

**NIVELES DE DAÑO A PARTIR DE UN ANÁLISIS PUSHOVER PARA UNA
ESTRUCTURA APORTICADA DE CONCRETO REFORZADO.**

**JUAN CARLOS ARÉVALO PÉREZ
WILLIAM FERNANDO BERMÚDEZ FLOREZ**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2007**

**NIVELES DE DAÑO A PARTIR DE UN ANÁLISIS PUSHOVER PARA UNA
ESTRUCTURA APORTICADA DE CONCRETO REFORZADO.**

**JUAN CARLOS ARÉVALO PÉREZ
WILLIAM FERNANDO BERMÚDEZ FLOREZ**

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

**GUSTAVO CHIO CHO
Ingeniero Civil, Ms.C, Ph.D**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERIAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2007**

A DIOS

Juan Carlos Arévalo Pérez

**A Dios todopoderoso quien me permitió llegar a este día
A mi familia por su apoyo y confianza
A mi padre cuya sabiduría, comprensión y consejos me hicieron una
mejor persona.
A mi madre que por su esfuerzo y amor soy quien soy
A mis amigos que me enseñaron que lo importante en la vida mas que
desear algo es mejor hacerlo realidad
A Juan Carlos por su dedicación y esfuerzo**

William Fernando Bermúdez Flórez

AGRADECIMIENTOS

A Dios por habernos permitido llegar hasta hoy y culminar este sueño.

Al profesor Gustavo Chio Cho, director del proyecto, por la constante supervisión y por sus valiosas opiniones y sugerencias, encaminadas siempre a mejorar la calidad de la presente investigación.

Al centro de investigación de nuevos materiales y metodologías de la Universidad Industrial de Santander por sus valiosos aportes y concejos que hicieron de la elaboración de esta tesis un proceso enriquecedor.

A la escuela de Ingeniería Civil por brindarnos las bases necesarias para abrirnos camino en el mundo.

A la Universidad Industrial de Santander y todos los docentes que nos legaron sus experiencias y conocimientos para hacer de nosotros unos excelentes profesionales.

A nuestros amigos, por su apoyo y ayuda incondicional.

A nuestra familia por su comprensión y confianza.

RESUMEN

TITULO: NIVELES DE DAÑO A PARTIR DE UN ANÁLISIS PUSHOVER PARA UNA ESTRUCTURA APORTICADA DE CONCRETO REFORZADO.*

AUTORES: Juan Carlos Arévalo Pérez
William Fernando Bermúdez Flórez**

PALABRAS CLAVES: Pushover, Curva de capacidad, Espectro de demanda, Niveles de daño, Método LM2.

DESCRIPCIÓN: Existen en el mundo nuevas metodologías para evaluar el daño estructural, el cual se presenta como consecuencia de las acciones sísmicas, es por eso que es de vital importancia establecer criterios de evaluación que permitan clasificarlo en niveles de daño. Los cuales tienen relación con los estados o niveles de desempeño que son descritos en el ATC 40 y se obtienen mediante un análisis pushover, con el cual se determina la curva de capacidad de la estructura, esta depende de el numero de pisos, distribución en planta, secciones de los elementos estructurales, materiales, detalle del refuerzo, entre otros.

Al obtener la curva de capacidad se aplica la metodología LM2 del WP4 la cual permite obtener los límites entre los que se encuentren comprendidos los niveles de daño para una estructura regular de concreto reforzado (RC). Para cada nivel de daño se puede analizar el estado de los elementos estructurales al comparar las rotaciones de las rotulas, con las curvas de momento-curvatura.

Con el punto de comportamiento obtenido de la intersección de las curvas de capacidad y espectro de demanda ambas en formato ADJR (*acceleration displacement spectrum response*) y los límites para cada nivel de daño, podemos determinar en que nivel de daño se encuentra la estructura analizada.

Al finalizar esta investigación se puede afirmar que para los parámetros de diseño de la NSR98 y condiciones sísmicas de nuestra ciudad, la metodología LM2 del RISK-UE tiene aplicación para determinar que nivel de daño se encuentra un edificio para una determinada demanda sísmica, aunque se recomienda que las estructuras para posteriores análisis sean regulares y con buena distribución en planta.

* Proyecto de Grado: Modalidad Investigación.

** Facultad de Ingenierías Físico mecánicas, Ingeniería Civil, Ingeniero Gustavo Chio Cho.

SUMMARY/ABSTRACT

TITLE: DAMAGE LEVELS FROM A PUSHOVER ANALYSIS FOR A REINFORCED CONCRETE FRAMED STRUCTURE

AUTHORS: Juan Carlos Arévalo Pérez
William Fernando Bermúdez Flórez**

KEYWORDS: Pushover, capacity Curve, demand Spectrum, Damage Levels, LM2 Method

DESCRIPTION: Around the world there are new methodologies to evaluate structural damage, which is presented as a consequence of seismic actions; and it is because of that that it is of vital importance to establish the evaluation criteria that allow to classify this damage in different levels. These “damage levels” have a relationship with the states or performance levels described in the ATC 40 and they are obtained through a pushover analysis and, with this analysis is determined the structure capacity curve; this curve depends on the number of stories, plant distribution, structural elements sections, materials, reinforce detail, among others.

When the capacity curve is obtained, it is applied the LM2 methodology of WP4, which allows to obtain the limits between the damage levels for a reinforced concrete (RC) regular structure are comprehended. For each damage level it is possible to analyze the structural elements state by comparing the hinges rotations with the moment-curvature curves.

With the behavior point obtained from the intersection of the capacity and demand spectrum curves in ADJR (*acceleration displacement spectrum response*) format and the limits for each damage level, it is possible to determine in which damage level is located the analyzed structure.

At the end of this research project it is possible to affirm that for the Colombian NSR98 norm design parameters and seismic conditions of our city (Bucaramanga), the RISK-UE LM2 methodology has application to determine which damage level is found in a building for a determined seismic demand.

* Degree Project: Research Modality

** Physical-mechanical Engineering Faculty, Civil Engineering. PhD Engineer Gustavo Chio Cho.

TABLA DE CONTENIDO

OBJETIVOS	1
INTRODUCCION	2
METODOLOGIA.....	4
1. DAÑO ESTRUCTURAL POR EFECTOS SISMICOS	6
1.1 CONCEPTOS GENERALES.....	6
1.2 CLASIFICACION DEL DAÑO.....	6
1.2.1 Daño estructural	6
1.2.2 Daño no estructural.....	7
1.3 CURVAS DE CAPACIDAD Y DE FRAGILIDAD.....	8
1.4 NIVELES DE DAÑO.....	11
2. DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES: CAPACIDAD Y DEMANDA.....	15
2.1 CONCEPTOS GENERALES.....	15
2.2 DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO	16
2.2.1 Nivel de desempeño	17
2.2.1.1 Propuesta VISION 2000	17
2.2.1.2 Propuesta ATC-40.....	19
2.3 CAPACIDAD ESTRUCTURAL	24
2.3.1 Análisis estático no lineal (Análisis “Pushover”).....	25
2.4 DEMANDA SÍSMICA.....	27
3. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL	29
3.1 CONCEPTOS GENERALES.....	29
3.2 VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS EXISTENTES	30
3.3. CLASIFICACION DE LA VULNERABILIDAD	32
3.3.1. Vulnerabilidad estructural	32
3.3.2. Vulnerabilidad no estructural	33
4. REVISIÓN DE LITERATURA SOBRE METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES.....	34
4.1 GENERALIDADES.....	34
4.2 MÉTODOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES.....	34
4.2.1 METODOS CUALITATIVOS.....	35
4.2.1.1 Métodos que predicen el daño.....	37
4.2.1.2 Métodos que evalúan la capacidad sísmica.....	39
4.2.1.3 Problemas asociados con los métodos subjetivos.....	49
4.2.2 METODOS ANALITICOS	50
4.2.2.1 Procedimientos de Análisis Lineal Estático.....	52
4.2.2.2 Procedimientos de Análisis Lineal Dinámico.....	53
4.2.2.3 Procedimientos de Análisis Estático No-Lineal.....	53
4.2.2.4 Procedimiento de Análisis No-lineal Dinámico.....	54

5. METODO LM2	55
5.1 DESCRIPCION	55
5.2 MODELAMIENTO DE CURVAS DE FRAGILIDAD	56
5.3 MODELAMIENTO DE CURVAS DE CAPACIDAD Y ESPECTRO DE CAPACIDAD	58
5.3.1 Fundamento Teórico.....	58
5.3.2 Curva de Capacidad	60
5.3.3 Espectro de Capacidad.....	62
5.3.4 Espectro de demanda.....	66
5.3.5 Punto de comportamiento.....	68
5.4 DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO DESARROLLADO EN ESTA TESIS.....	73
6. MODELAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS A ANALIZAR.....	78
6.1 DESCRIPCION DE ESTRUCTURAS A ANALIZAR.....	78
6.1.1 Información General	78
6.1.2 Materiales	78
6.1.3 Configuración Geométrica y Estructural.	79
6.2 MODELAMIENTO DE LOS EDIFICIOS PARA EL ANALISIS	80
6.2.1 Descripción y justificación.....	80
6.2.2 Características del modelo	80
6.2.3 Cargas sobre el modelo.....	81
6.2.4 Representación de modelos de análisis	84
6.2.5 Análisis de los modelos	87
6.3 RESULTADOS DEL SAP2000	88
6.3.1 Resultados análisis inelástico modelo 1	88
6.3.1.1 Curvas de capacidad.....	88
6.3.1.2 Punto de comportamiento	89
6.3.2 Resultados análisis inelástico modelo 2	94
6.3.2.1 Curvas de capacidad.....	94
6.3.2.2 Punto de comportamiento	96
6.4 APLICACIÓN METODO LM2	99
6.4.1 Modelo 1 en dirección X	103
6.4.1.1 Límites de desplazamiento.....	103
6.4.1.2 Nivel de daño analizado: No daño	103
6.4.1.3 Nivel de daño analizado: Leve.....	104
6.4.1.4 Nivel de daño analizado: Moderado	105
6.4.1.5 Nivel de daño analizado: Extenso.....	106
6.4.1.6 Nivel de daño analizado: Colapso.....	107
6.4.2 Modelo 1 en dirección Y	109
6.4.2.1 Límites de desplazamiento.....	109
6.4.2.2 Nivel de daño analizado: No daño	109
6.4.2.3 Nivel de daño analizado: Leve.....	110
6.4.2.4 Nivel de daño analizado: Moderado	111

6.4.2.5 Nivel de daño analizado: Extenso	112
6.4.2.6 Nivel de daño analizado: Colapso	113
6.4.3 Modelo 2 en dirección X	117
6.4.3.1 Limites de desplazamiento	117
6.4.3.2 Nivel de daño analizado: no daño	117
6.4.3.3 Nivel de daño analizado: leve	119
6.4.3.4 Nivel de daño analizado: moderado	120
6.4.3.5 Nivel de daño analizado: extenso	122
6.4.3.6 Nivel de daño analizado: colapso	123
6.4.4 Modelo 2 en dirección Y	125
6.4.4.1 Limites de desplazamiento	125
6.4.4.2 Nivel de daño analizado: no daño	125
6.4.4.3 Nivel de daño analizado: leve	127
6.4.4.4 Nivel de daño analizado: moderado	128
6.4.4.5 Nivel de daño analizado: extenso	130
6.4.4.6 Nivel de daño analizado: colapso	131
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	134
7.1 CONCLUSIONES	134
7.1.1 Conclusiones referentes a la metodología empleada	135
7.1.2 Conclusiones referentes a la herramienta informática utilizada	136
7.1.3 Conclusiones referentes a los resultados obtenidos	137
7.2 RECOMENDACIONES	139
REFERENCIAS	141
ANEXO 1	144
Descripción estructural del modelo 1.	144
Descripción estructural del modelo 2.	148

