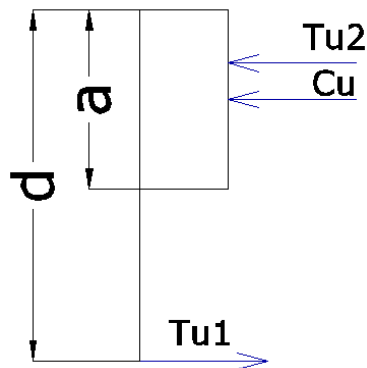
Cálculo de "Cb" mediante un análisis de deformaciones:

$$\frac{d}{(0.0033 + 0.0021)} = \frac{c_b}{0.0033}$$

$$c_b = \frac{0.003 * d}{0.0051} * \frac{E}{E} = \frac{0.003 * d}{0.003 + 0.0021} * \frac{200000}{200000} = \frac{600 * d}{600 + F_y}$$

$$c_b = \frac{600 * (30 - 5)}{600 + 4200} = 14.71 \text{ cm}$$

Cálculo de Pbx



$$P_{bx} = C_u + T_{u2} - T_{u1}$$

$$P_{bx} = C_u = \phi * 0.85 * f'_c * c_b * \beta * b$$

$$P_{bx} = 0.65 * 0.85 * 210 * 14.71 * 0.85 * 30$$

$$P_{bx} = 43.50 \text{ Ton}$$

$$P_{bx_e} = P_{bx} * \phi_c * \phi_e = 43.50 * 1.0 * 1.0 = 43.50 \text{ Ton}$$

Cálculo de M_{bx_e} respecto al centro plástico. Inicialmente se calcula el momento respecto al punto donde se localiza Tu_1 y después será trasladado al centro plástico.

$$M_{bx} = \phi * 0.85 * f'_c * c_b * \beta * b * \left(d - \frac{c_b * \beta}{2} \right) + \phi * A'_s * F_y * (d - d')$$

$$M_{bx} = 0.65 * 0.85 * 210 * 14.71 * 0.85 * 30 * \left((30 - 5) - \frac{14.71 * 0.85}{2} \right) + 0.65 * 4.0 * 4200 * ((30 - 5) - 5)$$

$$M_{bx} = 10.23 \text{ Ton} - \text{m}$$

Este valor de momento se traslada al centro plástico

$$e'_y = \frac{M_{bx}}{P_{bx}} = \frac{10.23}{43.50} = 0.238 \text{ m}$$

$$e = e'_y - \left(\frac{d - d'}{2} \right) = 0.238 - \left(\frac{(30 - 5) - 5}{2} \right) = 0.138 \text{ m}$$

$$M_{bx} = P_{bx} * e = 43.50 \text{ Ton} * 0.138 \text{ m} = 5.94 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{bx_e} = M_{bx} * \phi_c * \phi_e = 5.94 * 1.0 * 1.0 = 5.94 \text{ Ton} - \text{m}$$

Análisis en sentido Y

Cálculo de "Cb" mediante un análisis de deformaciones:

$$\frac{d}{(0.0033 + 0.0021)} = \frac{c_b}{0.0033}$$

$$c_b = \frac{0.003 * d}{0.0051} * \frac{E}{E} = \frac{0.003 * d}{0.003 + 0.0021} * \frac{200000}{200000} = \frac{600 * d}{600 + F_y}$$

$$c_b = \frac{600 * (30 - 5)}{600 + 4200} = 14.71 \text{ cm}$$

Cálculo de P_{bye}

$$P_{by} = C_u + T_{u2} - T_{u1}$$

$$P_{by} = C_u = \phi * 0.85 * f'_c * c_b * \beta * b$$

$$P_{by} = 0.65 * 0.85 * 210 * 14.71 * 0.85 * 30$$

$$P_{by} = 43.50 \text{ Ton}$$

$$P_{bye} = P_{by} * \phi_c * \phi_e = 43.50 * 1.0 * 1.0 = 43.50 \text{ Ton}$$

Cálculo de M_{bye} respecto al centro plástico. Inicialmente se calcula el momento respecto al punto donde se localiza T_{u1} y después será trasladado al centro plástico.

$$M_{by} = \phi * 0.85 * f'_c * c_b * \beta * b * \left(d - \frac{c_b * \beta}{2} \right) + \phi * A'_s * F_y * (d - d')$$

$$M_{by} = 0.65 * 0.85 * 210 * 14.71 * 0.85 * 30 * \left((30 - 5) - \frac{14.71 * 0.85}{2} \right) + 0.65 * 6.0$$

$$* 4200 * ((30 - 5) - 5)$$

$$M_{by} = 11.29 \text{ Ton} - \text{m}$$

Este valor de momento se traslada al centro plástico

$$e'_y = \frac{M_{bx}}{P_{bx}} = \frac{11.29}{43.50} = 0.263 \text{ m}$$

$$e = e'_y - \left(\frac{d - d'}{2} \right) = 0.263 - \left(\frac{(30 - 5) - 5}{2} \right) = 0.163 \text{ m}$$

$$M_{by} = P_{by} * e = 43.50 \text{ Ton} * 0.163 \text{ m} = 7.01 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{bye} = M_{by} * \phi_c * \phi_e = 7.01 * 1.0 * 1.0 = 7.01 \text{ Ton} - \text{m}$$

Cálculo de P_{omine} y P_{omaxe}

El valor de P_{omine} aplica en los casos en que se presentan tracciones ósea cuando se cumple que $P_u < P_{be}$

$$P_{omin} = -\phi * A_{stotal} * F_y = -0.90 * 12 * 4200 = 45.36 \text{ Ton}$$

$$P_{omine} = P_{omin} * \phi_c * \phi_e = 45.36 * 1.0 * 1.0 = 45.36 \text{ Ton}$$

El valor de P_{omaxe} aplica en los casos en que se presentan compresiones ósea cuando se cumple que $P_u > P_{be}$

$$P_{\text{omax}} = \phi * [0.85 * f'_c * (A_g - A_{\text{stotal}}) + A_{\text{stotal}} * f_y]$$

$$P_{\text{omax}} = 0.65 * [0.85 * 210 * ((30 * 30) - 12) + 12 * 4200] = 135.79 \text{ Ton}$$

$$P_{\text{omaxe}} = P_{\text{omax}} * \phi_c * \phi_e = 135.79 * 1.0 * 1.0 = 135.79 \text{ Ton}$$

4.6.2.4.1.1 Índices de Sobre esfuerzo por Flexo – Compresión. A continuación se mostrará el cálculo de la sección 30x30, COLUMNA C1 DEL TERCER PISO. Los demás resultados serán remitidos al Anexo G.

$$\text{Indice} = \frac{P_u - P_b}{P_o - P_b} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{bx}} \right)^{1.5} + \left(\frac{M_{uy}}{M_{by}} \right)^{1.5}$$

Verificación de la tracción o la compresión con los valores solicitados para este elemento:

$$P_u = 3.15 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 1.85 \text{ Ton - m}$$

$$M_{uy} = 1.33 \text{ Ton - m}$$

Para calcular el valor de P_b de la formula, se obtiene el ángulo alfa en función de M_{ux} y M_{uy} :

$$\alpha = \arctan \left(\frac{M_{uy}}{M_{ux}} \right) = \arctan \left(\frac{1.33}{1.85} \right) = 35.71^\circ$$

Con los valores de carga balanceada en X, en Y y el ángulo alfa se realiza una regla de tres simple para calcular el verdadero valor del P_b que se coloca en la formula.

$$\frac{P_{bx} - P_{by}}{90^\circ} = \frac{X}{90 - \alpha} \quad \text{donde} \quad X = \frac{(P_{bx} - P_{by}) * (90^\circ - \alpha)}{90^\circ}$$

$$X = \frac{(43.50 - 43.50) * (90^\circ - 35.71)}{90^\circ} = 0.00$$

$$P_b = P_{bx} + X = 43.50 + 0 = 43.50 \text{ Ton}$$

Como $P_u < P_{ub}$ controla la tracción y calculamos $P_o = -\phi * A_{st} * f_y$

$$P_o = -45.36 \text{ Ton}$$

Con los valores ya calculados se procede a remplazarlos en la ecuación de superficie de falla.

$$\text{Índice} = \frac{3.15 - 43.50}{-45.36 - 43.50} + \left(\frac{1.85}{5.94}\right)^{1.5} + \left(\frac{1.33}{7.01}\right)^{1.5} = 0.71$$

4.6.2.4.2 Resistencia Efectiva a Cortante. Para cada una de las columnas el análisis por cortante se realiza cerca a la cara del apoyo, sección que se encuentra más exigida. El análisis de una de las secciones transversales, COLUMNA C1 TERCER PISO, se indica a continuación, las demás son remitidas al Anexo H. Las dimensiones de la columna son de 30x30 cm y un recubrimiento de 5 cm.

Cálculo del cortante resistente efectivo que aporta el concreto

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{N_u}{14 * A_g}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_c = 0.17 * \left(1 + \frac{6900}{14 * (300 * 300)}\right) * 1.0 * \sqrt{21} * 300 * (300 - 50) = 58748 \text{ N}$$

$$V_c = 5.87 \text{ Ton}$$

Cálculo del cortante resistente efectivo que aporta el acero

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

$$V_s = \frac{2 * 32 * 280 * (300 - 50)}{200} = 22400 \text{ N}$$

$$V_r = 0.75 * (58748 + 22400) = 0.75 * 81148 \text{ N} = 6.09 \text{ Ton}$$

$$V_{re} = V_r * \phi_c * \phi_e$$

$$V_{re} = 6.09 \text{ Ton} * 1.0 * 1.0 = 6.09 \text{ Ton}$$

4.6.2.5 Solicitaciones en las Columnas. Realizado el modelo elástico de la estructura con base en la normativa que exige la NSR-10 se obtienen las fuerzas internas máximas que se originan en las columnas.

4.6.2.5.1 Solicitaciones por cortante y momento. Los resultados de las solicitaciones por cortante del análisis elástico y momento se muestran en el Anexo J. Adicionalmente se calculan las fuerzas cortantes con base en los momentos resistentes probables de las vigas (ver Anexo I). La sollicitación que se toma para el cálculo de los índices por cortante en columnas es el mayor valor de los dos.

4.6.2.5.2 Índices de sobreesfuerzo en las Columnas. Los índices de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos individuales de la estructura se

obtienen para todos los efectos tales como flexión-compresión, cortante, axial, etc. Esto se logra dividiendo la fuerza o esfuerzo de la sollicitación equivalente mayorada de acuerdo a lo especificado en NSR-10, por la resistencia efectiva del elemento.

4.6.2.6 Verificación de los nudos.

4.6.2.6.1 Nudo Interior. La geometría corresponde a un nudo interno ya que está confinado en sus 4 caras cumpliendo con el requisito que la base de las columnas sean mayores o iguales a $\frac{3}{4}$ la altura de la columna, adicionalmente la distancia entre la cara de la viga y la cara de la columna no puede ser mayor a 100 mm.

4.6.2.6.1.1 Análisis en Dirección X Se muestra el caso típico de un nudo interior, que para este caso es el correspondiente a la columna C9 piso 1. Para el análisis en la dirección X se deben tener en cuenta algunos controles que se mencionan a continuación:

El cortante en la columna se calcula con base en los Momentos probables resistentes de las vigas que llegan al nudo y la longitud entre puntos de inflexión que se presentan en la columna.

$$V_c = \frac{M_{rp}^+ + M_{rp}^-}{L} = \frac{18.78 + 9.93}{2.8} = 11.48 \text{ Ton}$$

El cortante en el nudo se calcula con base en las tensiones máximas probables que se presenta en los aceros de la viga:

$$V_{\text{nudo}} = T_{vi} + C_{vd} - V_c$$

$$T_{vi} = \alpha * A'_s + fy = 1.25 * 17.04 * \frac{4200}{1000} = 89.46 \text{ Ton}$$

$$C_{vd} = \alpha * A_s + fy = 1.25 * 8 * \frac{4200}{1000} = 42 \text{ Ton}$$

$$V_{nudo} = 89.46 + 42.00 - 11.48 = 119.97 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto en el nudo depende del número de caras que confinen el mismo (remitirse a la NSR-10 C.21.7.4.1).

$$\phi V_c = \phi * 5.3 * \sqrt{f'_c} * A_j A_j = h * b_j b_j = (b_v + h_{col})/2$$

$$b_j = \frac{(40 + 30)}{2} = 35 \text{ cm} \quad A_j = 30 * 35 = 1050 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_c = 0.85 * 5.3 * \sqrt{210} * \frac{1050}{1000} = 68.54 \text{ Ton}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * fy * d}{S} = \frac{\phi * 2 * 32 * 4200 * (30 - 4)}{20 * 1000} = 2.97 \text{ Ton}$$

$$(\phi V_c + \phi V_s) * \phi_c * \phi_e = (68.54 + 2.97) * 1 * 1 = 71.51 \text{ Ton}$$

La resistencia a cortante en el nudo es menor que la sollicitación, luego debe reforzarse.

4.6.2.6.1.2 Análisis en Dirección Y. Se muestra el caso típico de un nudo interior, que para este caso es el correspondiente a la columna C9 piso 1. Para el análisis en la dirección Y se deben tener en cuenta algunos controles que se mencionan a continuación:

El cortante en la columna se calcula en base a los momentos probables resistentes de las vigas que llegan al nudo y la longitud entre puntos de inflexión que se presentan en la columna:

$$V_c = \frac{M_{rp}^+ + M_{rp}^-}{L} = \frac{4.75 + 4.75}{2.8} = 3.80 \text{ Ton}$$

El cortante en el nudo se calcula en las tensiones máximas probables que se presentan en los aceros de la viga:

$$V_{nudo} = T_{vi} + C_{vd} - V_c$$

$$T_{vi} = \alpha * A'_s + f_y = 1.25 * 3.81 * \frac{4200}{1000} = 20 \text{ Ton}$$

$$C_{vd} = \alpha * A_s + f_y = 1.25 * 3 * 1.27 * \frac{4200}{1000} = 20 \text{ Ton}$$

$$V_{nudo} = 20 + 20 - 3.80 = 36.20 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto en el nudo depende del número de caras que confinen el mismo (remitirse a la NSR-10 C.21.7.4.1).

$$\phi V_c = \phi * 5.3 * \sqrt{f'_c} * A_j A_j = h * b_j b_j = (b_v + h_{col})/2$$

$$b_j = \frac{(20 + 30)}{2} = 25 \text{ cm} \quad A_j = 25 * 30 = 750 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_c = 0.85 * 5.3 * \sqrt{210} * \frac{750}{1000} = 48.96 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c * \phi_c * \phi_e = 48.96 * 1 * 1 = 48.96 \text{ Ton}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{S} = \frac{\phi * 2 * 32 * 4200 * (30 - 4)}{20 * 1000} = 2.97 \text{ Ton}$$

$$(\phi V_c + \phi V_s) * \phi_c * \phi_e = (48.96 + 2.97) * 1 * 1 = 51.93 \text{ Ton}$$

La resistencia a cortante en el nudo es mayor que la sollicitación, incluso sin incluir el aporte del acero de los nudos.

4.6.2.6.2 Nudo Exterior.

4.6.2.6.2.1 Análisis en Dirección X Se muestra el caso típico de un nudo exterior, que para este caso es el correspondiente a la columna C14 piso 1. Para el análisis en la dirección X se deben tener en cuenta algunos controles que se mencionan a continuación:

El cortante en la columna se calcula con base en los momentos probables resistentes de las vigas que llegan al nudo y la longitud entre puntos de inflexión que se presentan en la columna:

$$V_c = \frac{M_{rp}^+ + M_{rp}^-}{L} = \frac{13.51 + 6.54}{2.8} = 8.02 \text{ Ton}$$

El cortante en el nudo se calcula teniendo en cuenta la tensión máxima probable que se presenta en los aceros de la viga:

$$V_{nudo} = T_{vi} + C_{vd} - V_c$$

$$T_{vi} = \alpha * A'_s * f_y = 1.25 * 4 * 2.84 * \frac{4200}{1000} = 59.64 \text{ Ton}$$

$$C_{vd} = \alpha * A_s + f_y = 1.25 * 4 * 1.27 * \frac{4200}{1000} = 26.67 \text{ Ton}$$

$$V_{nudo} = 59.64 + 26.67 - 8.02 = 78.29 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto en el nudo depende del número de caras que confinen el mismo (remitirse a la NSR-10 C.21.7.4.1).

$$\phi V_c = \phi * 4.0 * \sqrt{f'_c} * A_j A_j = h * b_j b_j = (b_v + h_{col})/2$$

$$b_j = \frac{(40 + 30)}{2} = 35 \text{ cm} \quad A_j = 30 * 35 = 1050 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_c = 0.85 * 4.0 * \sqrt{210} * \frac{1050}{1000} = 51.73 \text{ Ton}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{S} = \frac{\phi * 2 * 32 * 4200 * (30 - 4)}{20 * 1000} = 2.97 \text{ Ton}$$

$$(\phi V_c + \phi V_s) * \phi_c * \phi_e = (51.73 + 2.97) * 1 * 1 = 54.70 \text{ Ton}$$

La resistencia a cortante en el nudo es menor que la sollicitación, luego debe reforzarse.