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1. CURVAS DE FRAGILIDAD	9
FIGURA 2. PLANTEAMIENTO CONCEPTUAL DEL “PUSHOVER”	10
FIGURA 3. EJEMPLO DE UNA CURVA DE CAPACIDAD (CORTANTE EN LA BASE VS DESPLAZAMIENTO NIVEL SUPERIOR).	25
FIGURA 4. ESQUEMA DEL PROCEDIMIENTO UTILIZADO PARA EL ANÁLISIS PUSHOVER.....	26
FIGURA 5. ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA EN EL FORMATO ADSR	28
FIGURA 6. METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	35
FIGURA 7. CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS SUBJETIVOS.....	37
FIGURA 8. CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS QUE PREDICEN EL DAÑO.....	37
FIGURA 9. FUNCIÓN DE DAÑO SÍSMICO	39
FIGURA 10. MÉTODOS QUE EVALÚAN LA CAPACIDAD SÍSMICA	39
FIGURA 11. CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS ANALÍTICOS	52
FIGURA 12. EJEMPLO MODELO DE FRAGILIDAD (ZIIS, RC1/CBA; ALTURA MEDIA)	57
FIGURA 13. MODELO DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO.....	60
FIGURA 14. ESPECTRO DE CAPACIDAD DEL EDIFICIO.....	63
FIGURA 15. OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA	65
FIGURA 16. OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA EN FORMATO ADSR	68
FIGURA 17. ESPECTRO DE CAPACIDAD-DEMANDA (ATC-40, 1996).....	69
FIGURA 18. PROCEDIMIENTO ESPECTRO DE CAPACIDAD PARA MODELO DE CAPACIDAD BILINEAL	71
FIGURA 19. PLANTA TIPO MODELO 1	79
FIGURA 20. PLANTA TIPO MODELO 2	79
FIGURA 21. SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA PLACA	81
FIGURA 22. ESPECTRO DE DISEÑO MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE BUCARAMANGA	83
FIGURA 23. MODELO 1 TRIDIMENSIONAL.....	85
FIGURA 24. MODELO 2 TRIDIMENSIONAL.....	86
FIGURA 25. DIAGRAMA M- θ (VIGA/COLUMNA	87
FIGURA 26. CURVA DE CAPACIDAD PUSHOVER SENTIDO X.....	88
FIGURA 27. CURVA DE CAPACIDAD PUSHOVER SENTIDO Y	89
FIGURA 28. PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO X.....	90
FIGURA 29. PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO Y	92
FIGURA 30. CURVA DE CAPACIDAD PUSHOVER SENTIDO X.....	94
FIGURA 31. CURVA DE CAPACIDAD PUSHOVER SENTIDO Y	95
FIGURA 32. PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO X.....	96
FIGURA 33. PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO Y	98
FIGURA 34. LIMITES DE DESPLAZAMIENTO PARA LOS NIVELES DE DAÑO	99
FIGURA 35. DIAGRAMA DE MOMENTO-CURVATURA.....	101
FIGURA 36. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: NO DAÑO.	104
FIGURA 37. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: LEVE.....	105
FIGURA 38. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: MODERADO.	106
FIGURA 39. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: EXTENSO.	107
FIGURA 40. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: COLAPSO.	108
FIGURA 41. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: NO DAÑO.	110

FIGURA 42. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: LEVE.....	111
FIGURA 43. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: MODERADO.	112
FIGURA 44. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: EXTENSO.	113
FIGURA 45. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: COLAPSO.	114
FIGURA 46. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS VIGAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: NO DAÑO.	118
FIGURA 47. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS COLUMNAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: NO DAÑO.	118
FIGURA 48. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS VIGAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: LEVE.	119
FIGURA 49. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS COLUMNAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: LEVE.	120
FIGURA 50. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS VIGAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: MODERADO.....	121
FIGURA 51. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS COLUMNAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: MODERADO.....	121
FIGURA 52. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS VIGAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: EXTENSO.	122
FIGURA 53. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS COLUMNAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: EXTENSO.	123
FIGURA 54. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS VIGAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: COLAPSO.	124
FIGURA 55. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS COLUMNAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: COLAPSO.	124
FIGURA 56. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS VIGAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: NO DAÑO.	126
FIGURA 57. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS COLUMNAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: NO DAÑO.	126
FIGURA 58. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS VIGAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: LEVE.	127
FIGURA 59. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS COLUMNAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: LEVE.....	128
FIGURA 60. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS VIGAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: MODERADO.....	129
FIGURA 61. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS COLUMNAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: MODERADO.....	129
FIGURA 62. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS VIGAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: EXTENSO.	130
FIGURA 63. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS COLUMNAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: EXTENSO.	131
FIGURA 64. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS VIGAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL DE DAÑO: COLAPSO.	132
FIGURA 65. DISTRIBUCIÓN DE LAS ROTULAS EN LAS COLUMNAS SEGÚN SU ESTADO PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL DE DAÑO: COLAPSO.	132
FIGURA 66. PLANTA TIPO MODELO 1	144
FIGURA 67. PLANTA TIPO MODELO 2	148

LISTA DE TABLAS

TABLA 1. CARACTERIZACIÓN DE DAÑO PARA DIFERENTES MÉTODOS DE CALIFICACIÓN.....	12
TABLA 2. NIVELES DE DAÑO SEGÚN EL WP4 Y EL HAZUS.....	13
TABLA 3. NIVELES DE DAÑO SEGÚN ATC-13.....	13
TABLA 4. ESTADOS DE DAÑO Y NIVELES DE DESEMPEÑO.....	19
TABLA 5. NIVELES DE DESEMPEÑO DE LAS ESTRUCTURAS.....	22
TABLA 6. OBJETIVOS DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO RECOMENDADOS VISIÓN 2000.....	33
TABLA 7. MATRIZ DE CALIFICACIÓN DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO. MÉTODO DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.....	43
TABLA 8. AMORTIGUAMIENTO PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES (FREEMAN ET AL., 1984).....	67
TABLA 9. PARÁMETROS DE LAS CURVAS DE FRAGILIDAD PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO, ESPECIFICACIONES ALTAS DEL CÓDIGO.....	74
TABLA 10. PROCEDIMIENTO PARA DEFINIR LOS NIVELES DE DAÑO.....	75
TABLA 11. COMBINACIONES DE CARGA UTILIZADAS EN ANÁLISIS.....	84
TABLA 12. PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO X.....	90
TABLA 13. ROTULAS EN EL PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO X.....	91
TABLA 14. PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO Y.....	92
TABLA 15. ROTULAS EN EL PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO Y.....	93
TABLA 16. PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO X.....	96
TABLA 17. ROTULAS EN EL PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO X.....	97
TABLA 18. PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO Y.....	97
TABLA 19. ROTULAS EN EL PUNTO DE COMPORTAMIENTO ANÁLISIS PUSHOVER SENTIDO Y.....	98
TABLA 20. MUESTRA DE LOS RESULTADOS DEL SAP EN FORMATO DE EXCEL.....	100
TABLA 21. DETERMINACIÓN DEL ESTADO DE DAÑO DE CADA ROTULA.....	102
TABLA 22. LIMITES DE DESPLAZAMIENTO DEL MODELO 1 EN DIRECCIÓN X.....	103
TABLA 23. RESULTADOS PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL: NO DAÑO.....	103
TABLA 24. RESULTADOS PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL: LEVE.....	104
TABLA 25. RESULTADOS PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL: MODERADO.....	105
TABLA 26. RESULTADOS PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL: EXTENSO.....	106
TABLA 27. RESULTADOS PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL: COLAPSO.....	107
TABLA 28. LIMITES DE DESPLAZAMIENTO DEL MODELO 1 EN DIRECCIÓN Y.....	109
TABLA 29. RESULTADOS PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL: NO DAÑO.....	109
TABLA 30. RESULTADOS PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL: LEVE.....	110
TABLA 31. RESULTADOS PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL: MODERADO.....	111
TABLA 32. RESULTADOS PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL: EXTENSO.....	112
TABLA 33. RESULTADOS PARA EL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL: COLAPSO.....	113
TABLA 34. COMPARACIÓN NIVELES DE DAÑO CON NIVELES DE DESEMPEÑO PARA EL MODELO 1 EN DIRECCIÓN X.....	115
TABLA 35. COMPARACIÓN NIVELES DE DAÑO CON NIVELES DE DESEMPEÑO PARA EL MODELO 1 EN DIRECCIÓN Y.....	116
TABLA 36. LIMITES DE DESPLAZAMIENTO DEL MODELO 2 EN DIRECCIÓN X.....	117
TABLA 37. RESULTADOS PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL: NO DAÑO.....	117
TABLA 38. RESULTADOS PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL: LEVE.....	119
TABLA 39. RESULTADOS PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL: MODERADO.....	120
TABLA 40. RESULTADOS PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL: EXTENSO.....	122
TABLA 41. RESULTADOS PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN X PARA EL NIVEL: COLAPSO.....	123
TABLA 42. LIMITES DE DESPLAZAMIENTO DEL MODELO 2 EN DIRECCIÓN Y.....	125
TABLA 43. RESULTADOS PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL: NO DAÑO.....	125
TABLA 44. RESULTADOS PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL: LEVE.....	127
TABLA 45. RESULTADOS PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL: MODERADO.....	128

TABLA 46. RESULTADOS PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL: EXTENSO	130
TABLA 47. RESULTADOS PARA EL MODELO 2 EN LA DIRECCIÓN Y PARA EL NIVEL: COLAPSO	131
TABLA 48. DETALLE DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN cm^2 DE LAS VIGAS DEL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN Y	144
TABLA 49. DETALLE DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN cm^2 DE LAS VIGAS DEL MODELO 1 EN LA DIRECCIÓN X	145
TABLA 50. DETALLE DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y DE LAS SECCIONES DE LAS COLUMNAS DEL MODELO 1	146
TABLA 51. DEFINICIÓN DE LOS VALORES LIMITES PARA DETERMINAR EL ESTADO DE LAS ROTULAS PARA EL MODELO 1	147
TABLA 52. SECCIONES Y DETALLE DEL REFUERZO DE LAS VIGAS PARA EL MODELO 2	148
TABLA 53. SECCIONES Y DETALLE DEL REFUERZO DE LAS COLUMNAS PARA EL MODELO 2	148
TABLA 51. DEFINICIÓN DE LOS VALORES LIMITES PARA DETERMINAR EL ESTADO DE LAS ROTULAS PARA EL MODELO 2	148

OBJETIVOS

OBJETIVOS GENERALES

- Definición de niveles de daño a partir de un análisis pushover en edificios aporticados de concreto reforzado.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Revisión del estado del arte de metodologías que implementen un análisis Pushover en edificios aporticados de concreto reforzado.
- Análisis Pushover a dos estructuras aporticadas de concreto reforzado.
- Definir el nivel de daño respecto a los niveles de desempeño establecidos a través del análisis Pushover.

INTRODUCCION

Nunca ha sido menor el interés de la ingeniería civil en conocer la respuesta y el comportamiento de los edificios ante acciones sísmicas, más aún cuando los centros urbanos son más comunes y los daños causados por los eventos sísmicos son más costosos y frecuentes. Debido a la necesidad de una eficiente estimación de las pérdidas socio-económicas luego de un sismo fuerte se ha expuesto la importancia de desarrollar nuevas metodologías para la evaluación de edificios existentes y la estimación del posible daño causado por un terremoto en un lugar en particular.

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

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

Las líneas de investigación actuales sobre riesgo sísmico se han enfocado al estudio del comportamiento sísmico de los edificios, gracias al importante desarrollo alcanzado en los métodos de análisis estructural, a las técnicas experimentales que permiten conocer las características mecánicas de los edificios construidos, y al papel del computador en la ingeniería de edificios; gracias a estos avances es que hoy día se pueden hacer cálculos rápidos y crear herramientas útiles y versátiles. Sin embargo, a pesar de estos avances siguen ocurriendo grandes catástrofes ocasionadas por los terremotos, debido al colapso de los edificios.

La metodología aquí planteada sirve para apoyar el proceso de evaluación de daños, teniendo en cuenta los diferentes tipos de daños que pueden presentarse, en elementos estructurales y no estructurales.