4.6.2.6.2.2 Análisis en Dirección Y. El cortante en la columna se calcula con base en los momentos probables resistentes de las vigas que llegan al nudo y la longitud entre puntos de inflexión que se presentan en la columna:

$$V_c = \frac{M_{rp}^+ + M_{rp}^+}{L} = \frac{3.27 + 4.75}{2.8} = 3.20 \text{ Ton}$$

El cortante en el nudo se calcula con base en la tensión máxima probable que se presenta en los aceros de la viga:

$$V_{nudo} = T_{vi} + C_{vd} - V_c$$

$$T_{vi} = \alpha * A'_s + f_y = 1.25 * 2 * 1.27 * \frac{4200}{1000} = 13.33 \text{ Ton}$$

$$C_{vd} = \alpha * A_s + f_y = 1.25 * 3 * 1.27 * \frac{4200}{1000} = 20.00 \text{ Ton}$$

$$V_{nudo} = 20.00 + 13.33 - 3.2 = 30.12 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto en el nudo depende del número de caras que confinen el mismo (remitirse a la NSR-10 C.21.7.4.1).

$$\phi V_c = \phi * 1.2 * \sqrt{f'_c} * A_j A_j = h * b_j b_j = (b_v + h_{col})/2$$

$$b_j = \frac{(20 + 30)}{2} = 25 \text{ cm} \quad A_j = 25 * 30 = 750 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_c = 0.75 * 4.0 * \sqrt{210} * \frac{750}{1000} = 48.96 \text{ Ton}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{S} = \frac{\phi * 2 * 32 * 4200 * (30 - 4)}{20 * 1000} = 2.97 \text{ Ton}$$

$$(\phi V_c + \phi V_s) * \phi_c * \phi_e = (48.96 + 2.97) * 1 * 1 = 51.93 \text{ Ton}$$

La resistencia a cortante en el nudo es mayor que la sollicitación.

4.6.2.6.3 Nudo Esquina.

4.6.2.6.3.1 Análisis en Dirección X. Se muestra el caso típico de un nudo de esquina, que para este caso es el correspondiente a la columna C1 piso 1. Para el análisis en la dirección X se deben tener en cuenta algunos controles que se mencionan a continuación:

El cortante en la columna se calcula con base en los Momentos probables resistentes de las vigas que llegan al nudo y la longitud entre puntos de inflexión que se presentan en la columna:

$$V_c = \frac{M_{rp}^+ + M_{rp}^-}{L} = \frac{7.45 + 6.4}{2.8} = 5.54 \text{ Ton}$$

El cortante en el nudo se calcula con base en las tensiones máximas probables que se presenta en los aceros de la viga:

$$V_{\text{nudo}} = T_{vi} + C_{vd} - V_c$$

$$T_{vi} = \alpha * A'_s + f_y = 1.25 * 3 * 2.00 * \frac{4200}{1000} = 31.5 \text{ Ton}$$

$$C_{vd} = \alpha * A_s + f_y = 1.25 * 4 * 1.27 * \frac{4200}{1000} = 26.67 \text{ Ton}$$

$$V_{\text{nudo}} = 31.5 + 26.67 - 5.54 = 52.63 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto en el nudo depende del número de caras que confinen el mismo (remitirse a la NSR-10 C.21.7.4.1).

$$\phi V_c = \phi * 3.4 * \sqrt{f'_c} * A_j A_j = h * b_j b_j = (b_v + h_{col})/2$$

$$b_j = \frac{(30 + 30)}{2} = 30 \text{ cm} \quad A_j = 30 * 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_c = 0.85 * 3.4 * \sqrt{210} * \frac{900}{1000} = 37.69 \text{ Ton}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{S} = \frac{\phi * 2 * 32 * 4200 * (30 - 4)}{20 * 1000} = 2.97 \text{ Ton}$$

$$(\phi V_c + \phi V_s) * \phi_c * \phi_e = (37.69 + 2.97) * 1 * 1 = 40.66 \text{ Ton}$$

La resistencia a cortante en el nudo es menor que la sollicitación, luego debe reforzarse.

4.6.2.6.3.2 Análisis en Dirección Y El cortante en la columna se calcula en base a los momentos probables resistentes de las vigas que llegan al nudo y la longitud entre puntos de inflexión que se presentan en la columna:

$$V_c = \frac{M_{rp}^+ + M_{rp}^-}{L} = \frac{4.75 + 3.63}{2.8} = 3.35 \text{ Ton}$$

El cortante en el nudo se calcula con base en las tensiones máximas probables que se presenta en los aceros de la viga:

$$V_{nudo} = T_{vi} + C_{vd} - V_c$$

$$T_{vi} = \alpha * A'_s * f_y = 1.25 * 3 * 1.27 * \frac{4200}{1000} = 20.00 \text{ Ton}$$

$$C_{vd} = \alpha * A_s + f_y = 1.25 * 2.84 * \frac{4200}{1000} = 14.91 \text{ Ton}$$

$$V_{nudo} = 20.00 + 14.91 - 3.35 = 31.56 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto en el nudo depende del número de caras que confinen el mismo (remitirse a la NSR-10 C.21.7.4.1).

$$\phi V_c = \phi * 3.4 * \sqrt{f'_c} * A_j A_j = h * b_j b_j = (b_v + h_{col})/2$$

$$b_j = \frac{(20 + 30)}{2} = 25 \text{ cm} \quad A_j = 30 * 25 = 750 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_c = 0.85 * 3.4 * \sqrt{210} * \frac{750}{1000} = 31.41 \text{ Ton}$$

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * f_y * d}{S} = \frac{\phi * 2 * 32 * 4200 * (30 - 4)}{20 * 1000} = 2.97 \text{ Ton}$$

$$(\phi V_c + \phi V_s) * \phi_c * \phi_e = (31.41 + 2.97) * 1 * 1 = 34.80 \text{ Ton}$$

La resistencia a cortante en el nudo es mayor que la sollicitación.

Los resultados del análisis de todos los nudos de la estructura se muestran en el anexo K.

4.6.2.7 Solicitaciones e índices en la Cimentación.

4.6.2.7.1 Cargas, sollicitaciones e índices en las Zapatas. Realizado el modelo elástico de la estructura en base a la normativa que exige la NSR-10 se obtienen las reacciones en la base de cada columna, por cargas de servicio como por

cargas ultimas. Seguidamente se realiza un ejemplo del diseño de la zapata de esquina del eje C-1, las demás zapatas se remitirán al Anexo L.

ϕ_{cort}	ϕ_{flex}	ϕ_c	ϕ_e	σ (Kg/cm ²)	λ	Tipo Zapata
0.75	0.90	1.00	1.00	3.00	1.00	Zap. Borda

El cálculo de la fuerza resistente a corte del concreto en la zapata se evalúa tomando el menor valor de las tres formulaciones que muestra la NSR-2010 [1] C.11.11.2.1. (a,b,c).

ZAPATA		P_{max} (Ton)	$V_c = 0.17 * \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$		$V_c = 0.003 * \left[\frac{a_o * d}{b_o} + 2 \right] * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$		$V_c = 0.333 * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$		Vd (Ton)	Vd (Ton)		
V_{c1} (Ton)	V_{c2} (Ton)	V_{c3} (Ton)	β	b_o (mm)	d (mm)	a_o	b_o (mm)	d (mm)	b_o (mm)	d (mm)	83.93	62.95
128.54	113.16	83.93	1	2,200.00	250.00	30.00	2,200.00	250.00	2,200.00	250.00		

ZAPATA		P_{max} (Ton)
		58.8

COL	ZAPATA	Propiedad	Valor
		f_y (Kg/cm ²)	4,200.00
		$f'c$ (Kg/cm ²)	210.00
		L_x (cm)	140.00
		L_y (cm)	140.00
		H (cm)	30.00
		d (cm)	5.00
		d (cm)	25.00
		h (y) (cm)	30.00
		b (x) (cm)	30.00
		A_g (cm ²)	19,600.00
		A_{sx} (cm ²)	17.78
		A_{sy} (cm ²)	17.78
		L_{xo} (cm)	55.00
		L_{yo} (cm)	55.00
		Acorte (cm ²)	16,575.00
		q _{corte} (Ton/m ²)	37.98
		$P_{umaxcorte}$ (Ton)	74.44
		a (cm)	2.99
		M_n (Ton-m)	15.80
		q _{ultflex} (Ton/m ²)	74.61
		$P_{umaxflex}$ (Ton)	146.23

Capacidad portante del terreno es de 30 Ton/m².

$$\sigma = \frac{P_{Trabajo}}{A_g} \dots P_{TraMax} = \sigma * A_g \dots P_{TraMax} = \frac{30 * (1.40 * 1.40)}{1.0} = 58.8 \text{ Ton}$$

La carga axial máxima de trabajo para la zapata es de 58.8 Ton

El cálculo de la fuerza resistente a corte del concreto en la zapata se evalúa tomando el menor valor de las tres formulaciones que muestra la NSR-210 (C.11.11.2.1), (a,b,c).

$$a) V_c = 0.17 * \left[1 + \frac{2}{\beta} \right] * \lambda * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$\beta = \frac{L_{\text{mayor-col}}}{L_{\text{menor-col}}} = \frac{30}{30} = 1.00 \quad d = (H - d') = (30 - 5) = 25 \text{ cm}$$

$$b_o = 2 * (d + L_x) + 2 * (d + L_y) = 2 * (25 + 30) + 2 * (25 + 30) = 220 \text{ cm}$$

$$V_c = \frac{0.17 * \left[1 + \frac{2}{1.00}\right] * 1.00 * \sqrt{210} * 220 * 25}{1000} = 128.54 \text{ Ton}$$

$$\text{b) } V_c = 0.083 * \left[\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right] * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\alpha_s = 40 \text{ Col Internas} \quad \alpha_s = 30 \text{ Col Borde} \quad \alpha_s = 30 \text{ Col Esquina}$$

$$V_c = \frac{0.083 * \left[\frac{30 * 25}{220} + 2\right] * 1.00 * \sqrt{210} * 220 * 25}{1000} = 113.16 \text{ Ton}$$

$$\text{c) } V_c = 0.333 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$V_c = \frac{0.333 * 1.00 * \sqrt{210} * 220 * 25}{1000} = 83.93 \text{ Ton}$$

Calculados los tres valores de fuerzas cortantes, se escoge el menor y se multiplica por los respectivos coeficientes:

$$\phi * \phi_c * \phi_e * V_c = 0.75 * 1.00 * 1.00 * 83.93 = 62.95 \text{ Ton}$$

La carga máxima (Pu) que resiste la zapata por corte es:

$$P_{\text{umax}} = q_{\text{ultcor}} * A_g q_{\text{ultcor}} = \frac{\phi V_c}{A_{\text{corte}}}$$

$$A_{\text{corte}} = (L_{xz} * L_{yz}) - (L_{x0} * L_{y0})$$

$$L_{x0} = (d + L_{xcol}) = 25 + 30 = 55 \text{ cm}$$

$$L_{y0} = (d + L_{ycol}) = 25 + 30 = 55 \text{ cm}$$

$$A_{\text{corte}} = (140 * 140) - (55 * 55) = 16575 \text{ cm}^2$$

$$q_{\text{ultcor}} = \frac{62.95 * 1000}{16575} = 37.98 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_{\text{umax}} = \frac{37.98 * 1.4 * 1.4}{1.00} = 74.44 \text{ Ton}$$

La carga máxima Pu que puede soportar la zapata para llegar al máximo esfuerzo a corte es de 74.44 Ton.

El cálculo del momento máximo resistente a flexión de la zapata se menciona en la siguiente formulación:

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

Realizando equilibrio de fuerzas calculamos el valor de a: C=T

$$0.85 * f'_c * b * a = A_s * f_y$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{14 * 1.27 * 4200}{0.85 * 210 * 140} = 2.99 \text{ cm}$$

$$M_n = \frac{14 * 1.27 * 4200 * \left(25 - \frac{2.99}{2} \right)}{1000 * 1000} = 17.55 \text{ Ton - m}$$

$$\phi * \phi_c * \phi_e * M_n = 0.90 * 1.00 * 1.00 * 17.55 = 15.80 \text{ Ton} - \text{m}$$

La carga máxima (Pu) que resiste la zapata por flexión es:

$$P_{\text{umax}} = q_{\text{ultflex}} * A_g$$

$$q_{\text{ultflex}} = \frac{\phi * \phi_c * \phi_e * M_n * 1000 * 1000}{\frac{L_y * \left(\frac{(L_x - X_{\text{col}})}{2}\right)^2}{2}}$$

$$q_{\text{ultflex}} = \frac{15.80 * 1000 * 1000}{\frac{L_y * \left(\frac{(L_x - X_{\text{col}})}{2}\right)^2}{2}} = 74.61 \text{ Ton/m}^2$$

$$P_{\text{umax}} = 74.61 * 1.4 * 1.4 = 146.23 \text{ Ton}$$

La carga máxima Pu que puede soportar la zapata para llegar al máximo esfuerzo a flexión es de 146.23 Ton.

Las solicitaciones por carga axial se relacionan en el anexo M.

Las solicitaciones por cortante y momento para determinar los índices de sobreesfuerzos en las zapatas, se relacionan en el anexo N.

4.6.2.8 Índices de Sobreesfuerzo de la Estructura. Según la NSR-10 en A.10.5.1 (c) se define un índice de sobreesfuerzo general con base en los resultados mostrados en las gráficas anteriores; se observa que un porcentaje considerable de índices están por encima de la unidad para todos los elementos de la estructura, por tal motivo se tomara a criterio un índice de sobreesfuerzo de la estructura de 1.95.

4.6.2.8.1 Vulnerabilidad por Resistencia. Según la NSR-10 en A.10.5.1 (c) el inverso del índice de sobreesfuerzo general de la estructura, expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia que tendría la edificación nueva construida de acuerdo a los requisitos de la NSR-10. La Vulnerabilidad por resistencia es de $1/1.95 = 0.51$.

5. PROCESO DE REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO

5.1 INTRODUCCIÓN

De acuerdo al avance actual en el análisis y diseño de estructuras de concreto y metálicas, capaces de soportar sismos sin que se vean afectados los elementos que conforman estas edificaciones, la edificación en sí y, principalmente sus habitantes, las estructuras construidas con antelación a la publicación de las normas que a la fecha las regulan y son de obligatorio cumplimiento, son más propensas o vulnerables a fallar ante un evento sísmico, tales como los que han ocurrido en los últimos tiempos y han traído como consecuencia pérdidas al patrimonio y de vidas humanas.

Las edificaciones que actualmente funcionan y desempeñan un papel importante dentro de la comunidad, deben evaluarse y proponerse, de ser el caso, un sistema de reforzamiento que permita inicialmente cumplir a la edificación dentro de la reglamentación para diseño y construcción sismo resistente y, posteriormente que asegure la vida útil de la misma, siendo capaz de resistir dentro de los rangos para los cuales fue diseñada su rehabilitación, un evento sísmico de tal magnitud, que asegure la vida de quienes la habitan o utilizan sin que esta llegue al colapso.

Actualmente hay diferentes sistemas de reforzamiento que el diseñador o el grupo interdisciplinario debe evaluar teniendo en cuenta diversos factores entre los cuales se pueden mencionar: Arquitectónicos, Constructivos, Técnicos, Económicos, Culturales, entre otros.