En este trabajo se hará una revisión de algunas metodologías existentes tanto cualitativas como cuantitativas que utilizan parámetros básicos para evaluar la vulnerabilidad sísmica o calidad estructural de los edificios. Por último se describirá con mayor detalle la metodología seleccionada para la realización de este trabajo.

El propósito de esta tesis de grado es poder cuantificar el nivel de daño de manera porcentual de una estructura aperturada de hormigón reforzado usando la metodología pushover, debido a la importancia que tiene en nuestro medio, conocer el comportamiento de los elementos estructurales bajo la acción de fuerzas sísmicas para poder determinar el estado en que puedan quedar las estructuras y así poder establecer el nivel de riesgo que puedan representar.

METODOLOGIA

Como primer paso se realizó la investigación de la literatura relacionada con la temática a ser tratada en la tesis. En este proceso investigativo se encontró una gran variedad de publicaciones en revistas científicas, además se revisaron los documentos del FEMA (**Federal Emergency Management Agency**) como el FEMA 273¹, el HAZUS², entre otros; también se estudiaron las investigaciones del ATC 40³ y los documentos del WP4⁴, en el cual se basa esta tesis.

En estos documentos se analizaron las metodologías existentes para evaluar la capacidad estructural y la forma de hallar el punto de comportamiento de la estructura según el espectro empleado.

Se analizó en el HAZUS y en el WP4, la teoría sobre los niveles de daño en una estructura apuntalada en concreto reforzado y la forma de determinar según el punto de comportamiento, en cual de estos niveles se encontraba la estructura analizada.

¹ FEMA 273, NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Building Seismic Safety Council. USA 1997.

² HAZUS-MH MR1 (Multi-hazard Loss Estimation Methodology) Advanced engineering building module technical and user's manual, Washington D.C, National Institute of Building Sciences. USA 2003.

³ ATC 40, (Applied Technology Council) Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1, California, Seismic Safety Commission. USA 1996.

⁴ WP4: Vulnerability of current buildings, RISK-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns, Zoran V. Milutinovic and Goran S. Trendafiloski. UE 2003.

Una vez analizados los documentos mencionados, procedemos a modelar la estructura seleccionada mediante la herramienta computacional SAP2000 para este modelamiento se tuvo en cuenta, la calidad de los materiales que se usan frecuentemente, la distribución de la carga viva y muerta en los elementos que conforman la estructura, el espectro de la zona 2 para la ciudad de Bucaramanga, las secciones de los elementos estructurales como vigas y columnas, la configuración del acero del refuerzo en estos elementos estructurales, y las propiedades de las rotulas las cuales fueron obtenidas mediante la metodología del ATC 40.

Una vez modelado se obtiene mediante el programa y usando el método Pushover, la curva “capacidad de la estructura” y con los parámetros de el espectro de diseño para la zona 2 obtenido de la microzonificación sísmica de la ciudad de Bucaramanga, se obtuvo la curva de demanda, y con estas dos curvas se halló el punto de comportamiento de la estructura.

Obtenida la curva de capacidad de la estructura, se aplica la metodología LM2 del WP4 para establecer los límites de la curva y seccionarla en niveles de daño con el fin de establecer el estado de los elementos estructurales de resistencia sísmica, para diferentes rangos de la curva obtenida por Pushover.

Se analizará los resultados obtenidos del modelamiento en conjunto con las metodología del LM2-WP4 (basado en capacidad resistente), para establecer el nivel de daño de la estructura aporticada en concreto reforzado y así poder cuantificar el estado posterior de esta ante un sismo.

1. DAÑO ESTRUCTURAL POR EFECTOS SISMICOS

1.1 CONCEPTOS GENERALES

En la actualidad las normas sísmicas prescriben que una estructura sometida a sismos moderados puede experimentar daño estructural, pero no definen claramente el concepto de daño, ni la metodología para su cuantificación.

El proceso de evaluar e interpretar el daño es difícil, ya que son muchas las variables que hacen complejo su modelamiento.

Para los objetivos de esta tesis el daño se referirá al deterioro físico de los distintos elementos que conforman una estructura cuando ésta es sometida a una acción sísmica. El propósito de este trabajo es cuantificar el daño estructural.

1.2 CLASIFICACION DEL DAÑO

El daño de los materiales ocurre a través de un proceso continuo en los cuales ellos se fracturan. El daño puede ser clasificado según el tipo de elemento que afecte, así:

1.2.1 Daño estructural

El daño estructural es el tipo de daño que más importancia tiene ya que está directamente relacionado con el colapso de la estructura o con una reparación demasiado costosa. La calidad de los materiales, la configuración y tipo de sistema resistente a cargas laterales y las características del movimiento sísmico (numero de ciclos de carga, período, duración) influirán en el grado de daño de los distintos elementos estructurales.

A causa de sismos fuertes es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por exceso de esfuerzos de flexocompresión.

En vigas, se producen grietas diagonales y rotura de estribos, a causa de cortante y/o torsión, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y abajo de la sección como resultado de las cargas alternadas.

Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos (Priestley y Calvi 1991). En las uniones viga-columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas, a causa del poco desarrollo del mismo y/o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión.

1.2.2 Daño no estructural

El sistema no estructural en un edificio comprende los componentes arquitectónicos (particiones, ventanas, etc.), sistemas mecánicos (ductos, elevadores, etc.), sistemas eléctricos (seguridad, comunicaciones, etc.) y contenidos (mobiliarios, computadores, etc.). Estos elementos pueden a su vez dividirse en elementos sensitivos a la deformación y elementos sensitivos a la aceleración de la estructura. Entre los daños más comunes se encuentran el agrietamiento de elementos divisorios, desprendimiento de los acabados, rotura de vidrios y de instalaciones de diferente tipo. En forma tradicional los códigos han enfatizado la seguridad de la vida como su primer objetivo, prestándose poca importancia a los componentes no estructurales.

Generalmente, los daños no estructurales se deben a la unión inadecuada entre los muros de relleno o divisorios, las instalaciones y la estructura, o a la falta de rigidez de la misma, lo que se traduce en excesivas deformaciones que no pueden ser absorbidas por este tipo de componentes.

Los daños no estructurales más comunes son el agrietamiento de elementos divisorios de mampostería, el aplastamiento de las uniones entre estructuras y los elementos no estructurales, el desprendimiento de acabados y la rotura de vidrios y de instalaciones de diferente tipo.

En los muros divisorios de mampostería, el cortante produce grietas diagonales usualmente en forma de equis. La tendencia de vuelco de los mismos y la flexión pueden producir grietas verticales en sus esquinas y en su zona central. Efectos perjudiciales de este tipo se producen durante casi todos los terremotos, particularmente cuando se trata de sistemas estructurales flexibles que contienen tabiques o muros que llenan parcial o totalmente con mampostería rígida de ladrillo el entramado de vigas y columnas.

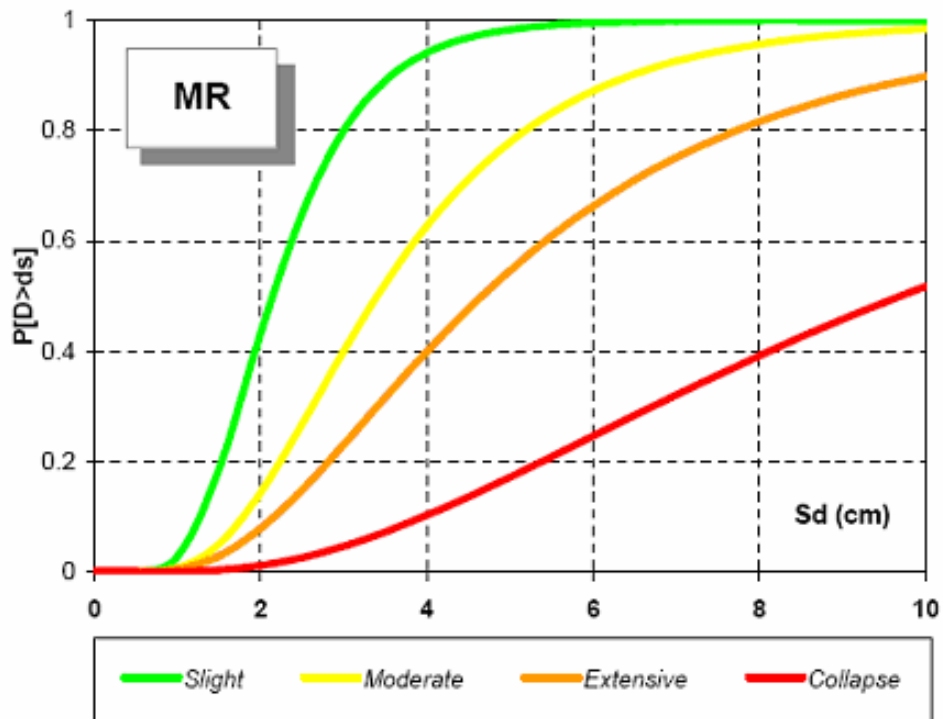
1.3 CURVAS DE CAPACIDAD Y DE FRAGILIDAD

La caracterización del daño, obtenido mediante técnicas analíticas o como resultado de la observación de los efectos de los terremotos sobre las estructuras ha contribuido a la calibración de funciones de pérdidas o de vulnerabilidad. Sin embargo, en los últimos años se han diferenciado dos tipos de curvas: de fragilidad y de capacidad. Las primeras se usan para estimar la probabilidad de alcanzar o exceder estados de daño específicos para un determinado nivel de respuesta sísmica.

La probabilidad de alcanzar un estado de daño, mediante esta técnica, se calcula con la diferencia entre las curvas de fragilidad (Kircher, Nassar, Kustu y Holmes *et al.* 1997). Para el desarrollo de estas funciones, normalmente, se ha hecho primero una clasificación de los edificios según su sistema estructural, su uso,

altura, etc. En algunos casos, estas funciones predicen el daño en forma separada sobre el sistema estructural, los elementos no estructurales sensibles a inclinaciones (como muros divisorios) y sensibles a la aceleración (como techos suspendidos). En general, para estas funciones se definen cuatro niveles de daño: Leve, Moderado, Fuerte y Total. Por lo tanto, las curvas de fragilidad son, en síntesis, funciones que describen la probabilidad de alcanzar o exceder un nivel de daño estructural o no estructural, dado un valor determinístico de respuesta, como de desplazamiento espectral. Un ejemplo de este tipo de curva se ilustra en la figura 1.

Figura 1. Curvas de fragilidad



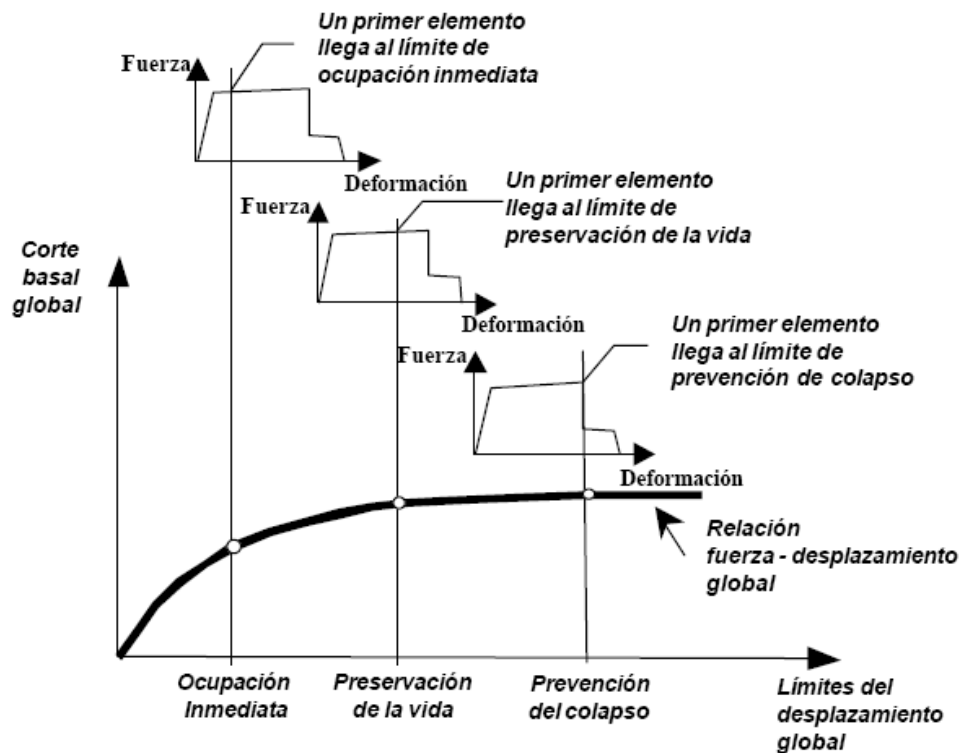
Fuente: RISK-UE WP4 (2003)

Las segundas se usan para estimar la respuesta de un edificio ante un nivel dado de aceleración espectral o demanda sísmica. Las curvas de capacidad son

gráficas de la resistencia a carga lateral del edificio vs. desplazamiento lateral. Mediante este tipo de curvas es posible identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad última de una estructura.