5.2 SISTEMAS DE REFORZAMIENTO

Los sistemas de reforzamiento estructural tienen algunas funciones como el aumento de la capacidad global de disipación de energía, aumento de la rigidez, aumento de la resistencia y la disminución de la concentración de energía en planta y en altura.

De acuerdo a la complejidad de la patología encontrada en la edificación se podrán realizar los siguientes procesos que profieran a la estructura la seguridad adecuada para su funcionamiento:

5.2.1 Refuerzo de un elemento estructural. Cuando se requiera incrementar la capacidad de resistencia de un elemento estructural, o bien su ductilidad, será necesario reforzarlo. El refuerzo de un elemento suele producir cambios en su rigidez que deberán tomarse en cuenta mediante un análisis estructural; en particular, deberá evitarse que el refuerzo propicie la aparición de articulaciones plásticas en las columnas. El análisis podrá efectuarse suponiendo el comportamiento monolítico del elemento original y su refuerzo.

Será necesario reestructurar un inmueble cuando se requiera corregir un defecto de estructuración, reforzar la edificación en su conjunto o efectuar una modificación del proyecto original. En el diseño de una reestructuración, deberá cuidarse que la rigidez de los nuevos elementos sea compatible con la de la estructura original, si se desea un trabajo conjunto. Especial atención requiere el diseño de las conexiones entre los nuevos elementos y la estructura original para que sean capaces de transmitir los esfuerzos que garanticen su unión. Asimismo deberá revisarse la transmisión de las cargas a la cimentación, lo que frecuentemente puede plantear la necesidad de modificarla.

5.2.1.1 Encamisado con concreto reforzado. Cuando el refuerzo de un elemento estructural se realice mediante su encamisado con concreto reforzado, habrá que preparar la superficie del elemento para garantizar una buena adherencia entre el concreto nuevo y el viejo, además de evitar que ésta se rompa por contracciones volumétricas durante el fraguado. Cuando el encamisado no sea completo, deberá verificarse la necesidad de colocar elementos de conexión que garanticen la transmisión de los esfuerzos de cortante entre la camisa y el elemento por reforzar.

5.2.1.2 Encamisado con elementos de acero. Cuando el refuerzo de un elemento estructural se realice mediante su encamisado con acero, deberá rellenarse el espacio entre la camisa y el elemento con un mortero estabilizado o hecho con resinas. Si se utilizan estribos o pernos postensados, habrá que considerar la necesidad de un mantenimiento que elimine las pérdidas de tensión por relajación del acero o deformaciones del elemento reforzado.

5.2.1.3 Materiales FRP. Estas materiales son excelentes al momento de aumentar resistencia y ductilidad, fácil instalación y una obra bastante limpia, pero tiene un elevado costo.

La selección del mejor sistema de reforzamiento para el edificio se realiza con base en la falta de rigidez, conservación de la arquitectura, que siga siendo funcional en la etapa de construcción, estética y costo del reforzamiento.

5.2.1.4 Muros de rigidez. Debido a su gran rigidez en la dirección más fuerte, los muros estructurales se diseñan para resistir fuerzas laterales producidas por movimientos sísmicos o por viento; a menudo son utilizados para resistir cargas verticales. Los muros se pueden localizar tanto en la parte interior como exterior de la edificación ya sea por estética, por facilidades constructivas, etc.

Cuando se introduzcan muros de rigidez de concreto reforzado como parte de una reestructuración, deberá garantizarse la continuidad del acero de refuerzo longitudinal a través de los sistemas de piso de la estructura original. Si se opta por desviar el refuerzo por los costados de las vigas, será necesario colocar grapas en los extremos de las desviaciones. Deberá tenerse cuidado con el colado del muro para evitar contracciones volumétricas.

5.2.1.5 Muros de relleno. Podrán utilizarse muros de relleno de concreto reforzado entre ejes de columnas, en cuyo caso deberán proporcionarse elementos de conexión suficientes para tomar los esfuerzos de cortante entre el tablero del muro y los elementos estructurales que lo circundan. Si el muro no cubre todo el claro entre columnas, se revisará el efecto que esto tiene sobre las vigas. Habrá que cuidar con el colado del muro para evitar contracciones volumétricas.

5.2.1.6 Armaduras o contravientos de acero. Pórticos de acero con diagonales anclados fuertemente a los diafragmas, como sustituto de los muros de rigidez; igualmente pueden construirse solamente las diagonales unidas a los pórticos existentes cuando éstos demuestran ser resistentes ante las fuerzas demandadas por ellos con el nuevo sistema, en especial ante las fuerzas axiales en las columnas y de corte en los nudos.

Cuando se utilicen armaduras o contravientos de acero como parte de una reestructuración deberá verificarse que las conexiones con la estructura de concreto sean capaces de transmitir los esfuerzos necesarios sin provocar el aplastamiento del concreto ni la falla de los elementos adyacentes al punto de conexión.

5.2.1.7 Contra-Fuertes. Su colocación es perpendicular a las caras del edificio, además de aportar rigidez, son útiles para tomar el momento de vuelco en edificios esbeltos. Debido a las limitaciones de espacio no siempre son factibles.

5.2.1.8 Disipadores de Energía. Dichos elementos proporcionan una disminución en los desplazamientos de entrepiso, así como la reducción en el número de rotulas plásticas en el sistema a través de la disipación de energía (Amortiguamiento Adicional).

5.2.1.9 Pórticos Perimetrales. Conjunto de vigas, columnas y en algunos casos diagonales, todos ellos interconectados entre sí por medio de conexiones o nudos que pueden ser, o no, capaces de transmitir momentos flectores de un elemento a otro. Aumentan la rigidez de la estructura y consecuentemente disminuyen los desplazamientos horizontales de la misma.

5.2.2 Selección del sistema de reforzamiento. De acuerdo a la evaluación definitiva, realizada por los dos métodos mencionados en el capítulo 3, se concluye que la edificación es débil en las dos direcciones, las derivas no cumplen en el sentido Y, y hay elementos que presentan fallas por cortante, flexión y flexo – compresión para el caso de columnas. Además, se pudo inferir la necesidad de realizar reforzamientos en nudos por fallas a la hora de realizar los chequeos.

Como el refuerzo de la estructura no es suficiente, se procede a la reestructuración del mismo, con la finalidad de cumplir con la capacidad sismo-resistente exigida por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. La forma de corregir la estructuración es mediante la inclusión de nuevos elementos que aumenten y balanceen la rigidez, la resistencia y la ductilidad del conjunto.

De acuerdo a los objetivos planteados en este proyecto, y con la finalidad de evaluar los resultados finales y los costos de reforzamiento, se plantean dos alternativas para la reestructuración del edificio, las cuales se consideran ofrecen practicidad para su instalación o construcción y, ofrecen los costos más bajos para su puesta en marcha. Se plantean las siguientes alternativas:

La alternativa uno consiste en diagonales o contrafuertes metálicos en el sentido más débil instalados en los tres niveles de forma simétrica. Se hará reforzamiento de los elementos estructurales con materiales especiales FRP, que después de la evaluación con los elementos metálicos aún presenten fallas por cortante, flexión o flexo-compresión. Este método disminuye las derivas de la estructura y evita las deformaciones excesivas y daños tanto en elementos estructurales como no estructurales.

La alternativa dos consiste en un pórtico perimetral de concreto reforzado, el cual se construirá paralelo al eje 1 en sentido X, en la parte posterior de la edificación, con el objeto de otorgar redundancia en este sentido y disminuir las derivas y deformaciones en los elementos estructurales. Se propone esta alternativa ya que estos elementos se podrán construir en el costado norte de la edificación sin afectar otras estructuras y, su sistema constructivo es relativamente menos complejo de realizar que otro tipo de obras tales como muros de cortante

Por el uso actual de la edificación, al realizar este tipo de obras se deberá suspender temporalmente su funcionalidad, afectando considerablemente a un importante porcentaje de estudiantes que actualmente la habitan. Al igual que en la alternativa uno, se hará reforzamiento de los elementos estructurales con materiales especiales FRP, que después de la evaluación con el pórtico adosado aún presenten fallas por cortante, flexión o flexo-compresión.

5.3 ALTERNATIVA No. 1 - REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON DIAGONALES METÁLICAS Y MATERIALES ESPECIALES

A continuación se muestran las imágenes del sistema de reforzamiento estructural planteado para esta alternativa, la cual consiste en diagonales metálicas en los pórticos más débiles y localizados simétricamente como se observa en las Figuras 47 a 50.

Figura 48. Sistema Reforzado con Diagonales – Vista 1

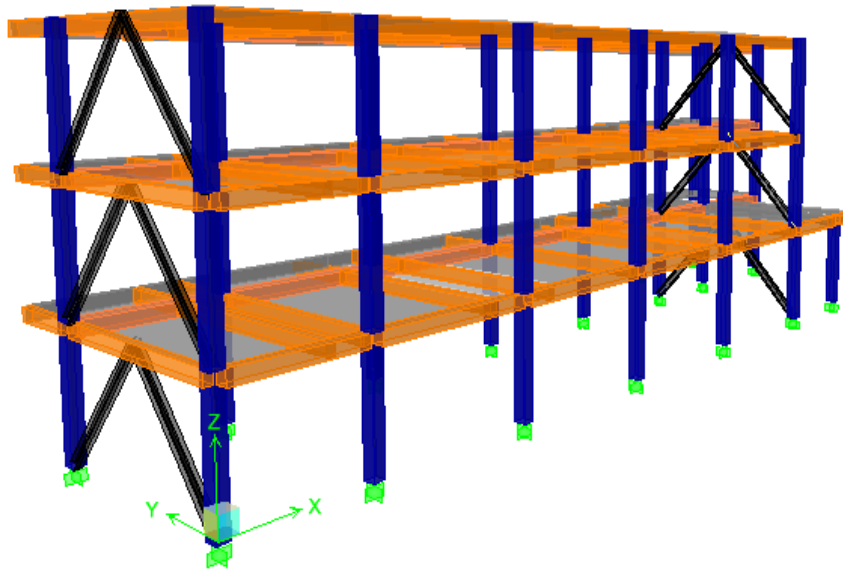


Figura 49. Sistema Reforzado con diagonales – Vista 2

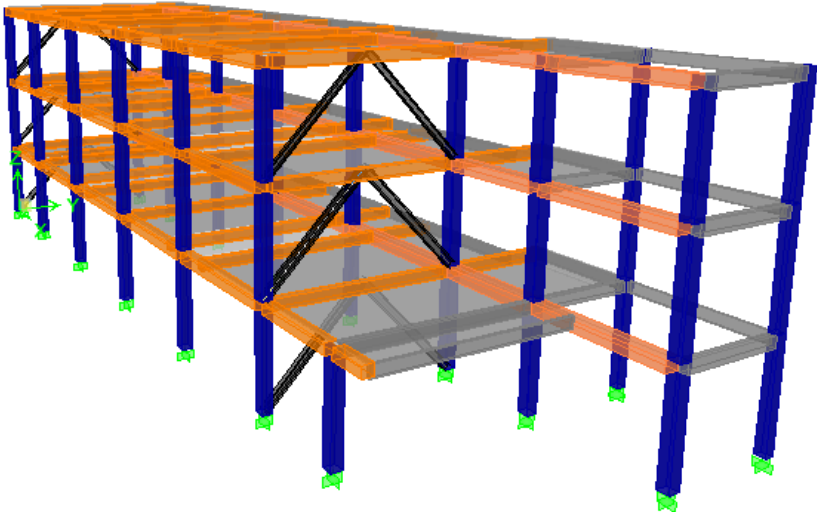


Figura 50. Sistema Reforzado con diagonales – Vista 3

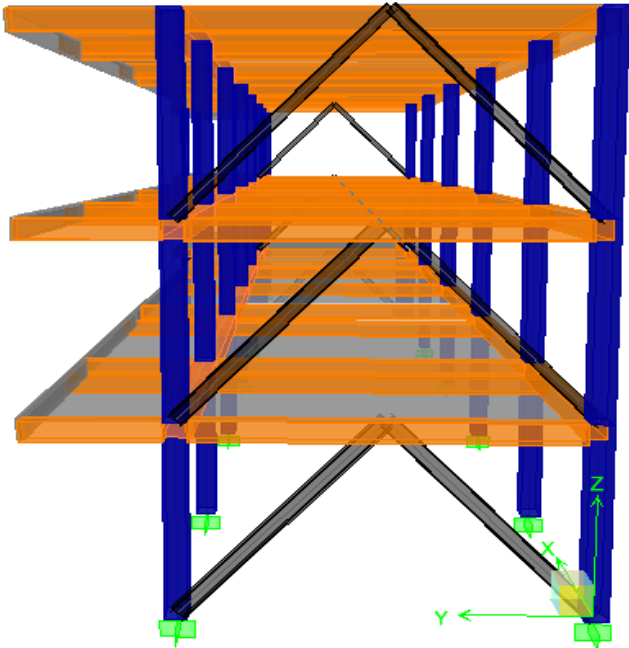
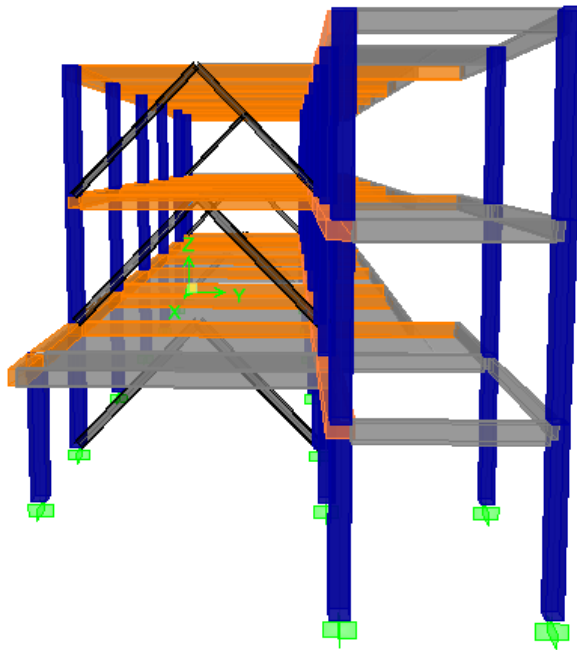


Figura 51. Sistema Reforzado con diagonales – Vista 4



5.3.1 Análisis modal y espectral con reforzamiento. Los modos de vibración se calculan con base en un análisis modal, que se fundamenta en la oscilación de la masa de cada entrepiso. El análisis se ejecuta con el programa ETABS® de CSI® que realiza el cálculo de masas con base en el peso específico de los elementos, las cargas muertas asignadas, las masas concentradas, centros de masa, centros de rigidez, evaluación y distribución de cargas sísmicas de forma automática. En las Figuras mostradas a continuación se indican las deformadas para los principales modos de vibración y sus respectivas participaciones de masa se definen en la Tabla No. 11 que corresponden a los resultados arrojados por el programa ETABS® de CSI®.

En las Figuras No. 51, 52 y 53 se indican los modos de vibración $T1 = 0.4948$ seg; $T2 = 0.2052$ seg; y $T3 = 0.1706$ seg, los cuales corresponden a la traslación en X, Y y rotación en Z respectivamente. Las participaciones de masa de cada uno de los modos se observa en la Tabla No. 11.