Existen varias formas de hallar las curvas de capacidad. Una de ellas es el análisis *pushover* o “paso a paso”, en el cual se aplica una carga lateral a la estructura mediante incrementos en forma paulatina. Para cada incremento de carga se determina el desplazamiento, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal, obteniéndose así la curva de capacidad o la relación fuerza-deformación para una estructura. Es decir, la gráfica de la fuerza cortante total y del desplazamiento lateral asociado con cada incremento, hasta que la estructura alcanza el estado límite o condición de colapso (ver figura 2).

Figura 2. Planteamiento conceptual del “pushover”



Fuente: FEMA (1997)

De esta manera se pueden identificar las fuerzas o desplazamientos en que se inicia la fluencia e incluso el colapso de la estructura. La respuesta del edificio es determinada por la intersección del espectro de demanda con la curva de capacidad. Un análisis de este tipo permite estimar la respuesta o el daño probable en estructuras existentes o revisar el diseño de edificios nuevos que estarán sometidos a sismos fuertes.

1.4 NIVELES DE DAÑO

Los niveles de daño indican la condición y la apariencia física de la estructura después de un sismo.

La determinación del nivel de daño para una estructura puede hacerse en forma cualitativa o cuantitativa. Para la cuantificación del daño se han llevado a cabo muchas investigaciones que buscan la definición de modelos de daño sísmico que permitan medir el grado de daño sufrido por las estructuras cuando han sido sometidas a un evento sísmico.

Estos modelos son referidos a índices de daño sísmicos, los cuales están basados en diferentes parámetros de respuesta de la estructura. Actualmente no se cuenta con un criterio unificado para la elección de los parámetros bases de estos modelos, esto es debido a la gran variedad de sistemas estructurales así como a las características de la acción aplicada.

En general los niveles de daño son cuatro:

Leve, moderado, fuerte, colapso, aunque en la literatura revisada, puede variar según el autor, el numero de niveles de daño y su definición, en la tabla 1 veremos los niveles de daño según varios autores, en la tabla 2 veremos los niveles de daño según los documentos del WP4 y el HAZUS sobre los cuales se desarrollo esta tesis y en la tabla 3 veremos los niveles de daño según el ATC.

Tabla 1. Caracterización de daño para diferentes métodos de calificación.

Método	Calificación del Daño	Descripción
Park, Ang y Wen (1987)	NINGUNO	Fisuras menores localizadas
	MENOR	Fisuras menores generalizadas
	MODERADO	Agrietamientos localizados en el concreto.
	SEVERO	Aplastamiento del concreto y exposición de las barras de refuerzo
	FUERTE	Colapso total o parcial
Stone y Taylor (1993)	SIN DAÑO O DAÑO MENOR	
	REPARABLE	
	IRREPARABLE	
	COLAPSO	
EERI (1994)	NINGUNO	Sin daño
	LEVE	Daño menor no estructural, el edificio puede abrirse en menos de una semana
	MODERADO	En su mayoría daño no estructural y pocos daños estructurales. El edificio puede ser reabierto en tres meses, se presenta riesgo menor de pérdida de vida para los ocupantes.
	FUERTE	Daño estructural generalizado. El edificio puede estar cerrado por largo tiempo, es posible que sea necesaria su demolición, se presenta un alto riesgo de pérdida de vida para los ocupantes.
	TOTAL	Colapso parcial o total, daño irreparable. Se presenta un riesgo muy alto de pérdida de la vida de los ocupantes.
EERI (1996)	NINGUNO	Sin daño
	LEVE	Solamente daño no estructural, el costo de las reparaciones es menor al 5% del valor de venta del edificio.
	MODERADO	Daño no estructural considerable y daño estructural leve. Los costos de reparación son menores al 25% del valor de venta del edificio.
	FUERTE	Daño estructural considerable, daño no estructural fuerte. Los costos de reparación son menores al 50% del valor de venta del edificio.
	SEVERO	Es más económico demoler que reparar.
	TOTAL	Colapso estructural.

Tabla 2. Niveles de daño según el WP4 y el HAZUS.

Grado de Daño	Metodología empleada			DESCRIPCION
	RISK-UE WP4		FEMA/NIBS	
	LM1	LM2	HAZUS	
0 (D0)	Ninguno	Ninguno	Ninguno	No hay daño.
1 (D1)	suave	menor	suave	El daño es muy leve y poco apreciable.
2 (D2)	Moderado	Moderado	Moderado	El daño es suave en elementos estructurales y moderado en los no estructurales.
3 (D3)	Fuerte	Severo	Extenso	El daño es moderado en los elementos estructurales y fuerte en los no estructurales.
4 (D4)	Muy fuerte	Colapso	Completo	El daño es fuerte en los elementos estructurales y muy fuerte en los no estructurales.
5 (D5)	Destrucción			El daño en lo elementos estructurales es muy fuerte y hay un total colapso de la estructura.

Fuente: RISK-UE (2003)

Tabla 3. Niveles de daño según ATC-13.

Caracterización del daño	Descripción
Ninguno	Sin daño
Leve	Daño mínimo que no requiere reparación
Ligero	Daño menor localizado en algunos elementos que no requiere siempre reparación
Moderado	Daño menor localizado en muchos elementos que deben ser reparados
Fuerte	Daño extensivo que requiere reparaciones mayores
Severo	Daño grave generalizado que puede significar demolición de la estructura
Destrucción	Destrucción total o colapso

Fuente: ATC

Para mejorar la caracterización del daño, algunos consideran que se podría tener en cuenta el origen del tipo de grieta que se presenta (flexión, cortante, adherencia) y el tamaño de la misma, sin embargo esto puede hacer más compleja la evaluación. Otro tipo de caracterización del daño tiene en cuenta el nivel de reparabilidad de las estructuras (Bracci 1989), (Stone y Taylor 1993). En este tipo clasificación se involucran no solamente factores estructurales o de seguridad, sino también factores de orden económico, relacionados con el costo de reparación. Otras clasificaciones tienen en cuenta el daño sufrido por los elementos no estructurales, la pérdida de funcionalidad y el riesgo para los ocupantes.

En conclusión, los niveles de daño son definidos en todos los métodos de evaluación con calificaciones lingüísticas como leve, menor, moderado, medio, severo, grave o fuerte; todos conceptos que pueden tener una notable variación en su significado según la persona que los utilice.

Por esta razón se puede decir que no existe un límite claramente definido entre estas valoraciones. Lo que para una persona es moderado para otra puede ser severo, así como puede estar en medio de los dos conceptos para otra, por esto es necesario intentar unificar el sentido de estos.

2. DESEMPEÑO SÍSMICO DE EDIFICACIONES: CAPACIDAD Y DEMANDA

2.1 CONCEPTOS GENERALES

Actualmente, los estudios se concentran en desarrollar métodos de análisis, evaluación y diseño simples y fáciles de implementar en las diferentes normativas, y que puedan ser aplicados tanto a las estructuras nuevas como a las existentes. Investigaciones y propuestas se han enfocado en la incorporación explícita de la demanda de desplazamiento o punto de comportamiento y las características de respuesta inelástica. Estos procedimientos, en primer lugar, deben dar una estimación apropiada 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.

Es por eso que se han impulsado una serie de propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en los conceptos de *desempeño sísmico*, donde la aceptación de los diferentes niveles de daños se determina basado en la frecuencia con los cuales estos daños ocurren y en las consecuencias que tienen sobre los usuarios y la comunidad. Dentro de esta concepción, identificada o definida como un *diseño basado en el desempeño sísmico*, se engloban aquellas metodologías según las cuales los criterios estructurales se expresan en términos de determinados niveles de desempeño esperados. Entre las principales propuestas que impulsan el desarrollo de estos conceptos destacan las recomendaciones del Comité VISION 2000⁵ (SEAOC, 1995) y las

⁵ SEAOC, (Structural Engineers Association of California) Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings, Sacramento, California. USA 1995.

propuestas del ATC-40 (1996). Aunque ambas propuestas difieren en detalles, se fundamentan en los mismos conceptos desarrollados a continuación.

El presente capítulo desarrolla los conceptos asociados al desempeño sísmico de las edificaciones según las propuestas del comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) y del ATC-40 (1996). El objetivo principal de este capítulo es sentar las bases y los criterios de calificación de la respuesta sísmica de las edificaciones esenciales que permitan la toma de decisiones respecto de su comportamiento esperado durante un sismo, fundamentada en los conceptos de desempeño sísmico, desde el punto de vista estructural y no estructural, para diferentes niveles de movimiento del terreno.

2.2 DISEÑO BASADO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO

De manera general, el *diseño basado en el desempeño sísmico* consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos estados límites (Bertero, en SEAOC, 1995).

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenido (Hamburger, 1997; Porter et al., 1993).

La definición del comportamiento esperado de una edificación durante movimientos sísmicos de diferentes intensidades debe ser establecida de manera cualitativa, en una primera *fase conceptual*, antes de emprender las sucesivas fases del proceso, entre las que destacan la *fase numérica*, orientadas

al diseño propiamente dicho, y finalmente la *fase de implementación*, donde la calidad del diseño debe ser garantizado por un adecuado control de calidad durante la ejecución y mantenimiento de las obras (Teran, 1997). Durante esta primera fase conceptual, el desempeño sísmico de las edificaciones se establece sobre la base de tres conceptos fundamentales: el *nivel de desempeño*, el *nivel de amenaza* y el *desempeño esperado de la edificación*. En esta tesis solo se tratara el nivel de desempeño de la estructura.

2.2.1 Nivel de desempeño

El *nivel de desempeño* describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996). Es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como de los elementos no estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación.

Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995).

2.2.1.1 Propuesta VISION 2000

La Propuesta del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de desempeño identificados a través de los siguientes calificadores:

A - Totalmente Operacional. Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

B – Operacional. Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

C - Seguridad. Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes.

D – Pre-Colapso. Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicios y vías de escape. La edificación es completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden resultar no factible técnica o económicamente. La Tabla 4, resume algunas de las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daños.

Tabla 4. Estados de daño y niveles de desempeño.

Nivel de daño	Nivel de Desempeño	Características principales
No Daño	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad a la Vida	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Extenso	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Colapso	Colapso	Colapso estructural

Fuente: SEAOC, (1995)

2.2.1.2 Propuesta ATC-40

La propuesta del ATC-40 (1996) especifica separadamente el nivel de desempeño para la estructura y el nivel de desempeño para los componentes no estructurales de manera que su combinación conduce a la definición del nivel de desempeño de la edificación.

- Nivel de desempeño para la estructura

Describen los posibles estados de daño sobre la estructura. Para tal fin, se definen tres estados de daño discretos o límites: inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural, y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad limitada, los cuales se designan con la abreviación SP-n, (“Structural Performance”, donde n es un número).

SP-1. Inmediata ocupación; el sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad.

SP-2. Daño controlado; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados.

SP-3. Seguridad; pueden haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales.

SP-4. Seguridad limitada; corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes.

SP-5. Estabilidad estructural; corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Han sucedido daños sustanciales, con una significativa degradación de rigidez y resistencia del sistema resistente a cargas laterales, aún cuando los componentes del sistema resistente a cargas verticales mantengan la capacidad suficiente para evitar el colapso. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas. Estas edificaciones requieren reparaciones estructurales significativas.

SP-6. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos no estructurales.

- Nivel de desempeño para los componentes no estructurales

Describen los posibles estados de daño de los componentes no estructurales. Para tal fin, se definen cuatro estados de daño: operacional, inmediata ocupación, seguridad y amenaza, los cuales se designan con la abreviación NP-n (“Nonstructural Performance”, donde n designa una letra).

NP-A. Operacional; después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos aunque algunos servicios externos no estén del todo disponibles.

NP-B. Inmediata ocupación; los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen en su sitio, con pequeñas interrupciones que no comprometen o limitan su funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad; contempla considerable daño en sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupción de los mismos que pueda atentar seriamente contra los ocupantes. No debería haber fallo en los componentes peligrosos, sin embargo, el equipamiento y las maquinarias pueden quedar fuera de servicio. Puede haber algunos afectados, el peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es bajo.

NP-D. Amenaza; incluye importante daño en los sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso de los grandes y pesados elementos que pongan en peligro a grupos de personas. El peligro a la vida por los daños en componentes no estructurales es alto.

NP-E. No considerado; no corresponde con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino con una condición en la cual sólo se incluye una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a considerar el desempeño de los elementos estructurales.

- Nivel de desempeño de la edificación

Describen los posibles estados de daño para la edificación. Estos niveles de desempeño se obtienen de la apropiada combinación de los niveles de desempeño de la estructura y de los componentes no estructurales.

La Tabla 5., muestra las posibles combinaciones donde se han destacado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados; operacional (1-A), inmediata ocupación (1- B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2- A, 2-B, etc.). La designación NR corresponde a niveles de desempeño No Recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

Tabla 5. Niveles de desempeño de las estructuras

	<i>SP-1</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	<i>SP-2</i> <i>Daño</i> <i>Controlado</i> <i>(rango)</i>	<i>SP-3</i> <i>Seguridad</i>	<i>SP-4</i> <i>Seguridad</i> <i>limitada</i> <i>(rango)</i>	<i>SP-5</i> <i>Estabilidad</i> <i>Estructural</i>	<i>SP-6</i> <i>No</i> <i>considerado</i>
<i>NP-A</i> <i>Operacional</i>	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B</i> <i>Inmediata</i> <i>Ocupación</i>	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C</i> <i>Seguridad</i>	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D</i> <i>Amenaza</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E</i> <i>No</i> <i>Considerado</i>	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Fuente: ATC (1996)

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción:

1-A. Operacional: se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en componentes estructurales son limitados. Los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionando. Cualquier reparación requerida no perturba ninguna función. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. Se mantienen las funciones de los servicios de la edificación, incluso cuando los externos a la misma no estén disponibles.

1-B. Ocupación Inmediata; corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales. Los espacios de la edificación, los sistemas y los equipamientos permanecen utilizables. Se mantienen en funcionamiento los servicios primarios. Quizás algunos servicios secundarios presenten pequeñas interrupciones de fácil e inmediata reparación. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C. Seguridad a la Vida; corresponde a un estado de daños que presenta una baja probabilidad de atentar contra la vida. Constituye el nivel de desempeño de la edificación que se espera alcanzar con la aplicación de los actuales códigos sísmicos; es decir, que se corresponde a un desempeño equivalente al que se obtendría con la aplicación sistemática de los códigos actuales de diseño sísmico. Se caracteriza por presentar daños limitados en los componentes estructurales y el eventual fallo o volcamiento de los componentes no estructurales, con posibilidad inclusive de fallo en algún elemento peligrosos y en alguno de los elementos primarios (servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre que no atente contra la vida de los usuarios.

5-E. Estabilidad Estructural; para este estado de daño prácticamente no queda reserva alguna del sistema resistente a carga lateral que permita soportar una réplica, sólo se mantiene cierta capacidad del sistema resistente a cargas verticales para mantener la estabilidad de la estructura, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere la revisión de los componentes no estructurales. El peligro de los ocupantes y transeúntes por el colapso o falla de componente no estructurales exige el desalojo de la edificación y en algunos casos la demolición.

2.3 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

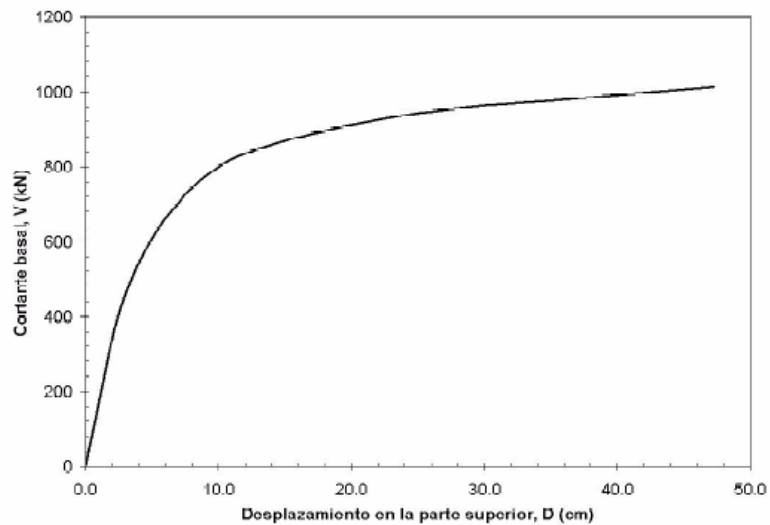
La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Para determinar sus capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (análisis pushover). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad.

Esta curva relaciona las fuerzas en la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura (ver Figura 3).

El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante.

Figura 3. Ejemplo de una curva de capacidad (cortante en la base vs desplazamiento nivel superior).

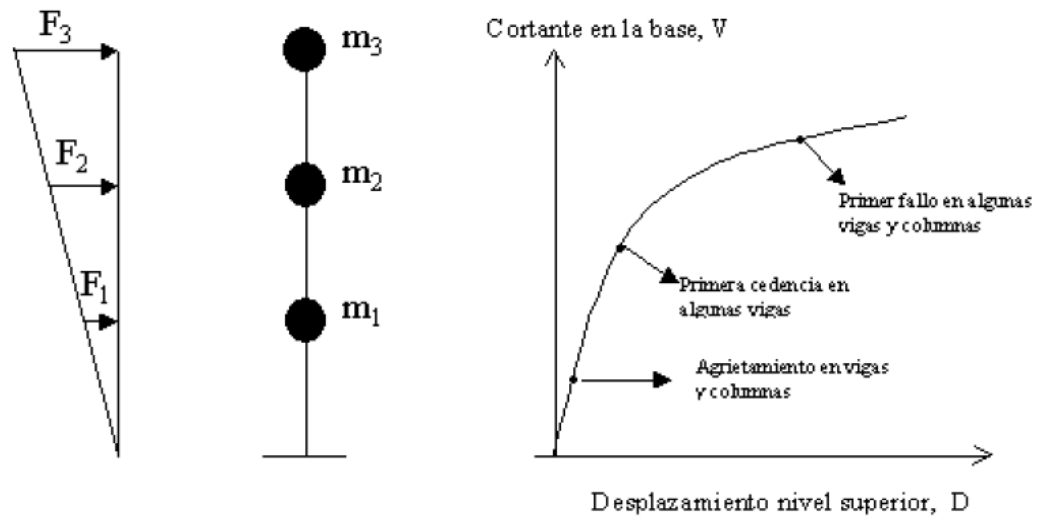


2.3.1 Análisis estático no lineal (Análisis “Pushover”)

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales esperada. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera monotónica hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. 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 (ver Figura 4).

La forma de la distribución de las fuerzas laterales, constante, lineal, parabólica, etc., aplicada a una estructura, influye en la determinación de la curva de capacidad. Considerando que no existe un único patrón de cargas, una solución práctica puede ser utilizar por lo menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad como la envolvente de los resultados obtenidos con ambas distribuciones (Fajfar, 2000).

Figura 4. Esquema del procedimiento utilizado para el análisis pushover



No obstante, es importante tener en cuenta que, aunque este procedimiento se basa en los desplazamientos y trata la no linealidad, tiene algunas limitaciones fundamentales que deben ser consideradas en la aplicación e interpretación de los resultados obtenidos.

- Limitaciones del método pushover

A continuación se comentan algunas de estas limitaciones.

- Existe un consenso general en que el daño estructural es una función tanto de la deformación como de la energía. El procedimiento utilizado en el análisis pushover implícitamente asume que el daño depende sólo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos de duración y disipación de la energía acumulada. Por lo tanto, la aplicabilidad de esta medida del daño es algo simplista, particularmente para estructuras no dúctiles, cuyos ciclos histeréticos inelásticos presentan un fuerte estrechamiento y una forma errática.

- El análisis pushover se centra sólo en la energía de deformación de una estructura, con lo cual, este procedimiento puede conducir a despreciar la energía asociada a las componentes dinámicas de las fuerzas, es decir, la energía cinética y la energía de amortiguamiento viscoso.
- Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no pueden ser considerados con un análisis pushover, debido a que es un análisis en dos dimensiones.
- El patrón de cargas sólo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora por completo la carga sísmica vertical.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura cuando experimenta cedencia no lineal cíclica durante un sismo, no son considerados en este tipo de análisis.

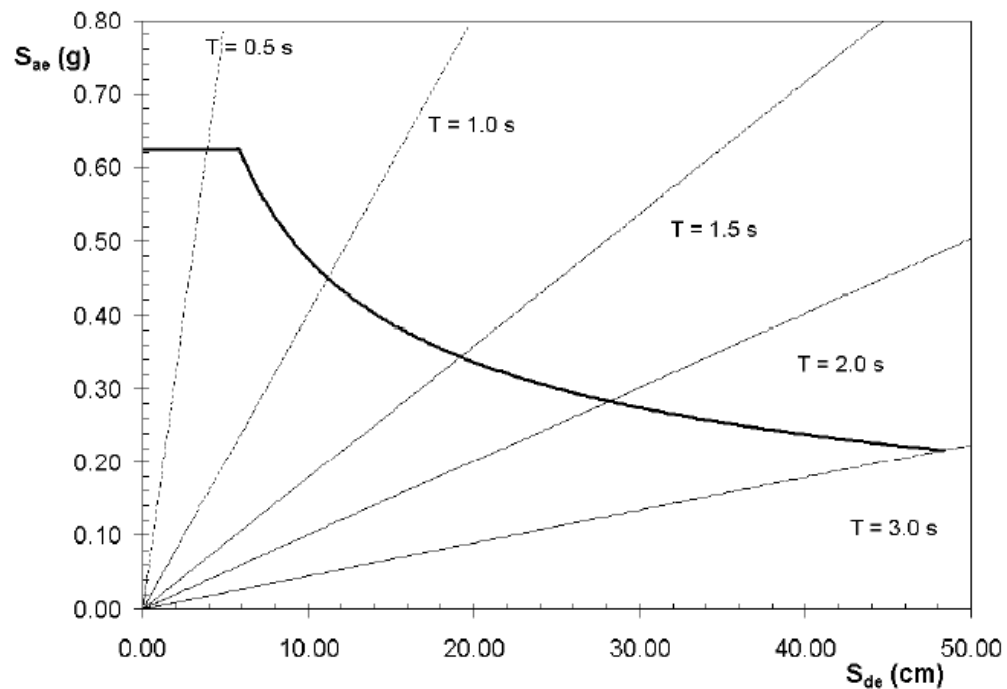
2.4 DEMANDA SÍSMICA

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, el cual presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad (1 GDL) como una función de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en las fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, se ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato ADSR (S_a vs S_d) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40, SEAC, 1995). Como su nombre indica, en este diagrama se gráfica en el eje de las ordenadas la aceleración espectral y en las abscisas el desplazamiento espectral. Las líneas radiales que parten desde el origen, corresponden a períodos constantes T_i (ver Figura 5). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura (Freeman, 1994).