Figura 52. Modo de Vibración 1 (Eje X) con Reforzamiento

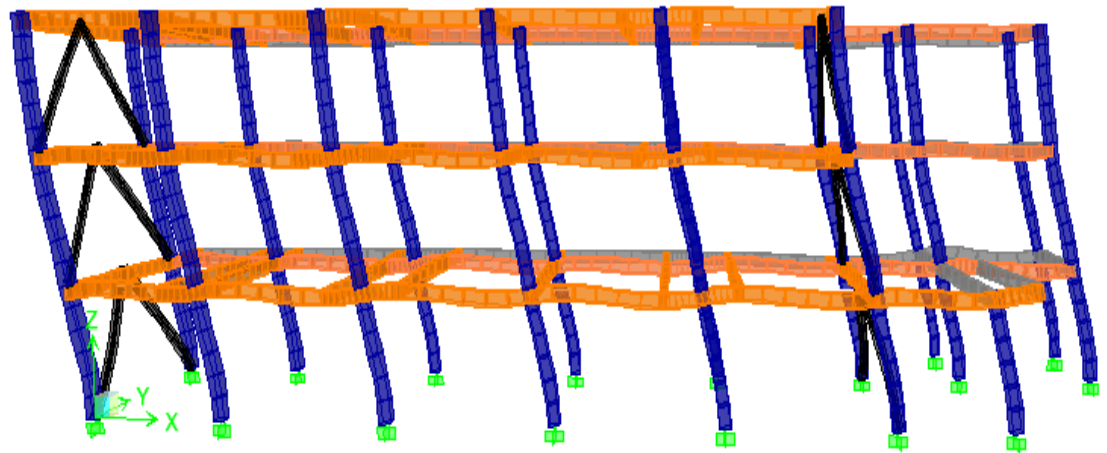


Figura 53. Modo de Vibración 2 (Eje Y) con Reforzamiento

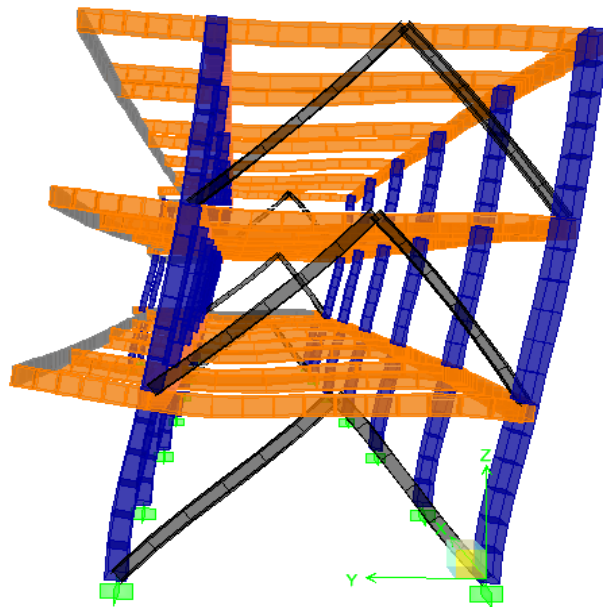


Figura 54. Modo de Vibración 3 (Rotacional) con Reforzamiento

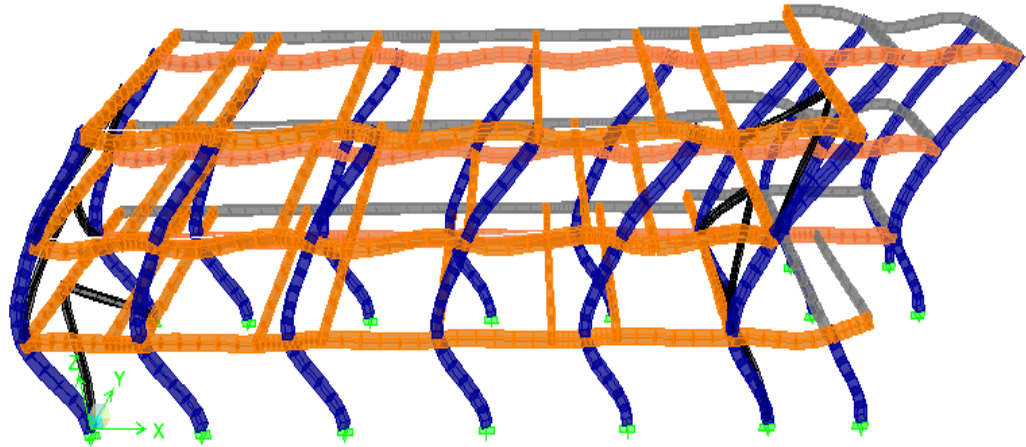


Tabla 11. Porcentajes de participación de masa para la estructura reforzada con diagonales metálicas

PORCENTAJE DE PARTICIPACION DE LA MASA					
Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.4948	86.7203	0.0008	86.7203	0.0008
2	0.2052	0.0091	85.0215	86.7294	85.0223
3	0.1706	11.3440	0.0405	98.0734	85.0628
4	0.1528	0.0000	0.0171	98.0734	85.0799
5	0.1100	1.9256	0.0008	99.9990	85.0807
6	0.0841	0.0001	12.4394	99.9991	97.5201
7	0.0639	0.0007	0.0032	99.9998	97.5233
8	0.0558	0.0000	2.4619	99.9998	99.9852
9	0.0424	0.0002	0.0146	100.0000	99.9998
10	0.0017	0.0000	0.0000	100.0000	99.9998
11	0.0016	0.0000	0.0000	100.0000	99.9998
12	0.0013	0.0000	0.0000	100.0000	99.9998

5.3.2 Derivas en la estructura con reforzamiento. De acuerdo al modelamiento realizado, las derivas máximas por piso arrojadas por el programa se muestran en la tabla a continuación:

Tabla 12. Derivas máximas por piso para la estructura con reforzamiento

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
N+8.4	Max Drift X	DERX	42	28.5	8.4	8.4	0.031%	
N+8.4	Max Drift Y	DERY	42	28.5	8.4	8.4		0.037%
N+8.4	Max Drift X	DERX	42	28.5	8.4	8.4	0.094%	
N+8.4	Max Drift Y	DERY	42	28.5	8.4	8.4		0.046%
N+5.6	Max Drift X	DERX	42	28.5	8.4	5.6	0.055%	
N+5.6	Max Drift Y	DERY	42	28.5	8.4	5.6		0.039%
N+5.6	Max Drift X	DERX	42	28.5	8.4	5.6	0.174%	
N+5.6	Max Drift Y	DERY	42	28.5	8.4	5.6		0.046%
N+2.8	Max Drift X	DERX	42	28.5	8.4	2.8	0.045%	
N+2.8	Max Drift Y	DERY	42	28.5	8.4	2.8		0.028%
N+2.8	Max Drift X	DERX	42	28.5	8.4	2.8	0.149%	
N+2.8	Max Drift Y	DERY	42	28.5	8.4	2.8		0.030%

Figura 55. Deriva ESP X. Estructura Reforzada

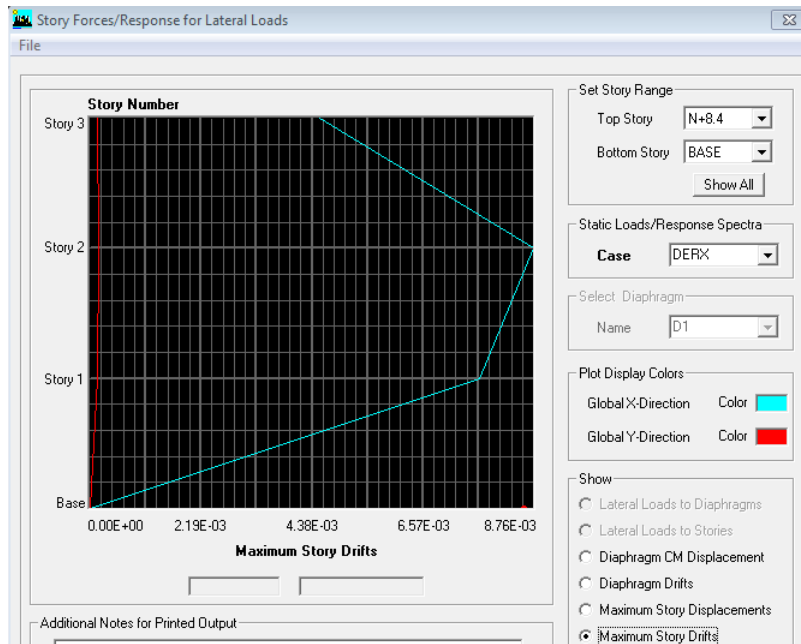
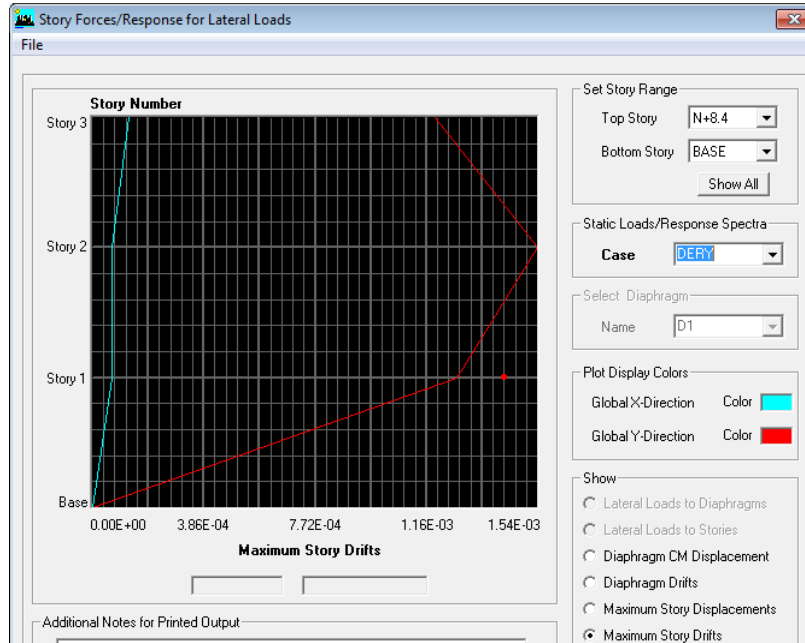


Figura 56. Deriva ESP Y. Estructura Reforzada



5.3.3 Índices de Flexibilidad Para Estructura Reforzada. La Tabla No. 13 muestra los valores de los índices por flexibilidad de la estructura reforzada, que a su vez cumplen con lo estipulado en la NSR-10.

Tabla 13. Índices de Flexibilidad de la estructura reforzada

Story	Load	DriftX	DriftY	Drift Max	Indice X	Indice Y
N+8.4	DERX	0.031%		1.00%	0.03	
N+8.4	DERY		0.037%	1.00%		0.04
N+8.4	DERX	0.094%		1.00%	0.09	
N+8.4	DERY		0.046%	1.00%		0.05
N+5.6	DERX	0.055%		1.00%	0.05	
N+5.6	DERY		0.039%	1.00%		0.04
N+5.6	DERX	0.174%		1.00%	0.17	
N+5.6	DERY		0.046%	1.00%		0.05
N+2.8	DERX	0.045%		1.00%	0.05	
N+2.8	DERY		0.028%	1.00%		0.03
N+2.8	DERX	0.149%		1.00%	0.15	
N+2.8	DERY		0.030%	1.00%		0.03

5.3.4 Índices de sobreesfuerzo Para Estructura Reforzada. Con el refuerzo de las diagonales metálicas en la estructura se puede determinar lo siguiente:

En el sentido X, en las vigas disminuyen las solicitudes por flexión y cortante y sus índices son inferiores a la unidad, lo que hace que cumplan esta condición. Ver Anexos Ñ y X.

En el sentido Y, aunque disminuyen las solicitudes por flexión y cortante, en algunos elementos no son suficientes y sus índices siguen siendo superiores a la unidad, lo que obliga a emplear otro método adicional para contrarrestar estas sollicitaciones y disminuir los índices. Ver Anexos O y Y.

En las columnas se disminuyen las sollicitaciones por flexo –compresión y cortante y sus índices son inferiores a la unidad. Ver Anexo AD.

5.3.4.1 Diseño de los elementos de reforzamiento. El procedimiento de diseño de los elementos de arriostramiento -diagonales metálicas- no hacen parte de este proyecto, pero se entregarán en el Anexo AF, correspondiente a los planos donde se especifican las secciones de esta estructura adicional y las conexiones a la estructura aporticada.

5.3.4.2 Reforzamiento de Vigas de Entrepiso a Flexión y Cortante con FRP. Una vez reforzada la estructura con los elementos metálicos, se evalúa y se puede determinar que algunas vigas de entrepiso siguen presentando deficiencias a flexión y cortante, por lo que es necesario realizar un reforzamiento con FRP (Polímeros Reforzados con Fibra) con base en los lineamientos estipulados en ACI 440 2r-08, con el objeto de soportar las sollicitaciones adicionales y cumplir con los índices de sobreesfuerzo. El diseño de los elementos especiales no hace parte de este trabajo, pero se detallan en el Anexo AF (Planos de reforzamiento).

En los planos de reforzamiento anexos a este trabajo se indica la localización de los elementos FRP en los diferentes niveles de la estructura.

5.3.5 Análisis No Lineal - Estático con Reforzamiento.

5.3.5.1 Análisis en la Dirección X (Modo 1) con Reforzamiento. Después de ejecutado el Análisis No Lineal Estático producido por las cargas muertas, se realiza el incremento de la fuerza horizontal hasta que la estructura llegue a un desplazamiento en la cubierta de 0.15 m. El nodo 37 de la cubierta es el punto elegido para realizar la respectiva medición y la dirección de análisis es el primer modo de vibración de la estructura. Los resultados producto del análisis se muestran en la Figura No. 56, cuyo significado se especificará a continuación:

Una vez reforzada la estructura (incluyendo el reforzamiento de vigas por FRP), el sistema encuentra solución; esto es, la estructura en su estado actual para el Espectro de Demanda Reducido (Véase que se incluyen los valores arriba calculados de C_a y C_v), encuentra punto de desempeño, y mejora notablemente su desempeño ante un evento sísmico.

Gráficamente puede apreciarse que El espectro de Demanda y el Espectro de Capacidad se interceptan. Ver Figura No. 56. Después de varias iteraciones se llega a los siguientes valores:

Periodo de la estructura es de $T = 0.77$ Segundos, amortiguamiento de la estructura es de $\text{Sigma} = 24.4\%$, valores de $S_a = 0.349$ y $S_d = 0.053$, cortante en la base $V = 106.40$ Ton. y desplazamiento en la cubierta = 0.065 mts.

Con la información suministrada en la Figura No. 57 se mostrará el procedimiento de rotulación de la estructura hasta que el punto 37 llegue a una deformación de 0.065 m.

Figura 57. Curva Demanda vs Capacidad para estructura reforzada en X

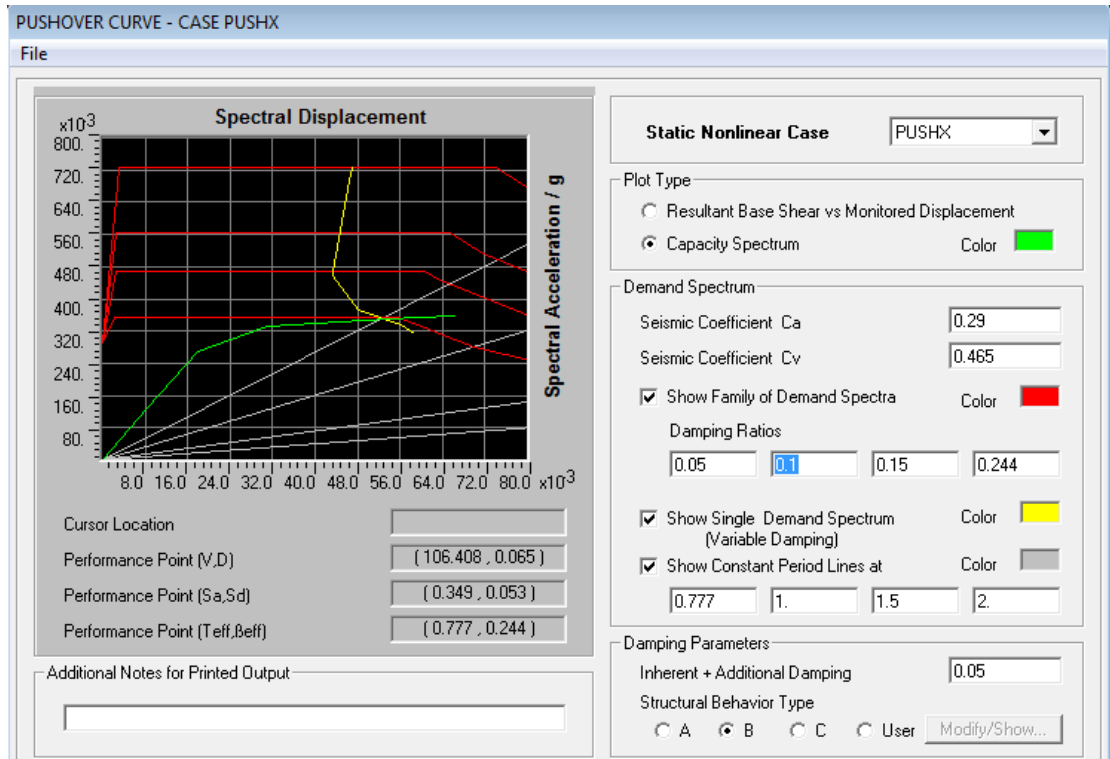
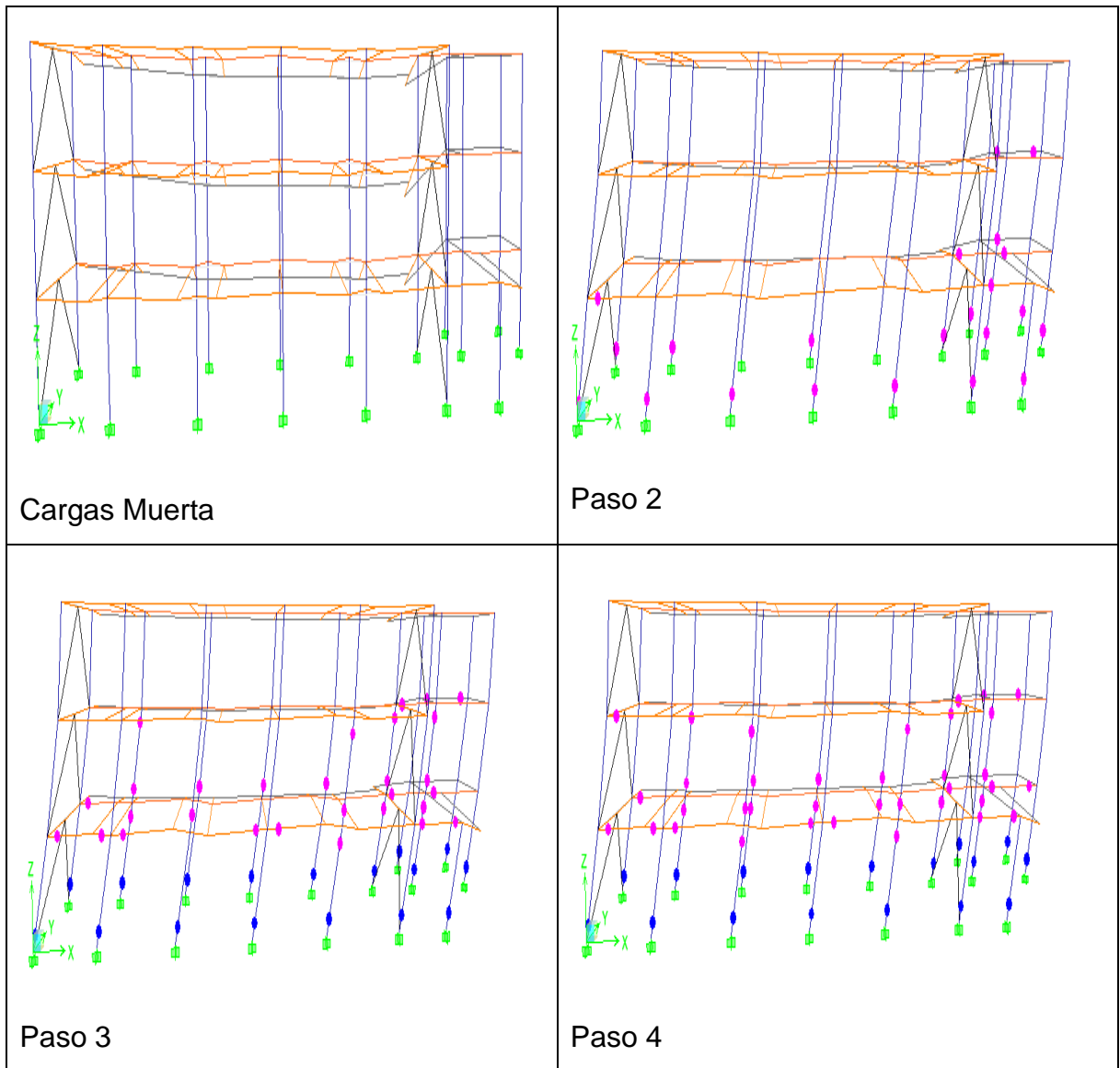
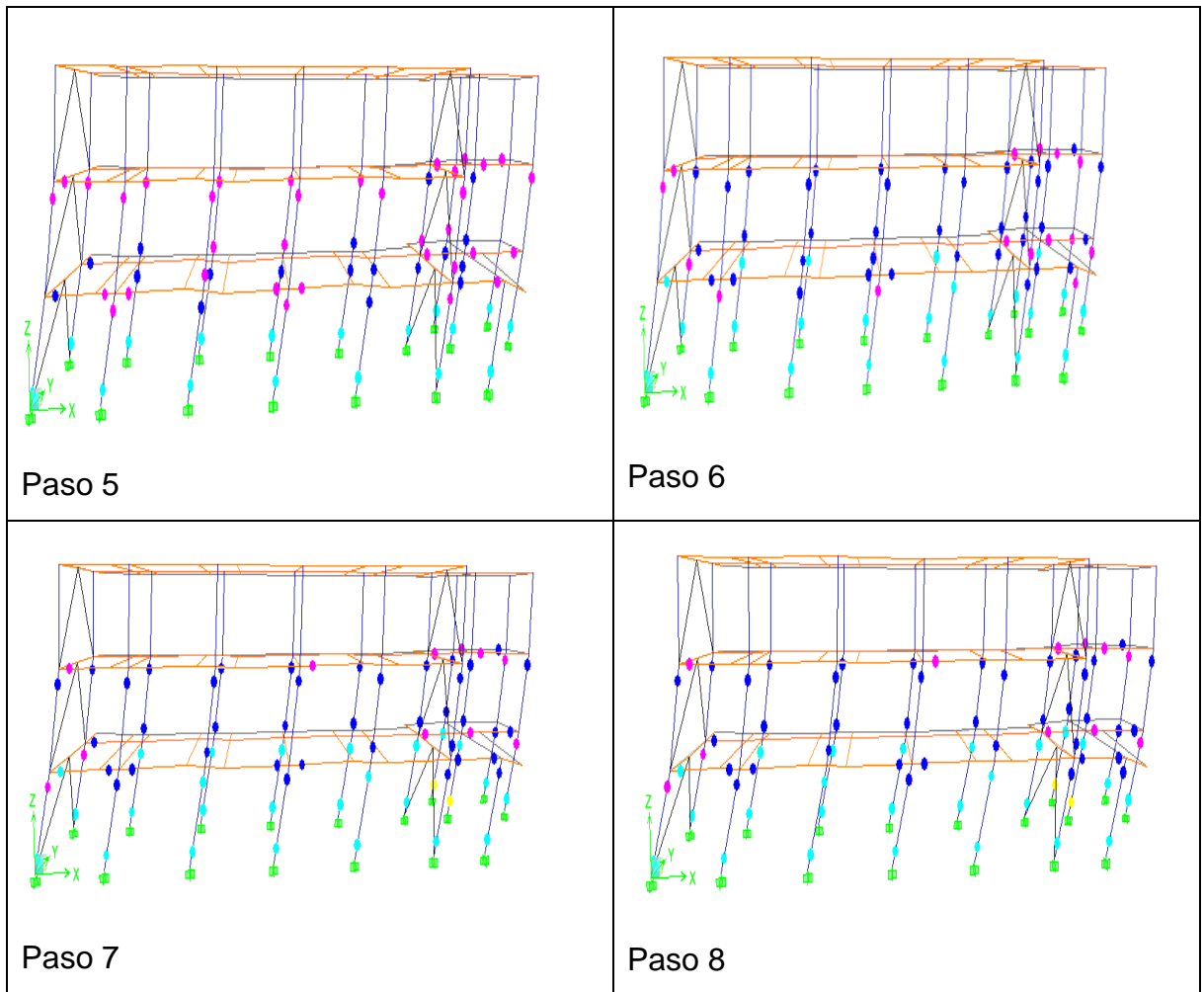


Figura 58. Pasos de la Aplicación de Carga en X con Reforzamiento





A medida que la carga horizontal aumenta los elementos estructurales alcanzan su resistencia de fluencia formándose así la rótula plástica. Los pasos mencionados en la Figura No. 57 muestran el estado de la estructura frente al sismo de diseño, la gran mayoría de los elementos tiene su rotulación en el estado elástico y ocupación inmediata.

En los anexos P y X se entregan los resultados de los índices de sobreesfuerzo para las vigas a flexión y cortante respectivamente con el refuerzo de las diagonales metálicas y los materiales especiales.

5.3.5.2 Análisis en la dirección Y (Modo 2) con Reforzamiento. Después de ejecutado el Análisis no Lineal Estático producido por las cargas muertas, se realiza el incremento de la fuerza horizontal hasta que la estructura llegue a un desplazamiento en la cubierta de 0.15 m. El nodo 37 de la cubierta es el punto elegido para realizar la respectiva medición y la dirección de análisis es el segundo modo de vibración de la estructura.

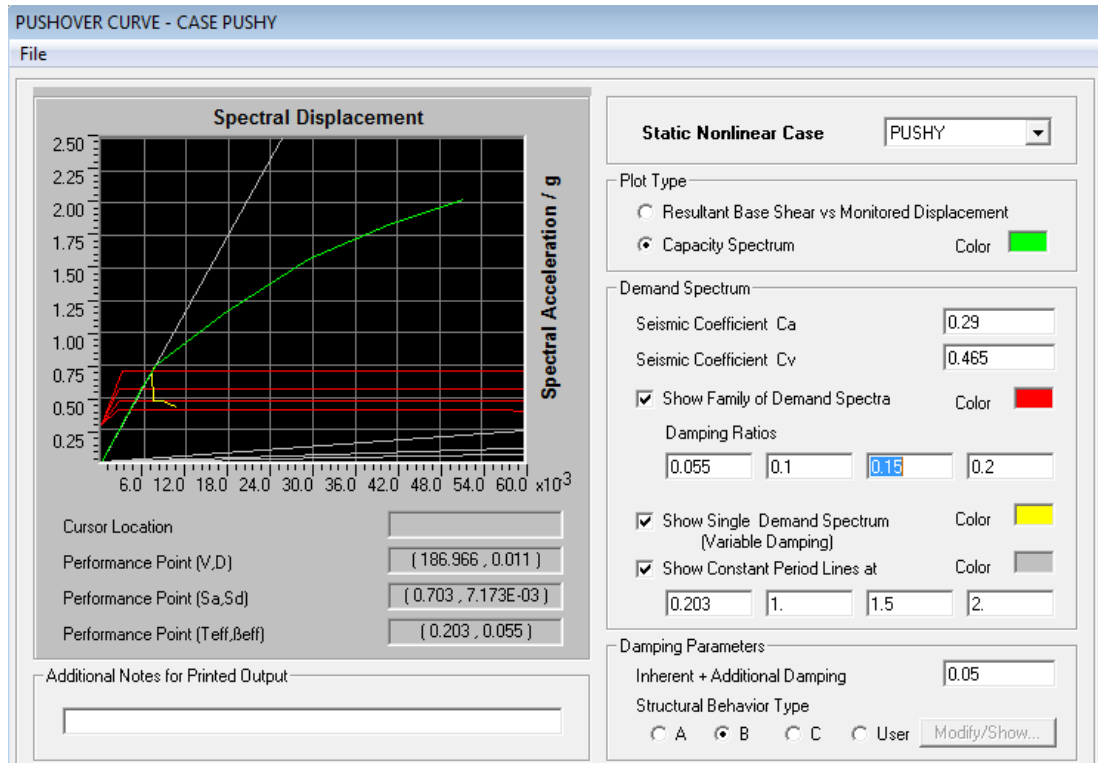
Una vez reforzada la estructura (incluyendo el reforzamiento de vigas por FRP), el sistema encuentra solución; esto es, la estructura en su estado actual para el Espectro de Demanda Reducido (Véase que se incluyen los valores arriba calculados de C_a y C_v), encuentra punto de desempeño, y mejora notablemente su desempeño ante un evento sísmico.

Gráficamente puede apreciarse que el Espectro de Demanda y el Espectro de Capacidad se interceptan. Ver Figura No. 58. Después de varias iteraciones se llega a los siguientes valores:

Periodo de la estructura es de $T = 0.203$ Segundos, amortiguamiento de la estructura es de $\text{Sigma} = 5.50 \%$, valores de $S_a = 0.703$ y $S_d = 0.0071$, cortante en la base $V = 186.96$ Ton. y desplazamiento en la cubierta = 0.011mts. Lo anterior quiere decir que el sistema empleado para reforzar la estructura, rigidizándola principalmente en el sentido Y, es bastante efectiva, ya que la estructura, para el evento de demanda introducido, se desplazara máximo en la cubierta 1.1 cm.

Con la información suministrada en la Figura No. 59 se muestra el procedimiento de rotulación de la estructura hasta que el punto 37 llegue a una deformación de 0.011 m.

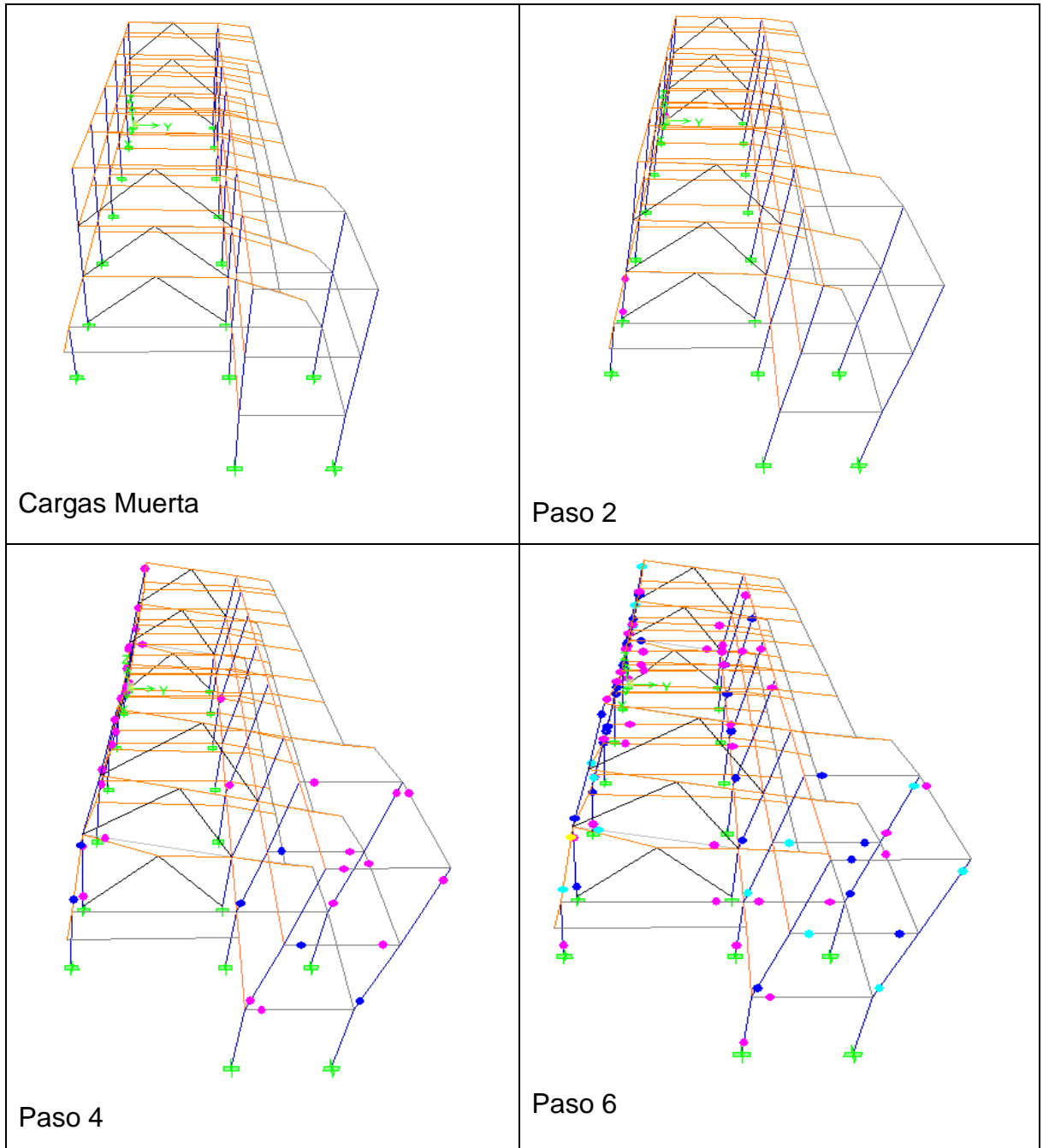
Figura 59. Curva Demanda vs Capacidad para estructura reforzada en Y



A medida que la carga horizontal aumenta los elementos estructurales alcanzan su resistencia de fluencia formándose así la rótula plástica. Los pasos mencionados en la figura No. 59 muestran el estado de la estructura frente al sismo de diseño, la gran mayoría de los elementos tiene su rotulación en el estado elástico, ocupación inmediata y vida segura, sin llegar al Pre-colapso.