Es importante notar que este formato es tan solo una representación diferente de los mismos datos, y no proporciona información adicional.

El procedimiento para construir el espectro de demanda sísmica en este formato sera descrito en el capítulo 5.

Figura 5. Espectro elástico de respuesta en el formato ADSR



En conclusión, estas dos curvas, la curva de capacidad y la curva de demanda, son fundamentales para poder determinar el punto de comportamiento en el capítulo 5 se describirá con mayor profundidad en que consiste este método.

3. VULNERABILIDAD ESTRUCTURAL

3.1 CONCEPTOS GENERALES

La vulnerabilidad estructural se refiere a la susceptibilidad que la estructura presenta frente a posibles daños en aquellas partes de la estructura que la mantienen en pie ante un sismo intenso. Esto incluye cimientos, columnas, muros, vigas y losas.

Lamentablemente, en muchos países latinoamericanos las normas de construcción sismorresistente no han sido aplicadas con efectividad. Por lo que surgen dudas respecto a la certeza de que dichas edificaciones puedan seguir funcionando con posterioridad a un sismo. En estos casos se hace imperativa una revisión lo más detallada posible sobre la capacidad de la estructura de soportar sismos moderados y fuertes, mediante estudios de vulnerabilidad.

En general, las enseñanzas que han dejado los movimientos sísmicos indican que en los países donde se diseña con una buena normativa sismorresistente, donde la construcción es sometida a una supervisión estricta y donde el sismo de diseño es representativo de la amenaza sísmica real de la zona, el daño sobre la infraestructura es marginal en comparación con el observado en sitios donde no se han dado estas circunstancias. Desde una perspectiva histórica, un código por sí solo no puede garantizar la seguridad contra el daño excesivo, puesto que los códigos son reglamentos que establecen requisitos MÍNIMOS, los que a su vez experimentan actualizaciones continuas de acuerdo con los avances tecnológicos y las enseñanzas que dejan las investigaciones y los estudios de los efectos causados por terremotos.

La ductilidad y redundancia estructural han resultado ser los medios más efectivos para proporcionar seguridad contra el colapso, especialmente si los movimientos resultan más severos que los anticipados por el diseño.

El daño severo o colapso de muchas estructuras durante sismos importantes es, por lo general, consecuencia directa de la falla de un solo elemento o serie de elementos con ductilidad o resistencia insuficiente.

3.2 VULNERABILIDAD DE EDIFICIOS EXISTENTES

Cuando se lleva a cabo un proyecto estructural, en realidad se está proponiendo una estructura con una configuración, unas dimensiones y unos materiales, que al evaluarle su vulnerabilidad, ante la demanda de los sismos factibles que la pueden afectar durante su vida útil, demuestra que tendrá un comportamiento adecuado. Teniendo como referencia los requisitos mínimos establecidos en las normas sísmicas, se considera como aceptable un proyecto estructural cuando el modelo propuesto cumple o excede dichos requisitos.

Así, la vulnerabilidad de una estructura nueva, en consecuencia, es baja si se tiene como referente la normativa utilizada y la severidad de los sismos considerados como factibles. Si se utilizarán otros requisitos más exigentes o se tuviese como referente un sismo más severo, la misma estructura podría considerarse en algún grado más vulnerable, en forma comparativa, dado que ofrecería algunas deficiencias relativas. Por esta razón, el análisis de vulnerabilidad de un edificio existente, usualmente se entiende como la estimación de sus deficiencias a la luz de unos requisitos establecidos. Sin embargo, la evaluación de la vulnerabilidad estructural también puede entenderse como el cálculo de la capacidad que dicha estructura tiene para soportar las sollicitaciones sísmicas reales. Esta evaluación difiere sustancialmente del proceso inverso de análisis que se realiza en la fase de diseño, pues en este caso las cargas deben

ser las reales, al igual que la resistencia y la ductilidad de la estructura, sin considerar los tradicionales factores de seguridad.

Métodos convencionales de análisis y cálculo estructural que obedecen a técnicas de modelización de comportamiento elástico sirven para la realización de algunas verificaciones, pero no pueden considerarse por sus hipótesis, sus algoritmos utilizados e incertidumbres involucradas, como óptimos para hacer un análisis de vulnerabilidad. En la mayoría de las ocasiones, estos modelos se consideran tan aproximados como los llamados *métodos cualitativos* o de revisión rápida.

Algunos especialistas consideran en estos casos como *métodos analíticos* más apropiados aquellos que realizan un análisis dinámico inelástico o no lineal, que permiten conocer, paso a paso, el proceso de plastificación y colapso de la estructura, conocidos los ciclos de histéresis de sus componentes. Otros métodos, también considerados como analíticos, son versiones simplificadas de los anteriores que pretenden calcular la demanda de ductilidad exigida por las sollicitaciones, la disponibilidad de la misma y la capacidad de disipación de energía que tiene la estructura.

Finalmente, los cada vez más utilizados métodos de confiabilidad, en los que se basan las técnicas del diseño al límite, también vienen siendo utilizados para efectuar análisis probabilistas de fallos estructurales, lo que permite realizar estudios de vulnerabilidad de edificios existentes. Sin embargo, la vulnerabilidad estructural no en todos los casos se puede modelar acertadamente con las técnicas modernas de análisis estructural. La mayoría de estos métodos tienen limitaciones que los hacen tan aproximados como otros menos refinados cuando se trata de estudiar, por ejemplo, edificios históricos. Estos casos deben tratarse de manera especial e incluso pueden sorprender porque edificios que a primera vista podrían considerarse muy vulnerables no lo son (Ferrigni 1990).

De acuerdo con lo anterior, la evaluación del estado de una construcción existente puede hacer surgir serias dudas sobre la capacidad de la misma para soportar terremotos futuros. En algunos países se han desarrollado campañas de reforzamiento de edificios existentes para efectos de reducir la vulnerabilidad de los mismos. En principio, puede pensarse que el reforzamiento debería ser obligatorio para edificios esenciales para la atención de emergencias derivadas de desastres, y que resulten inadecuados luego de las evaluaciones de vulnerabilidad estructural.

A raíz de lo anterior expuesto, se han realizado importantes cambios o ajustes en las técnicas de diseño y evaluación de estructuras de edificios.

Nuevos enfoques en relación con el nivel de riesgo sísmico aceptable se han promovido al introducir en las normas o códigos el que ha sido llamado el *Diseño por Comportamiento* (FEMA, 1997). En este enfoque se define un objetivo de seguridad o desempeño de la estructura, que va desde un estado previo al colapso con un daño severo hasta un estado sin daño estructural y no-estructural y un funcionamiento sin interrupciones del edificio, según varios niveles de sollicitación sísmica. La tabla 6 presenta las recomendaciones del nuevo código unificado IBC 2000 de los Estados Unidos (ICBO, 2000)

3.3. CLASIFICACION DE LA VULNERABILIDAD

En general se acepta que la vulnerabilidad de un edificio puede ser estructural y no estructural.

3.3.1. Vulnerabilidad estructural

La vulnerabilidad estructural está relacionada fundamentalmente con la capacidad que tiene la estructura para soportar los desplazamientos y los esfuerzos que uno o varios movimientos sísmicos pueden causarle durante su vida útil (Atkan y Ho 1990).

3.3.2. Vulnerabilidad no estructural

La vulnerabilidad no estructural, por otra parte, está relacionada con la operación o funcionamiento del edificio, lo que depende del comportamiento de elementos tales como acabados, divisiones, instalaciones, equipos, etc.

Tabla 6. Objetivos de comportamiento sísmico recomendados Visión 2000

Nivel de diseño sísmico	Comportamiento requerido			
	Operación permanente	Ocupación inmediata	Protección de la vida	Prevención del colapso
Frecuente (50%/30 años)	✘		Comportamiento inaceptable (para edificios nuevos)	
Ocasional (50%/50 años)	◆	✘		
Raro (10%/50 años)	■	◆	✘	
Muy raro (10%/100 años)		■	◆	✘

■ = Seguridad crítica, como hospitales, departamentos de bomberos

◆ = Instalación esencial o peligrosa, como centrales telefónicas, edificio con químicos tóxicos

✘ = Instalación básica o convencional, como edificios de oficinas y de residencias

Fuente: (ICBO, 2000)

4. REVISIÓN DE LITERATURA SOBRE METODOLOGÍAS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES

4.1 GENERALIDADES

Los métodos se agrupan en dos categorías generales, los de **vulnerabilidad calculada y vulnerabilidad observada**. Entre las metodologías desarrolladas en varios países se encuentran las Técnicas de Screening elaboradas durante la década de 1960 y 1970; método Japonés (Hirosawa,1992); método del ATC-14 (1987), ATC 21(1988), ATC 40(1996); método NAVFAC (Matzamura, J. Nicoletti y S. Freeman,1988); método Mexicano (J. Iglesias,1989); método Colombiano (Hurtado,1990); método de la NSR-98, (AIS, 1997), método Italiano del Índice de Vulnerabilidad para estudios de Vulnerabilidad Sísmica a Gran Escala VSG GNDT (1986), método HAZUS FEMA(2003), método RISK WP4(2003) entre otros.

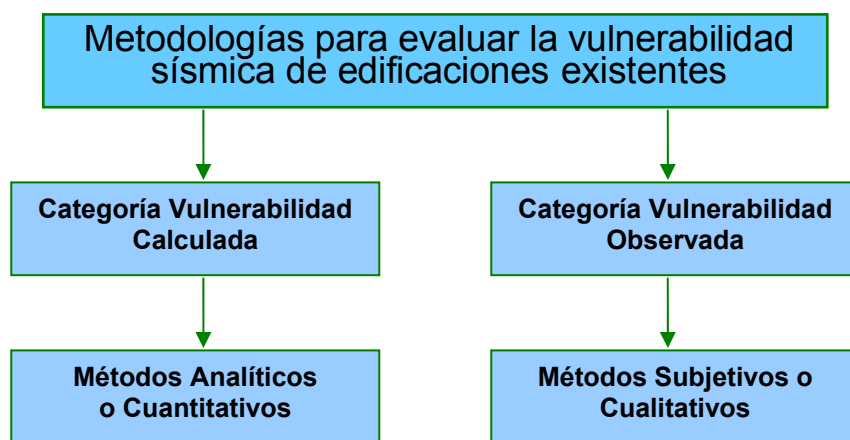
A continuación se presenta una descripción general de los métodos mas utilizados para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes.

4.2 MÉTODOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES.

Los métodos se agrupan en dos categorías generales (ver figura 6), los de **vulnerabilidad calculada** y de **vulnerabilidad observada** (Caicedo et al, 1994). En la primera se utilizan técnicas de modelación estructural para simular el comportamiento sísmico bajo cargas dinámicas y resultados de ensayos de materiales en el laboratorio, que sirven para determinar el índice global de daño que puede presentar la edificación, y se calibra a partir del daño real observado de las estructuras sometidas a movimientos telúricos anteriores. Dentro de esta categoría se encuentran los **métodos analíticos**.

Los métodos de la segunda categoría se fundamentan en la observación del daño ocurrido en estructuras durante terremotos, mediante el levantamiento en campo de índices de vulnerabilidad o la opinión subjetiva de expertos sobre el comportamiento sísmico de diferentes tipologías constructivas. Dentro de esta categoría se encuentran los **métodos subjetivos ó cualitativos**.

Figura 6. Metodologías para evaluar la vulnerabilidad sísmica



4.2.1 METODOS CUALITATIVOS

Los métodos cualitativos son diseñados para evaluar de manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones diversas, y seleccionar aquellas que ameriten un análisis más detallado. Estos métodos se utilizan principalmente para la evaluación masiva de edificios, con fines de cuantificación del riesgo sísmico en una región amplia de una ciudad y sus resultados, fuera de lo necesario para realizar dicha selección, no pueden tomarse realmente como concluyentes en ningún caso particular⁶, salvo que corroboren la seguridad de una edificación.

⁶ Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS), Programa para la mitigación de los efectos de los terremotos en la región andina, Proyecto SISRA, Lima, 1985

Algunos de estos métodos constituyen el primer nivel de evaluación de los métodos analíticos, como el caso del método japonés⁷, la evaluación diseñada por Iglesias⁸ para el caso de Ciudad de México y el método ATC-2112. En términos generales, puede decirse que son métodos eminentemente cualitativos, en los que la construcción recibe una calificación determinada, de acuerdo a aspectos tales como su estado de conservación, su irregularidad en planta y en altura, su relación con el suelo, etc., calificación que en general no precisa de cálculos muy sofisticados de oficina. Sin embargo, el primer nivel del método japonés, por el contrario, requiere del cómputo de ciertas variables, y sus ecuaciones están estrechamente relacionadas con las de los niveles superiores del método.

Los métodos cualitativos son los más apropiados para la evaluación de edificaciones a gran escala, debido que arrojan resultados más rápidos para un sin número de tipologías constructivas, que pueden ser determinantes para la toma de decisiones en el ámbito de la mitigación del riesgo, en una región determinada. En éstos se introduce la opinión subjetiva de expertos y la utilización de datos empíricos, acumulados mediante la observación de daños sufridos por las estructuras en terremotos pasados.

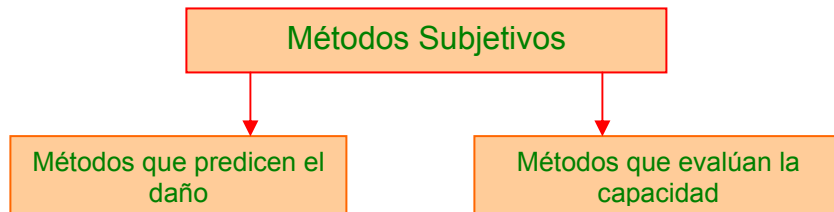
Según *Caicedo et.,al* (1994) los métodos subjetivos (figura 7) se pueden clasificar en dos grupos:

1. Los que predicen el daño y
2. Los que evalúan la capacidad

⁷ Hirosawa, M. et al, "Seismic Evaluation Method and Restoration Techniques for Existing and Damaged Buildings Developed in Japan", IDNDR International Symposium on Earthquake Disaster Reduction Technology, Tsukuba, Japan, 1992.

⁸ Iglesias, J., Evaluación de la capacidad sísmica de edificios en la ciudad de México, Secretaría de Obras, México, 1986.

Figura 7. Clasificación de los métodos subjetivos

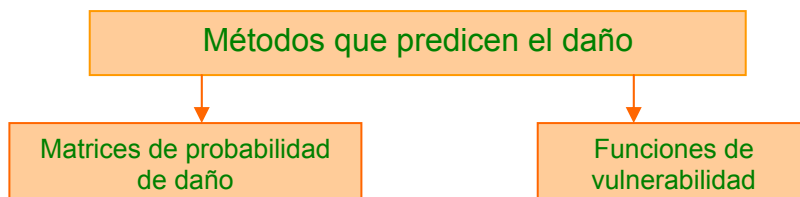


4.2.1.1 Métodos que predicen el daño.

Permiten la estimación del daño de una estructura a través de dos tipos de relaciones matemáticas:

La primera es una relación discreta, con base en matrices de probabilidad y la segunda es una relación continua, con base en funciones de vulnerabilidad (figura 8).

Figura 8. Clasificación de los métodos que predicen el daño



1. Métodos con base en matrices de probabilidad de daño.

La vulnerabilidad sísmica de una estructura puede ser expresada a través de una **matriz de probabilidad de daño**, la cual define la distribución del daño sísmico de una tipología estructural para una intensidad sísmica dada.

Generalmente, estas matrices se deducen por medio de un análisis estadístico del daño observado en las estructuras después de ocurrido un terremoto o también por el criterio subjetivo de expertos.

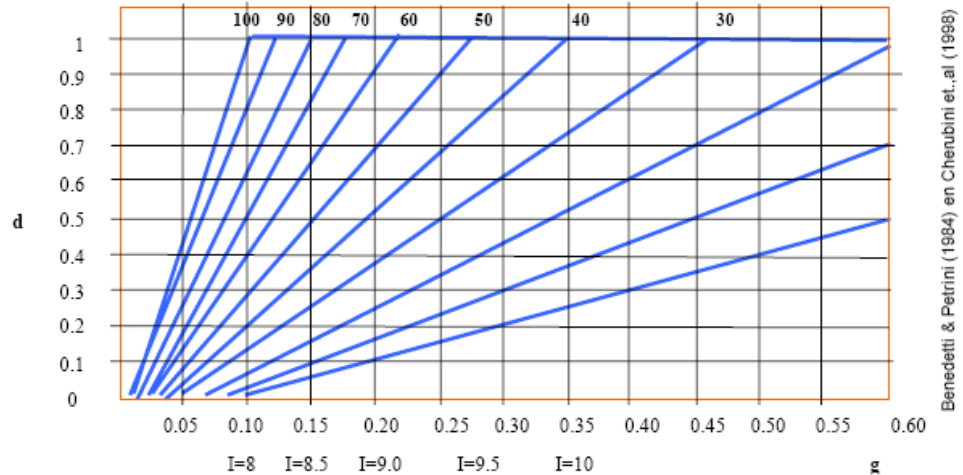
2. Métodos con base en funciones de vulnerabilidad.

Una función de vulnerabilidad es una relación matemática que expresa de forma continua el daño que experimenta una estructura cuando es sometida a un movimiento sísmico. Las funciones de vulnerabilidad se deducen por medio de regresiones estadísticas, a partir de los datos de daño observados como consecuencia de terremotos anteriores. Generalmente, estas funciones se expresan como curvas que relacionan el grado de daño del edificio, con un parámetro de respuesta estructural o del movimiento del terreno.

Los parámetros de respuesta estructural que comúnmente se utilizan son el desplazamiento horizontal del edificio Δ y el coeficiente sísmico C , que se define como el factor entre la resistencia al cortante del edificio dividido por el peso del edificio. Por otro lado, los parámetros que expresan el movimiento del terreno son usualmente la aceleración máxima del terreno (PGA), o los grados de intensidad sísmica tomadas de las escalas MM, MSK ó EMS.

En la figura 9 se muestra las funciones de vulnerabilidad desarrolladas por *Petrini & Benedetti* (1984), en *Cherubini* (1998), donde se relacionan el índice de daño sísmico que puede sufrir una edificación para diversos valores de aceleración ó intensidad, a partir de un índice de vulnerabilidad determinado.

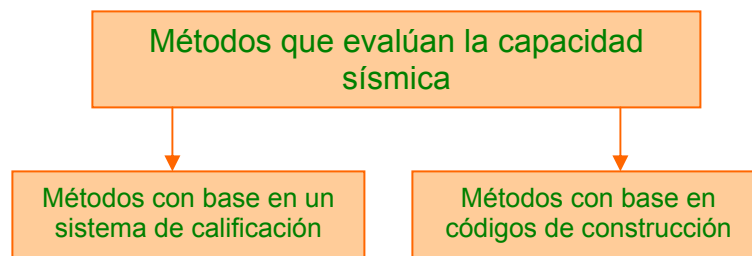
Figura 9. Función de daño sísmico



4.2.1.2 Métodos que evalúan la capacidad sísmica.

Estos métodos evalúan la capacidad sísmica relativa de una estructura. Básicamente existen dos tipos los que califican de forma empírica las diferentes características de las estructuras y los que compararan la capacidad actual de la estructura con la exigida por un determinado código de construcción (ver figura 10).

Figura 10. Métodos que evalúan la capacidad sísmica



1. Métodos con base en un sistema de calificación.

Estos métodos utilizan una escala de valores para calificar la calidad de las diferentes características estructurales, constructivas, funcionales ó arquitectónicas de una edificación, a las que se les asigna un valor numérico a veces afectados por un factor de ponderación o corrección, cuya suma total representa la vulnerabilidad sísmica. Entre estos métodos se encuentran:

- El **Método de evaluación de campo**(*Culver et., al ,1975, en Caicedo et., al, 1994*), que emplea cinco formularios para el levantamiento de información general y estructural, que se utilizan para catalogar la edificación como buena, regular, pobre o muy pobre, de acuerdo al puntaje obtenido y al nivel de intensidad (MM MSK ó EMS), para el sitio.

- El **Método del factor de decisión** (*General Services Administration, (1976), en Caicedo et., al, 1994*) se analizan una serie de características de la edificación como la funcionalidad, el criterio de confianza, la ubicación del edificio, y la sismicidad del sitio, a las cuales se les asigna un factor numérico. A la suma de dichos números se le denomina *factor de decisión*, el cual determina el tipo de análisis que se debe utilizar para evaluar la resistencia sísmica de la edificación. El *factor de decisión* también puede utilizarse directamente como una medida cualitativa de la vulnerabilidad de la edificación considerada.

- En Nueva Zelanda (*Shepherd, 1977, en Caicedo et., al, 1994*), para calificar los edificios altamente peligrosos, se utiliza un sistema empírico.

Entre las características que se analizan se encuentra el tipo de estructura, el número de pisos, el daño de la estructura, la calidad de los muros, el diafragma y la cimentación. La suma de los puntajes asignados a cada una de las anteriores características se utiliza para determinar por medio de una tabla empírica, un periodo de revisión, en el cual la edificación debe ser analizada

nuevamente y un periodo de vida para el cual la edificación debe ser demolida o reforzada. Este resultado sirve como medida cualitativa de la vulnerabilidad de la edificación.

- **El Método del índice de daño** evalúa la vulnerabilidad sísmica mediante la determinación de un índice de daño (**Id**), los índices de daño sísmico buscan dar una medida cuantitativa del daño sufrido por los elementos que conforman el sistema resistente a cargas laterales cuando son sometidos a un evento sísmico. Su cálculo requiere que primero sea determinada la respuesta no lineal de la estructura y partir de estos resultados sean aplicados los modelos de daño. Detalles de la aplicación de los índices de daño al diseño pueden ser encontradas en Park⁹ (1987), Teran¹⁰ (1997), Cruz¹¹ (2004).

- **Método del índice de vulnerabilidad** (*Petrini & Benedetti*, 1984).

El método del índice de vulnerabilidad propuesto por estos autores considera once parámetros para calificar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de mampostería no reforzada (MNR) y edificaciones de hormigón armado (HA). Éstos son el tipo de organización y calidad del sistema resistente, la resistencia convencional, la posición del edificio y la cimentación, los entresijos, la configuración en planta, la configuración en elevación, la separación máxima entre muros, el tipo de cubierta, los elementos no estructurales y el estado de conservación.

⁹ Damage-limiting aseismic design of buildings. Park, Y. J., Ang, A. H. Wen Y.K. 1987.

¹⁰ Energy Concepts and Damage Indices. Teran, A. 1997.

¹¹ Design of Reinforced Concrete Frames with Damage Control. Cruz, M. 2004.

Los parámetros son calificados en función de la escala numérica desarrollada por los autores del método, en la cual se le asigna una calificación **K_i** a cada valor de la escala de gradación, desde **A** hasta **D**, donde A es óptimo y D es pésimo (ver tabla 7). Una vez obtenidas las calificaciones parciales (A, B, C, D), de cada uno de los parámetros analizados, estas son afectadas por un factor de peso según el grado de importancia de cada parámetro en relación con los demás. A partir de los valores obtenidos, se cuantifica la vulnerabilidad global de la edificación mediante una suma ponderada, a este valor se lo conoce como Índice de Vulnerabilidad (**I_v**), según la expresión:

$$I_v = 10 \left[\frac{\left(\sum_{i=1}^{11} K_i * W_i \right) + 1}{4} \right]$$

Índice de vulnerabilidad para edificaciones de hormigón armado
(HA) Petrini & Benedetti (1984) en Jiménez, 2000

Donde: **K_i** es la calificación asignada y **W_i** es el coeficiente de peso, **I_v** índice de vulnerabilidad, los valores adoptados para la calificación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de hormigón armado (HA), toma valores entre 0 y 85.