En los anexos Q y Y se entregan los resultados de los índices de sobreesfuerzo para las vigas a flexión y cortante respectivamente con el refuerzo de las diagonales metálicas y los materiales especiales.

Figura 60. Pasos de la Aplicación de Carga en Y con Reforzamiento



5.4 ALTERNATIVA No. 2- REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL CON PORTICO ADOSADO EN CONCRETO REFORZADO Y MATERIALES ESPECIALES

A continuación se muestran las imágenes del sistema de reforzamiento estructural planteado para esta alternativa, la cual consiste en un pórtico en concreto reforzado adosado al eje X, como se observa en las Figuras 60 a 63.

Figura 61. Sistema Reforzado con Pórtico Adosado – Vista 1

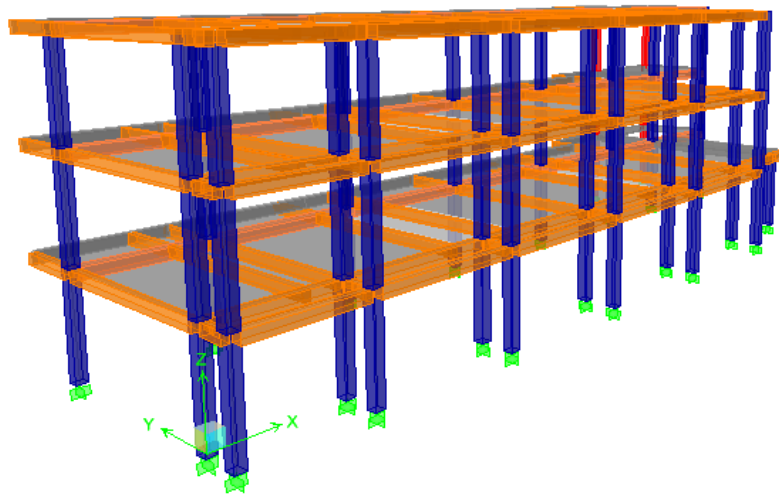


Figura 62. Sistema Reforzado con Pórtico Adosado – Vista 2

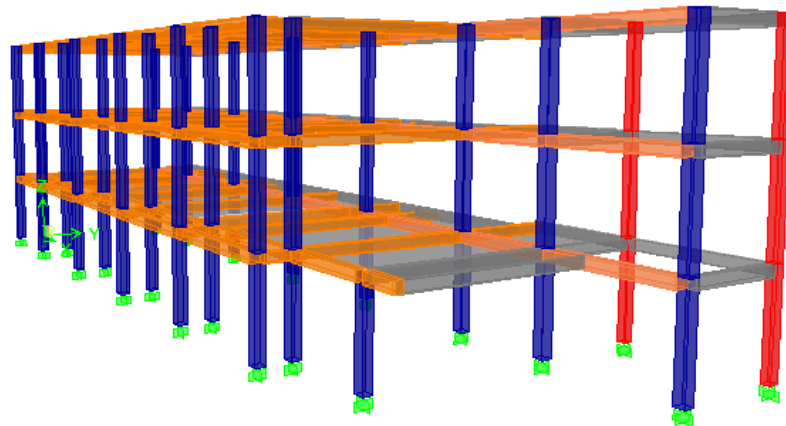


Figura 63. Sistema Reforzado con Pórtico Adosado – Vista 3

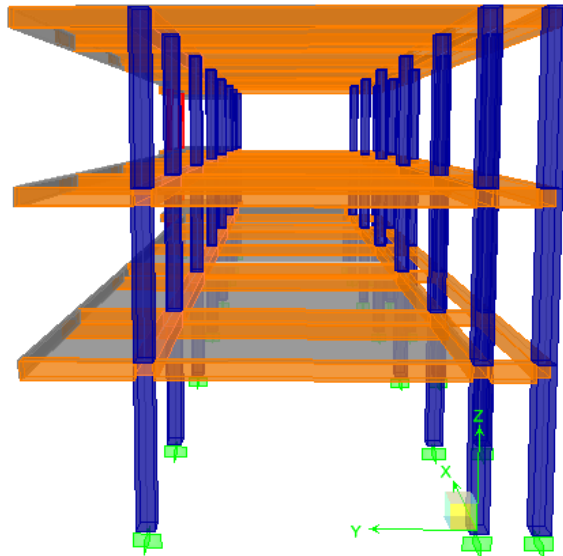
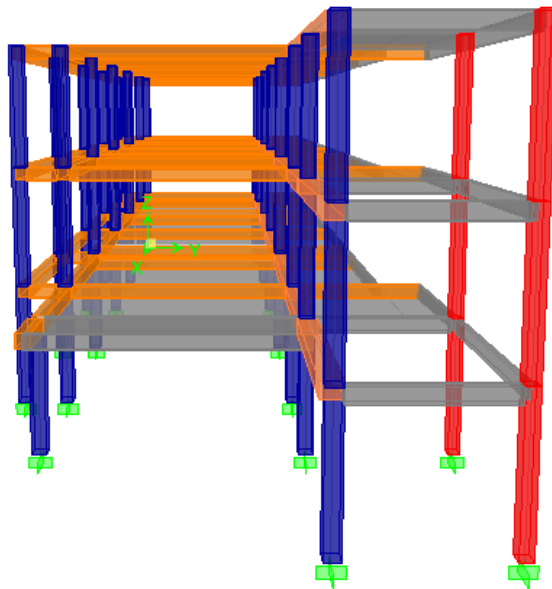


Figura 64. Sistema Reforzado con Pórtico Adosado – Vista 4



5.4.1 Análisis modal y espectral con reforzamiento. Los modos de vibración se calculan con base en un análisis modal, que se fundamenta en la oscilación de la

masa de cada entrepiso. El análisis se ejecuta con el programa ETABS® de CSI® que realiza el cálculo de masas con base en el peso específico de los elementos, las cargas muertas asignadas, las masas concentradas, centros de masa, centros de rigidez, evaluación y distribución de cargas sísmicas de forma automática. En las Figuras mostradas a continuación se indican las deformadas para los principales modos de vibración y sus respectivas participaciones de masa se definen en la Tabla No. 14 que corresponde a los resultados arrojados por el programa ETABS® de CSI®.

En las Figuras 64, 65 y 66 se indican los modos de vibración $T1 = 0.4962$ seg; $T2 = 0.4597$ seg; y $T3 = 0.3845$ seg, los cuales corresponden a la traslación en Y, X y rotación en Z respectivamente. Las participaciones de masa de cada uno de los modos se observa en la Tabla No. 14.

Figura 65. Modo de Vibración 1 (Eje Y) con Reforzamiento

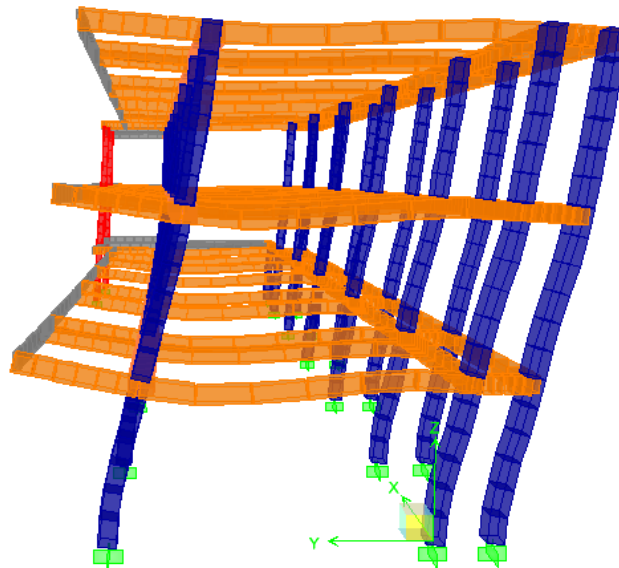


Figura 66. Modo de Vibración 2 (Eje X) con Reforzamiento

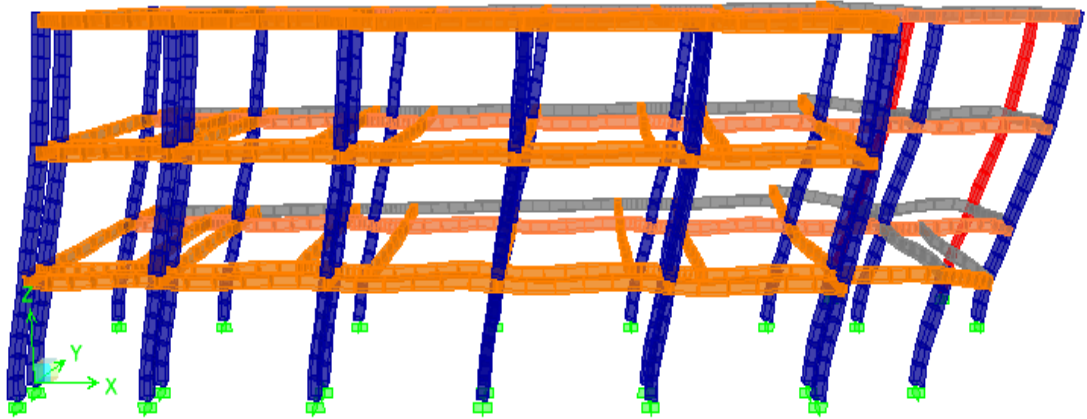


Figura 67. Modo de Vibración 3 (Rotacional) con Reforzamiento

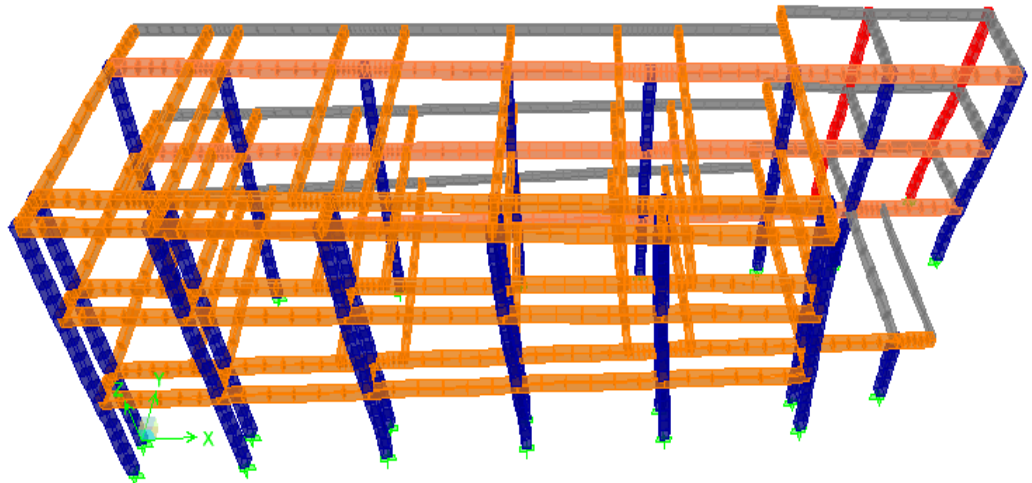


Tabla 14. Porcentajes de participación de masa para la estructura reforzada con pórticos adosados

PORCENTAJE DE PARTICIPACION DE MASAS					
Mode	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.496	86.369	4.506	86.369	4.506
2	0.460	9.787	77.598	96.156	82.104
3	0.385	3.538	17.294	99.694	99.398
4	0.162	0.028	0.017	99.722	99.416
5	0.157	0.000	0.197	99.722	99.612
6	0.133	0.004	0.034	99.727	99.646
7	0.100	0.061	0.226	99.787	99.872
8	0.098	0.206	0.087	99.994	99.959
9	0.081	0.007	0.041	100.000	100.000

5.4.2 Derivas en la estructura con reforzamiento. De acuerdo al modelamiento realizado, las derivas máximas por piso arrojadas por el programa se muestran en la tabla a continuación:

Tabla 15. Derivas máximas por piso para la estructura con reforzamiento

Story	Item	Load	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY
N+8.4	Max Drift X	DERX	42	28.5	8.4	8.4	0.417%	
N+8.4	Max Drift Y	DERX	42	28.5	8.4	8.4		0.439%
N+8.4	Max Drift X	DERY	42	28.5	8.4	8.4	0.140%	
N+8.4	Max Drift Y	DERY	79	0.0	-1.0	8.4		0.672%
N+5.6	Max Drift X	DERX	42	28.5	8.4	5.6	0.772%	
N+5.6	Max Drift Y	DERX	42	28.5	8.4	5.6		0.717%
N+5.6	Max Drift X	DERY	42	28.5	8.4	5.6	0.252%	
N+5.6	Max Drift Y	DERY	79	0.0	-1.0	5.6		1.075%
N+2.8	Max Drift X	DERX	42	28.5	8.4	2.8	0.668%	
N+2.8	Max Drift Y	DERX	42	28.5	8.4	2.8		0.565%
N+2.8	Max Drift X	DERY	42	28.5	8.4	2.8	0.218%	
N+2.8	Max Drift Y	DERY	79	0.0	-1.0	2.8		0.873%

Figura 68. Deriva ESP X. Estructura Reforzada

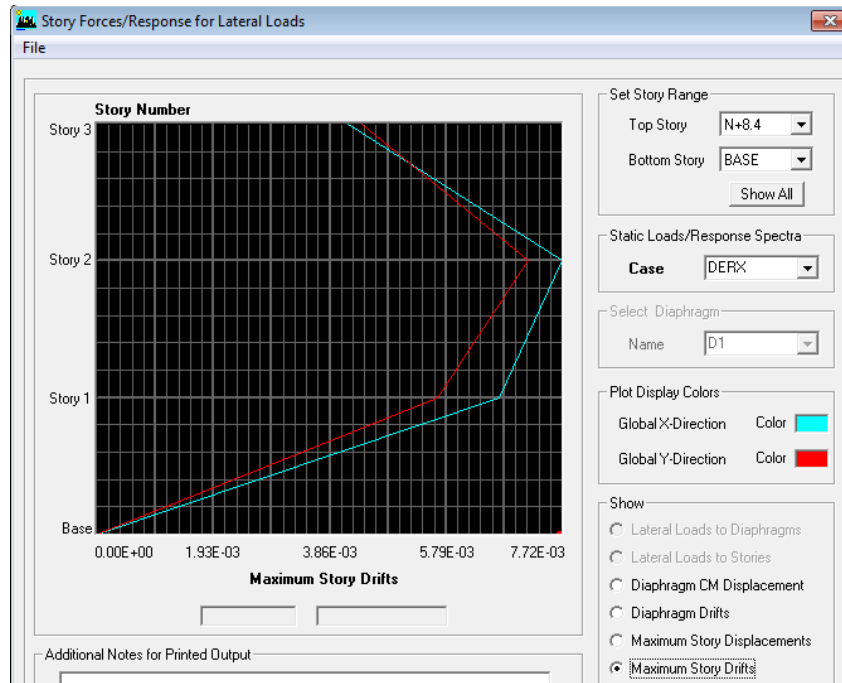
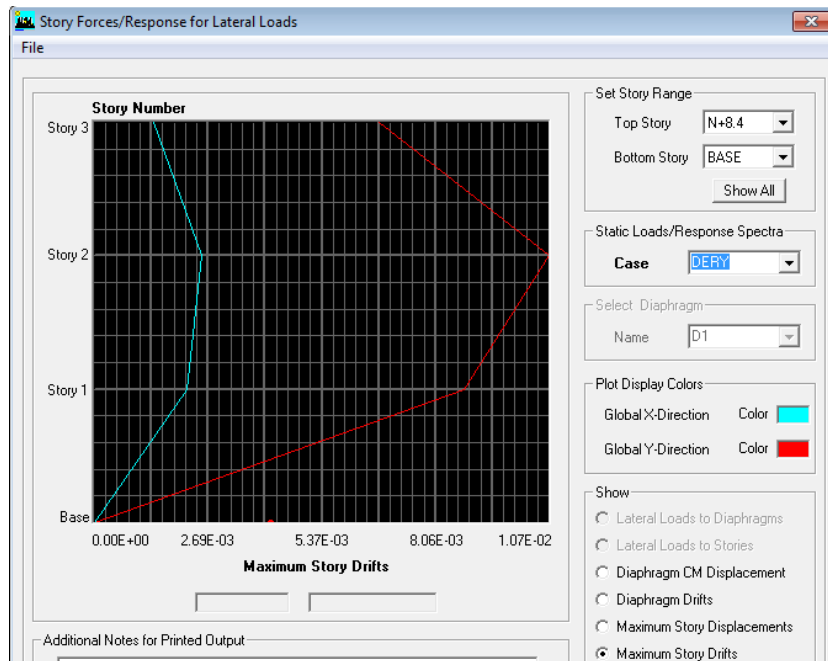


Figura 69. Deriva ESP Y. Estructura Reforzada



5.4.3 Índices de Flexibilidad Para Estructura Reforzada. La Tabla No. 16 muestra los valores de los índices por flexibilidad de la estructura reforzada, que a su vez cumplen con lo estipulado en la NSR-2010.

Tabla 16. Índices de Flexibilidad de la estructura reforzada con pórtico adosado

Story	Load	DriftX	DriftY	Drift Max	Indice X	Indice Y
N+8.4	DERX	0.417%		1.00%	0.417	
N+8.4	DERX		0.439%	1.00%		0.439
N+8.4	DERY	0.140%		1.00%	0.140	
N+8.4	DERY		0.672%	1.00%		0.672
N+5.6	DERX	0.772%		1.00%	0.772	
N+5.6	DERX		0.717%	1.00%		0.717
N+5.6	DERY	0.252%		1.00%	0.252	
N+5.6	DERY		1.075%	1.00%		1.075
N+2.8	DERX	0.668%		1.00%	0.668	
N+2.8	DERX		0.565%	1.00%		0.565
N+2.8	DERY	0.218%		1.00%	0.218	
N+2.8	DERY		0.873%	1.00%		0.873

5.4.4 Índices de sobreesfuerzo para estructura reforzada. Con el refuerzo de los pórticos adosados en la estructura se puede determinar lo siguiente:

En el sentido X, en las vigas disminuyen las solicitudes por flexión y cortante y sus índices son inferiores a la unidad, lo que hace que cumplan esta condición. Ver Anexos R y Z.

En el sentido Y, aunque disminuyen las solicitudes por flexión y cortante, en algunos elementos no son suficientes y sus índices siguen siendo superiores a la unidad, lo que obliga a emplear otro método adicional para contrarrestar estas solicitaciones y disminuir los índices. Ver Anexos S Y AA.

En las columnas se disminuyen las solicitaciones por flexo –compresión y cortante y sus índices son inferiores a la unidad. Ver Anexo AE.

5.4.4.1 Diseño de los elementos de reforzamiento. El diseño de los elementos de arriostramiento – vigas, columnas y cimentación en concreto reforzado del pórtico adosado- no hacen parte de este trabajo y tampoco se incluyen los planos correspondientes a la alternativa No. 2, ya que no es la opción viable ni definitiva para reforzamiento.

5.4.4.2 Reforzamiento de Vigas de Entrepiso a Flexión y Cortante con FRP. Una vez reforzada la estructura con el pórtico adosado, se evalúa y se puede determinar que algunas vigas de entrepiso siguen presentando deficiencias a flexión y cortante, mayores incluso que cuando se refuerza con diagonales metálicas, por lo que es necesario realizar un reforzamiento con FRP (Polímeros Reforzados con Fibra) con base en los lineamientos estipulados en ACI 440 2r-08, con el objeto de soportar las solicitaciones adicionales y cumplir con los índices de sobreesfuerzo.

Igualmente, tampoco se incluyen los planos correspondientes a la alternativa No. 2, ya que no es la opción viable ni definitiva para reforzamiento. .

5.4.5 Análisis No Lineal - Estático con Reforzamiento.

5.4.5.1 Análisis en la Dirección Y (Modo 1) con Reforzamiento. Después de ejecutado el Análisis No Lineal Estático producido por las cargas muertas, se realiza el incremento de la fuerza horizontal hasta que la estructura llegue a un desplazamiento en la cubierta de 0.15 m. El nodo 37 de la cubierta es el punto elegido para realizar la respectiva medición y la dirección de análisis es el primer modo de vibración de la estructura.

Los resultados producto del análisis se muestran en la Figura No. 69 cuyo significado se especificará a continuación:

Una vez reforzada la estructura (incluyendo el reforzamiento de vigas por FRP), el sistema encuentra solución; esto es, la estructura en su estado actual para el Espectro de Demanda Reducido (Véase que se incluyen los valores arriba calculados de C_a y C_v), encuentra punto de desempeño, y mejora notablemente su desempeño ante un evento sísmico.

Gráficamente puede apreciarse que El espectro de Demanda y el Espectro de Capacidad se interceptan. Ver Figura No. 69. Después de varias iteraciones se llega a los siguientes valores:

Periodo de la estructura es de $T = 0.675$ Segundos, amortiguamiento de la estructura es de $\text{Sigma} = 18\%$, valores de $S_a = 0.425$ y $S_d = 0.048$, cortante en la base $V = 193.29$ Ton. y desplazamiento en la cubierta = 0.076 m.

Con la información suministrada en la Figura No. 70 se mostrará el procedimiento de rotulación de la estructura hasta que el punto 37 llegue a una deformación de 0.076 m.

A medida que la carga horizontal aumenta los elementos estructurales alcanzan su resistencia de fluencia formándose así la rótula plástica. Los pasos mencionados en la Figura No. 70 muestran el estado de la estructura frente al sismo de diseño, la gran mayoría de los elementos tiene su rotulación en el estado elástico y ocupación inmediata, algunos elementos presentan rótulas en Pre-colapso. En los anexos U y AC se entregan los resultados de los índices de sobreesfuerzo para las vigas a flexión y cortante respectivamente con el refuerzo del pórtico adosado y los materiales especiales.

Figura 70. Curva Demanda vs Capacidad para estructura reforzada en Y

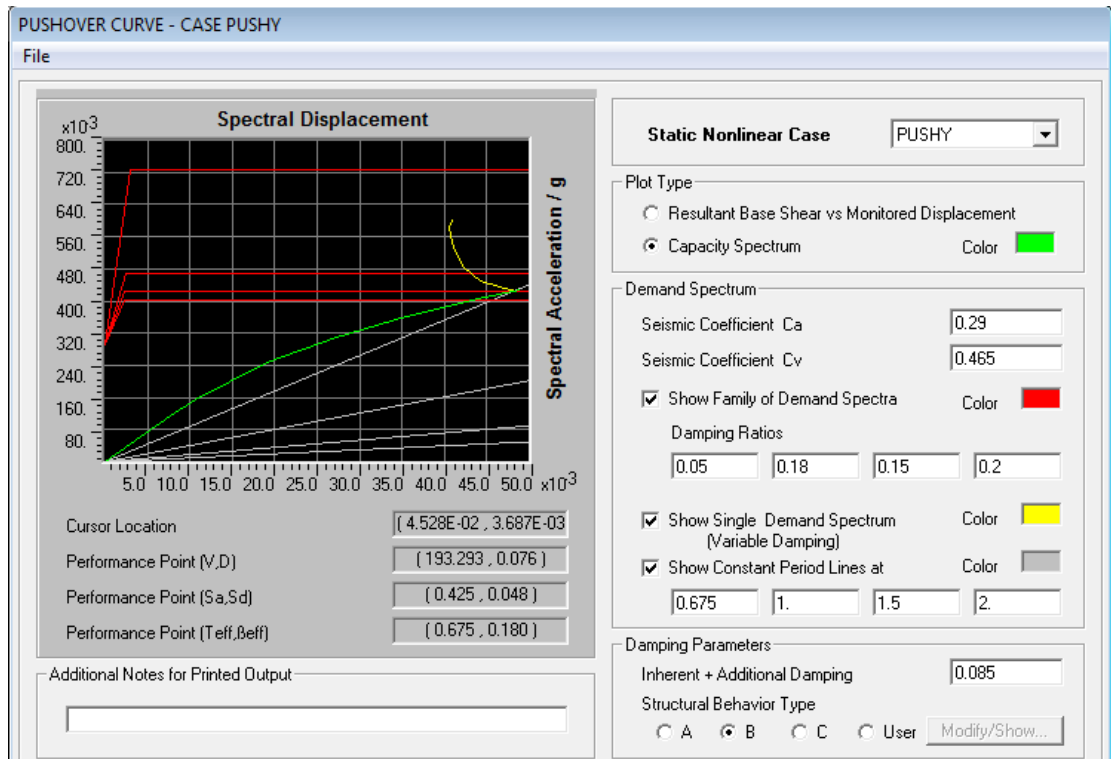
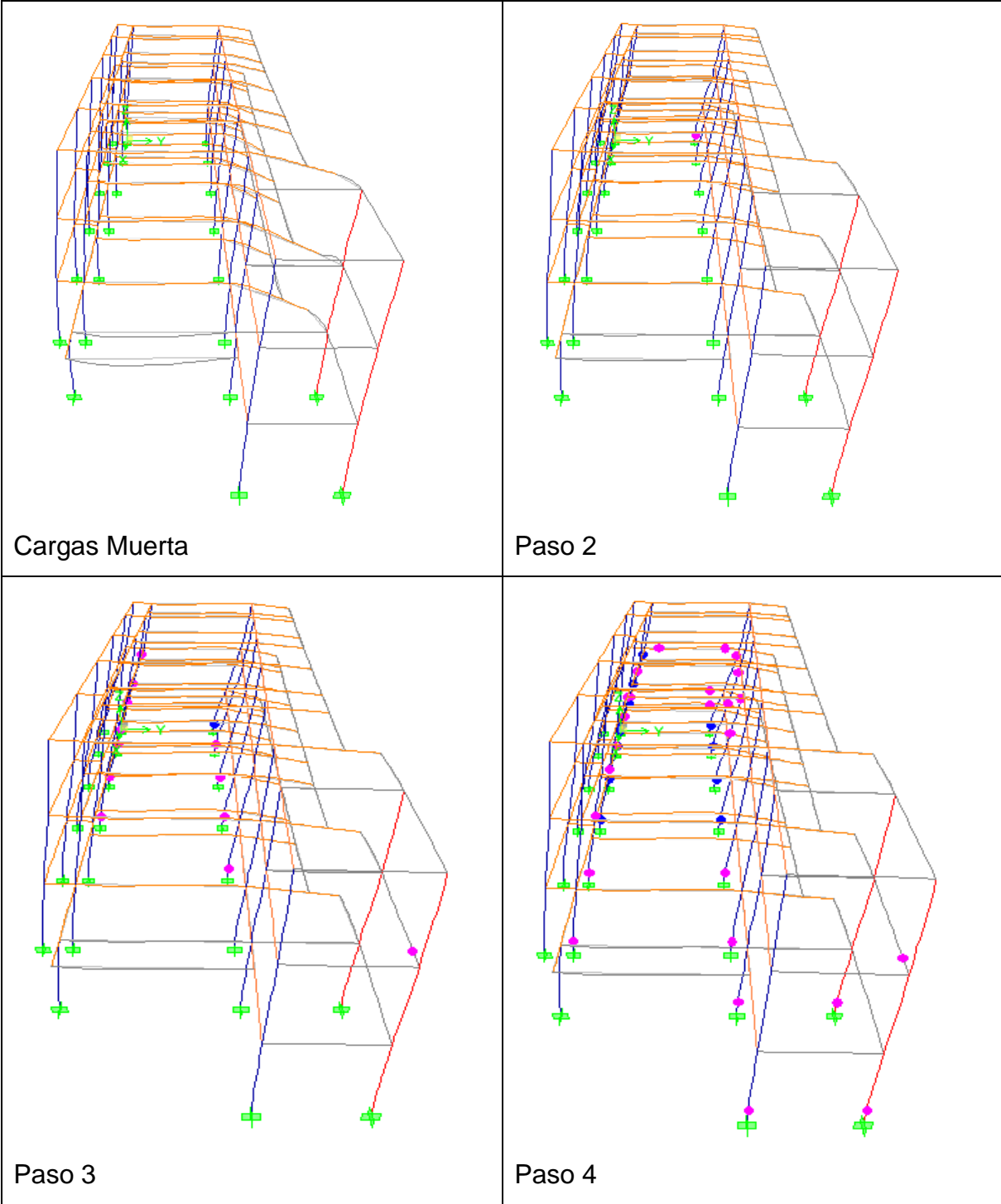
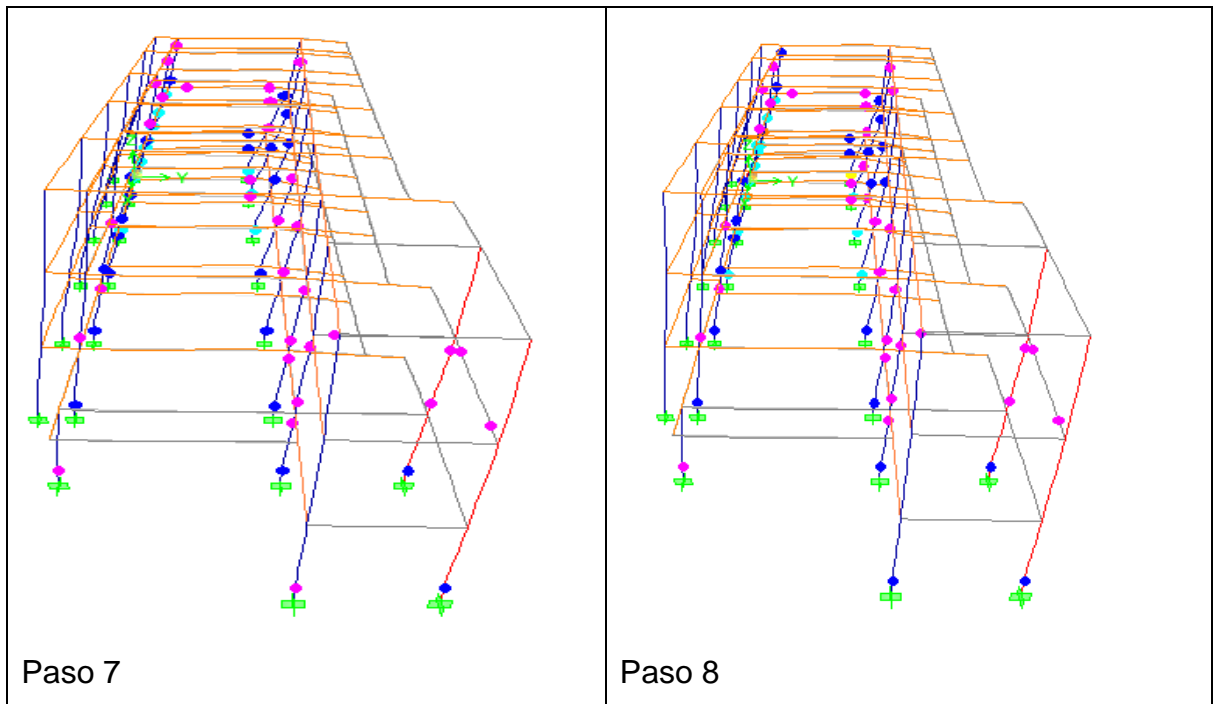


Figura 71. Pasos de la Aplicación de Carga en Y con Reforzamiento





5.4.5.2 Análisis en la dirección X (Modo 2) con Reforzamiento. Después de ejecutado el Análisis no Lineal Estático producido por las cargas muertas, se realiza el incremento de la fuerza horizontal hasta que la estructura llegue a un desplazamiento en la cubierta de 0.15 m. El nodo 37 de la cubierta es el punto elegido para realizar la respectiva medición y la dirección de análisis es el segundo modo de vibración de la estructura.

Una vez reforzada la estructura (incluyendo el reforzamiento de vigas por FRP), el sistema encuentra solución; esto es, la estructura en su estado actual para el Espectro de Demanda Reducido (Véase que se incluyen los valores arriba calculados de C_a y C_v), encuentra punto de desempeño, y mejora notablemente su desempeño ante un evento sísmico.

Gráficamente puede apreciarse que el Espectro de Demanda y el Espectro de Capacidad se interceptan. Ver Figura No. 71. Después de varias iteraciones se llega a los siguientes valores:

Periodo de la estructura es de $T = 0.399$ Segundos, amortiguamiento de la estructura es de $\text{Sigma} = 5.0 \%$, valores de $S_a = 0.72$ y $S_d = 0.029$, cortante en la base $V = 97.49$ Ton. y desplazamiento en la cubierta = 0.026 mts. Lo anterior quiere decir que el sistema empleado para reforzar la estructura, rigidizándola principalmente en el sentido Y, es bastante efectiva, ya que la estructura, para el evento de demanda introducido, se desplazara máximo en la cubierta 2.6 cm.

Con la información suministrada en la Figura No. 72 se muestra el procedimiento de rotulación de la estructura hasta que el punto 37 llegue a una deformación de 0.026 m. En los anexos T y AB se entregan los resultados de los índices de sobreesfuerzo para las vigas a flexión y cortante respectivamente con el refuerzo del pórtico adosado y los materiales especiales.

Figura 72. Curva Demanda vs Capacidad para estructura reforzada en X

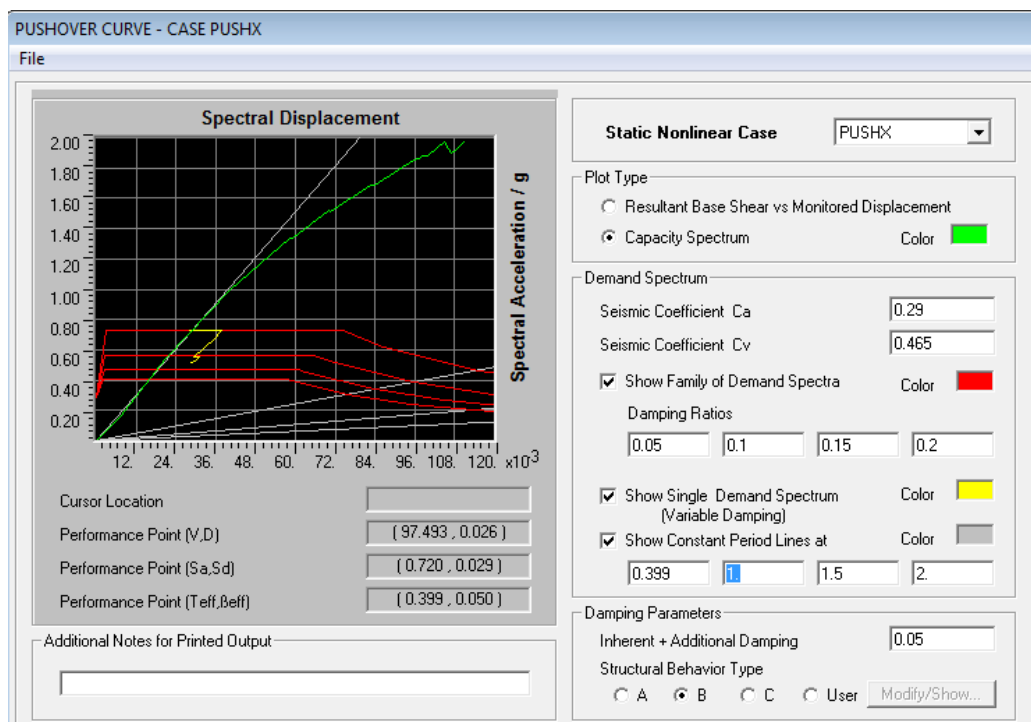
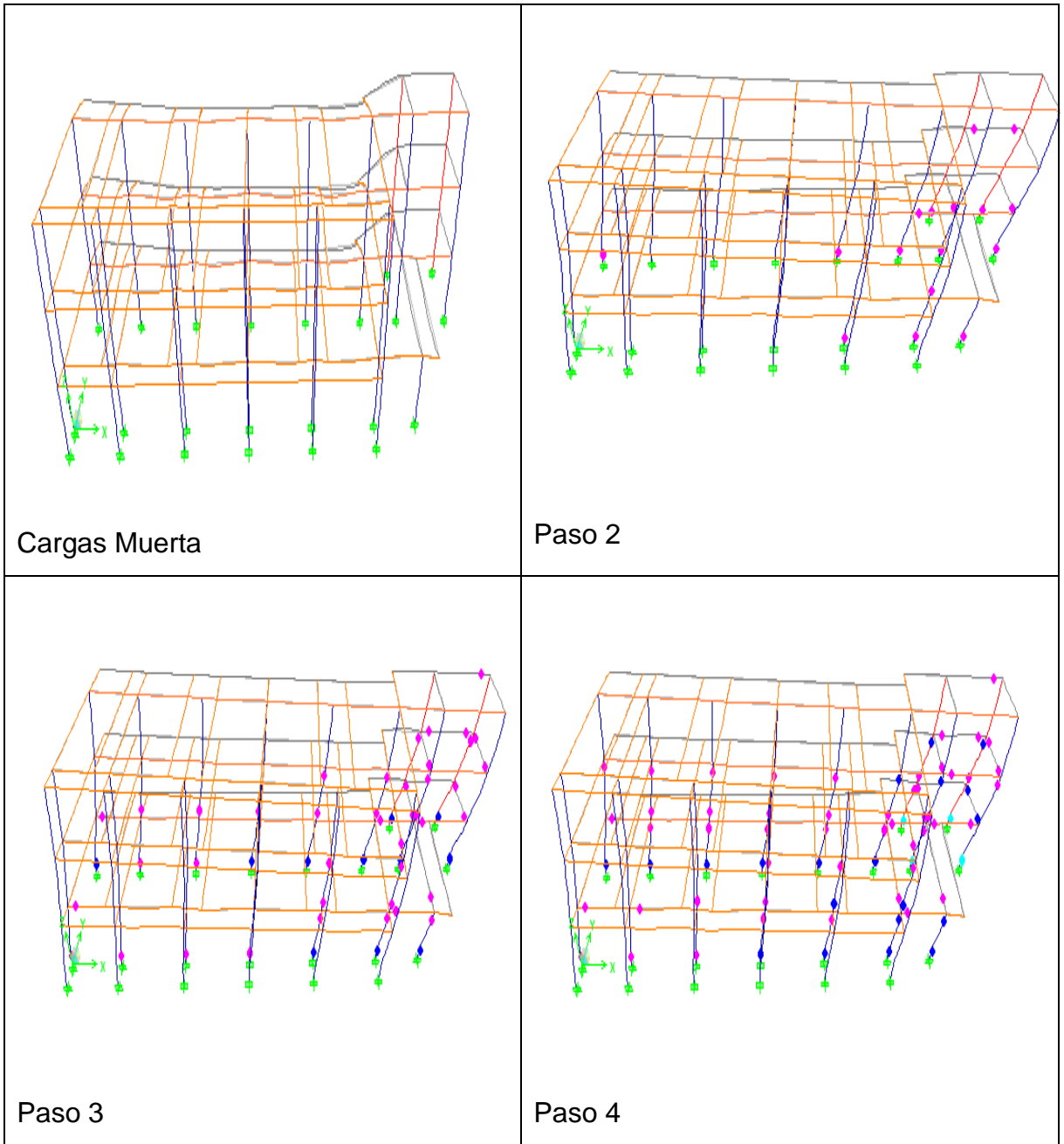
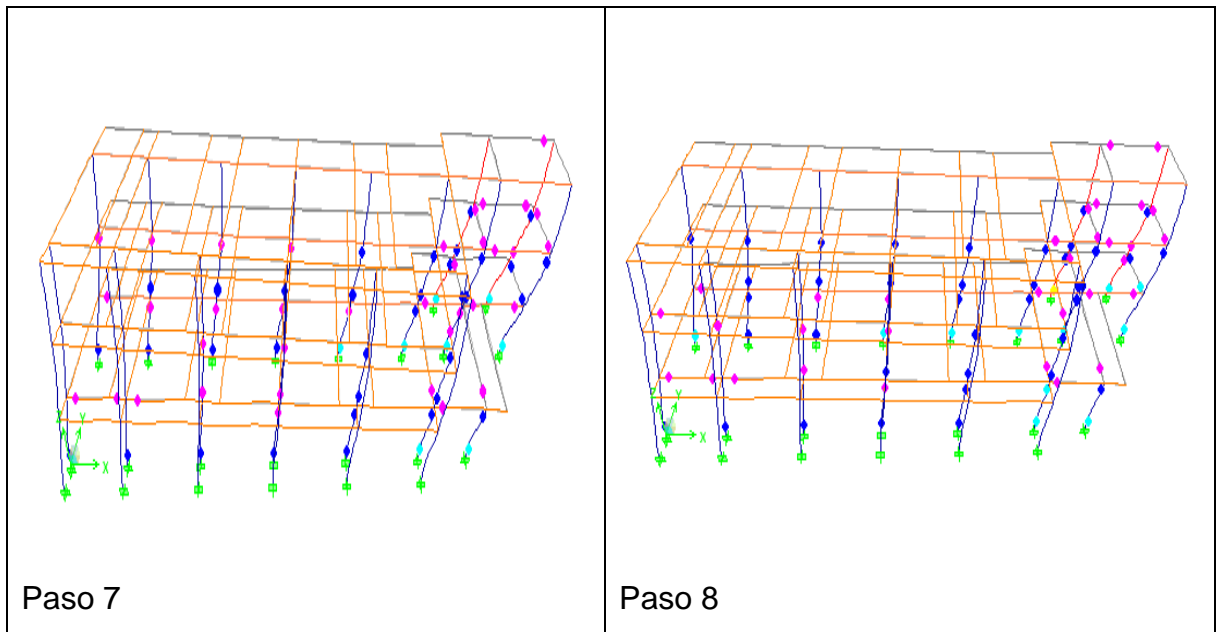


Figura 73. Pasos de la Aplicación de Carga en X con Reforzamiento





A medida que la carga horizontal aumenta los elementos estructurales alcanzan su resistencia de fluencia formándose así la rótula plástica. Los pasos mencionados en la Figura No. 72 muestran el estado de la estructura frente al sismo de diseño, la gran mayoría de los elementos tiene su rotulación en el estado elástico, ocupación inmediata y vida segura, sin llegar al Pre-colapso.

6. CONCLUSIONES

Se realizó el análisis de vulnerabilidad sísmica de la edificación “Residencias Universitarias UIS” y se puede determinar que es vulnerable; estos resultados son basados en los resultados obtenidos (Índices de sobreesfuerzo y flexibilidad), y análisis estático no lineal.

Al aplicar la metodología propuesta en el documento ATC-40, conocida como el Método del Espectro de Capacidad, se puede inferir que la estructura es vulnerable y no encuentra solución o punto de desempeño para sus condiciones actuales y su desempeño sísmico es deficiente.

Los índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad de la estructura, de acuerdo a lo establecido en el capítulo A.10 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, son de 1.95 y 2.14 respectivamente, lo que representa una estructura con baja rigidez y resistencia.

Los resultados obtenidos por los dos métodos son coherentes con respecto al comportamiento de la estructura.

Se reforzó la estructura tomando dos alternativas: la primera corresponde a unos contravientos o diagonales metálicas localizadas simétricamente en el eje más débil junto con el reforzamiento de algunos elementos.; la siguiente alternativa, obedeciendo más a una propuesta de orden académica es un pórtico adosado en concreto reforzado en la parte posterior de la edificación en el sentido X.

Al realizar el reforzamiento con los contravientos metálicos y con el pórtico adosado, la estructura encuentra solución (punto de desempeño), y el 98% de sus rotulas se desarrollan en el estado IO (Ocupación inmediata) y LS (Life Safety).

Con ambas alternativas la estructura es más rígida y cumple la condición por derivas en los dos sentidos, pero un alto porcentaje de sus elementos siguen presentando índices de sobreesfuerzo superiores a la unidad principalmente por fallas a momento flector y cortante y deben intervenirse individualmente mediante encamisados y elementos especiales (FRP).

7. RECOMENDACIONES

Pensando en un reforzamiento real de la estructura, se recomienda la realización de los ensayos de materiales y estudio de suelos, ya que son parámetros relevantes en el análisis de vulnerabilidad y reforzamiento estructural; de esto depende la idealización de los modelos matemáticos más aproximados a la realidad y por consiguiente resultados con mayor veracidad y exactitud.

Correr nuevamente el modelo con los resultados de concreto y acero tomados en campo, para obtener de forma más veraz los diagramas momento – curvatura que determinan la ductilidad de los elementos, ductilidad global y el factor R, para compararlo con el asumido (5.25) y estimar si esta ductilidad es suficiente para la edificación de acuerdo a su objetivo de desempeño.

Se recomienda evaluar nuevamente la estructura con base en la filosofía de desempeño actual propuesta mediante el documento ASCE 41-13 y FEMA 440 y compararlos con los resultados obtenidos en este trabajo basado en el documento ATC-40.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] NSR - 2010. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Colombia de 2010.
- [2] CHOPRA, Anil K. Dynamics of structures: Teory and Aplication stoearthquake engineering. 2 edición. New Jersey: Prentice Hall. 2011.
- [3] ETABS® de CSI®. Computers and Structure.CSI. Manual de Aplicación del Programa Etabs V.9. Análisis Tridimensional Extendido para Edificaciones. INESA C.A. Venezuela.
- [4] NILSON, Artur H. Diseño de Estructuras de Concreto. 12 Edición. Bogotá. Mc Graw – Hill 2001.
- [5] FEMA 356. American Society of Civil Engineers.Prestandar and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.Washington: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [6] FEMA 440. Applied Technology Council. Improvement of Nonlinear Static Seismic. Analysis Procedures. Redwood: Applied Technology Council, 2004.
- [7] ATC 40. Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC 40 Report. Redwood: Applied Technology Council, 1996.
- [8] ROCHEL, Roberto Awad. Análisis y Diseño Sísmico de Edificios. 3 edición. Fondo Editorial Universidad Eafit. Medellin – Colombia 2006.

[9] CHENG.Tzu Thomas Hsu. Analysis and Design of Square and Rectangular Columns Equation of Failure Surface.ACI Structural Journal. Technical Paper.Title N° 85-S20. March – April 1988. 167 – 179 p.

[10] ACI 400.2r-08. American Concrete Structure. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP System for Strengthening Concrete Structure. First Printing. Farmington Hills, MI. July 2008.

[11] SEGURA, Franco Jorge I. Estructuras de Concreto. Sexta Edición. Universidad Nacional de Colombia. Facultad de Ingeniería. Colombia 2004.

BIBLIOGRAFÍA

ACI 400.2r-08. American Concrete Structure. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP System for Strengthening Concrete Structure. First Printing. Farmington Hills, MI. July 2008.

ATC 40. Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC 40 Report. Redwood: Applied Technology Council, 1996.

CHENG.Tzu Thomas Hsu. Analysis and Design of Square and Rectangular Columns Equation of Failure Surface.ACI Structural Journal. Technical Paper.Title N° 85-S20. March – April 1988. 167 – 179 p.

CHOPRA, Anil K. Dynamics of structures: Teory and Aplication stoeearthquake engineering. 2 edición. New Jersey: Prentice Hall. 2011.

ETABS® de CSI®. Computers and Structure.CSI. Manual de Aplicación del Programa Etabs V.9. Análisis Tridimensional Extendido para Edificaciones. INESA C.A. Venezuela.

FEMA 356. American Society of Civil Engineers.Prestandar and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.Washington: Federal Emergency Management Agency, 2000.

FEMA 440. Applied Technology Council. Improvement of Nonlinear Static Seismic. Analysis Procedures. Redwood: Applied Technology Council, 2004.

NILSON, Artur H. Diseño de Estructuras de Concreto. 12 Edición. Bogotá. Mc Graw – Hill 2001.

NSR - 2010. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Colombia de 2010.

ROCHEL, Roberto Awad. Análisis y Diseño Sísmico de Edificios. 3 edición. Fondo Editorial Universidad Eafit. Medellín – Colombia 2006.

SEGURA, Franco Jorge I. Estructuras de Concreto. Sexta Edición. Universidad Nacional de Colombia. Facultad de Ingeniería. Colombia 2004.