A partir del índice de vulnerabilidad se puede estimar el nivel daño que puede sufrir una edificación en función de la aceleración del terreno. El daño es expresado en una escala normalizada ($0 < d < 1$) que representa el porcentaje de daño que sufre la edificación, por ejemplo valores entre (0.8 -1.0) son equivalentes al colapso de la edificación.

Tabla 7. Matriz de calificación de edificios de hormigón armado. método del Índice de vulnerabilidad

NUM	Parámetro	Ki A	Ki B	Ki C	Peso Wi
1	Organización del sistema resistente	0	1	2	4
2	Calidad del sistema resistente	0	1	2	1
3	Resistencia convencional	1	0	1	1
4	Posición del edificio y cimentación	0	1	2	1
5	Entrepisos	0	1	2	1
6	Configuración en planta	0	1	2	1
7	Configuración en elevación	0	1	3	2
8	Separación máxima entre muros	0	1	2	1
9	Tipo de cubierta	0	1	2	1
10	Elementos no estructurales	0	1	2	1
11	Estado de conservación	0	1	2	2

Fuente: (Petrini & Benedetti (1984), en Jiménez, 2000)

• **Método japonés** (Hirosawa, 1992).

Es utilizado para la evaluación de edificaciones de hormigón armado de mediana y baja altura, construidas mediante métodos convencionales. Se evalúan la estructura, la forma del edificio y la peligrosidad de los elementos no estructurales. La estimación del riesgo sísmico se realiza por medio del cálculo de un índice sísmico (**Is**), que representa el comportamiento global de un entrepiso.

La evaluación de la seguridad se hace por un método de tamizado en tres pasos sucesivos, para obtener como resultado dos índices que miden la seguridad sísmica de la construcción.

Is = Índice sísmico de la estructura.

In = Índice sísmico de los elementos no estructurales.

El índice sísmico de la estructura **Is**, es el producto de cuatro subíndices que son calculados individualmente:

Eo está condicionado por la resistencia última de los elementos estructurales de la edificación, el tipo de mecanismo de falla y la ductilidad del sistema; **G** tiene en cuenta la intensidad de los movimientos del terreno; **Sd** representa el efecto que el diseño estructural tiene en el comportamiento sísmico de la estructura a través de factores como la distribución de masas y de rigideces y, por último, **T** califica los efectos de deterioro y defectos estructurales como grietas y deflexiones. De esta manera el **Is** es el producto de los subíndices anteriores, que se expresan en la siguiente ecuación:

$$Is = (Eo) \times (G) \times (Sd) \times (T)$$

Donde:

Eo = Subíndice sísmico de comportamiento estructural.

G = Subíndice sísmico de movimiento del terreno.

Sd = Subíndice sísmico de concepción estructural.

T = Subíndice sísmico de deterioro con el tiempo.

La evaluación de la seguridad se realiza a partir de los resultados obtenidos para **Is** e **In**, teniendo en cuenta parámetros como la importancia, edad y uso de la edificación.

2. Métodos con base en códigos de construcción.

Estos métodos utilizan los mismos criterios para el diseño de nuevas edificaciones y parten de los procedimientos recomendados por los códigos de construcción. En consecuencia para el caso de una edificación existente.

El procedimiento consiste en evaluar las fuerzas laterales que representan la intensidad sísmica esperada para un determinado sitio, comparándolas con la capacidad existente en la estructura. Para ello se utilizan métodos

simplificados, como el de la fuerza horizontal equivalente o el análisis modal con espectros de respuesta. Cuando se requiere de parámetros como el amortiguamiento o la ductilidad de la estructura, estos se deducen empíricamente (Caicedo et al, 1994).

La literatura en lo referente a este tipo de métodos en el ámbito mundial es muy extensa, sin embargo, los métodos mas comentados siguen siendo los desarrollados por el ATC (Applied Technology Council) de los Estados Unidos). (Caicedo et., al, 1994; Cardona, 1990)

• **Métodos del ATC** (Applied Technology Council en Caicedo et., al, 1994; Cardona, 1990).

La metodología ATC-13 (1985), en Caicedo et al, 1994; Cardona (1990) propone una evaluación con base en el *factor de capacidad sísmica (R)*, que es igual a la capacidad lateral existente en un edificio dividida entre la correspondiente capacidad requerida para una nueva construcción. Dependiendo del R, el edificio es catalogado como adecuado o inadecuado.

La metodología ATC-14 (1987), en Caicedo et al, 1994; Cardona, 1990) clasifica la edificación analizada dentro de una de las 15 tipologías estructurales establecidas en el método y evalúa el riesgo sísmico potencial de cualquier tipo de estructura.

Hace énfasis en la determinación de los "*puntos débiles del edificio*" con base en la observación de daños en edificios similares ocurridos en eventos sísmicos anteriores.

Cada tipo estructural presenta una descripción de sus características particulares y de su comportamiento sísmico observado en pasados terremotos, para estructuras similares. Luego, mediante una serie de preguntas de falso o verdadero referentes a los elementos estructurales y no

estructurales se determinan las posibles fallas que esta puede presentar en el momento de un sismo. Si después de la evaluación no se detectan fallas, se considera que el edificio tiene un nivel aceptable para salvar la vida de sus ocupantes; en caso contrario, se deben evaluar para los elementos estructurales y no estructurales una serie de factores de capacidad/demanda (C/D) y compararlos con unos niveles mínimos establecidos empíricamente. El método identifica, inicialmente, los edificios que significan un riesgo para la vida humana durante un movimiento sísmico, en términos de posibilidad de colapso total del edificio; posibilidad de colapso parcial de elementos del edificio; elementos del edificio susceptibles a caerse o a fallar.; obstaculización de salidas del edificio, impidiendo la evacuación o el rescate. El método evalúa los esfuerzos cortantes actuantes, los desplazamientos relativos en el entrepiso y ciertas características del edificio.

El método ATC-21 (1988), en *Caicedo et al (1994); Cardona (1990); Construweb (2001)* revisión por filtro de peligros sísmicos potenciales en edificaciones existentes (Rapids Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards), se fundamenta simplemente en darle una calificación inicial a la edificación y, a medida que se avanza en la revisión, se van filtrando las características estructurales de la edificación, a la vez que se le van restando o sumando puntos a la calificación inicial.

El procedimiento identifica, en primera instancia, el sistema estructural resistente, así como los materiales en que esta construida la edificación. El puntaje asignado se va sumando o restando a la calificación inicial identificando de factores como la altura, el uso, el año de construcción, el deterioro, irregularidades geométricas tanto en planta como en altura, y pisos flexibles, entre otros.

- **Método NSR-98** (A/S, 1998).

La Norma de Diseño y Construcción Sismo-Resistente Colombiana NSR – 98 (Ley 400 de 1997, Decreto 33 de 1998), establece en el **"Título A - requisitos generales de diseño y construcción sismo resistente"**, del Capítulo A.10, los criterios para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones construidas antes de su vigencia. Este procedimiento tiene como finalidad comprobar si el comportamiento estructural de la edificación en su estado actual, sometida a solicitaciones sísmicas, satisface los requerimientos mínimos establecidos en la norma.

A continuación se resumen los pasos necesarios para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes prescrito en la NSR-98:

1. Recolección de información de la edificación (memorias, planos, etc.).
2. Inspección visual de la edificación y recolección de información.
3. Levantamiento de planos de la edificación, si no existen.
4. Identificación del sistema estructural.
5. Exploración y estudios de suelos.
6. Dimensiones de elementos estructurales y localización de refuerzos
7. Verificación de resistencia del hormigón.
8. Elaboración de un modelo estructural actual, el cual se analiza para las fuerzas sísmicas que el sismo de diseño imponga, en combinación con las fuerzas de gravedad, mayoradas de acuerdo con las combinaciones de carga.
9. Análisis matricial tridimensional (análisis elástico lineal).
10. Cálculo de demandas obtenidas y capacidades actuales calculadas en los elementos.
11. Determinación de los índices de sobre esfuerzo en los elementos y de las estructuras, para determinar puntos o zonas vulnerables.
12. Determinación de índices de flexibilidad de pisos y estructuras.

Finalmente, la vulnerabilidad se define como los inversos de los índices de sobre esfuerzos y flexibilidad. Los resultados obtenidos se comparan con lo que la norma exige para una edificación nueva.

- **Métodos FEMA**

Los metodos FEMA son procedimientos desarrollados por el "Building Seismic Safety Council" de los EEUU. Plantean, para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes, una serie de interrogantes que sirven para determinar las zonas o puntos vulnerables de una edificación. Para el análisis se utilizan procedimientos simples, calificando mediante variables lógicas, como falso o verdadero, aspectos estructurales, pórticos, diafragmas, conexiones y amenazas geológicas, entre otras, comparando los requisitos con los que se diseñó y construyó la edificación con los requerimientos de diseño sísmico actuales.

Estos también están diseñados para identificar de una forma más detallada los elementos estructurales, como vigas y columnas, que presenten deficiencias en cuanto a su capacidad o resistencia sísmica, definiendo diferentes procedimientos y criterios de diseño para alcanzar niveles de desempeño sísmico, entre los que se encuentran el nivel operacional, el nivel de protección de la vida, el nivel de prevención de colapso, el nivel de ocupación inmediata.

La escogencia de un determinado nivel depende del desempeño o comportamiento esperado de la edificación, durante y después de un movimiento telúrico, de cuanto daño es permitido, al igual que pérdidas económicas y traumatismo o interrupción de las actividades cotidianas de los ocupantes de la edificación. Además, este método plantea una metodología para desarrollar los procedimientos de rehabilitación o refuerzo.

4.2.1.3 Problemas asociados con los métodos subjetivos

Según *Caicedo et al* (1994), los métodos subjetivos no permiten una evaluación precisa de la vulnerabilidad de las edificaciones. A pesar de esto, llegan a ser la única herramienta disponible en los casos para los cuales la modelización matemática, por medio de métodos analíticos, es muy costosa, compleja o involucra factores cuyo comportamiento es difícil de predecir.

La opinión de expertos y una base de datos empírica de daños observados en edificaciones existentes en terremotos pasados, es un factor fundamental para la aplicación de este tipo de metodologías.

En la mayoría de los casos la opinión subjetiva del experto, resulta ser una base de conocimiento difícil de transmitir y de "calibrar", por lo que los métodos que se basan en este tipo de información deben utilizar conceptos simples, generales y fácilmente comprensibles por el usuario. Lo anterior resulta, comúnmente, en metodologías adaptadas a las tipologías y a las prácticas de construcción características de cada país e inclusive de cada región, lo que dificulta su aplicación en otros lugares (*Caicedo et. al*, 1994),

Los métodos que utilizan matrices de probabilidad de daño son muy apropiados, por que la definición de esas matrices es generalmente sencilla y el cálculo del riesgo específico se simplifica enormemente. Sin embargo, por otro lado, obligan a adoptar tipologías estructurales muy generales, las cuales son difícilmente adaptables a regiones con tecnologías constructivas distintas (*Caicedo et. al*, 1994),

Los métodos fundamentados en los códigos de construcción, además de no dar una estimación del daño, son elaborados con criterios y normas específicas adoptadas por un código de construcción en particular, lo que dificulta su aplicabilidad en otras regiones.

4.2.2 METODOS ANALITICOS

La evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes por métodos analíticos se fundamenta en los principios utilizados para el diseño de estructuras nuevas estipuladas en los códigos de construcción.

La evaluación de estructuras existentes por métodos analíticos se concentra primordialmente en la modelación de edificios de concreto reforzado, en los cuales se utilizan modelos mecánicos para representar su comportamiento histerético, con el fin de determinar los niveles de daño para los elementos estructurales o de la estructura misma en su conjunto.

Los métodos analíticos sirven para profundizar en los resultados obtenidos de los métodos cualitativos, cuando estos últimos no entreguen resultados determinantes sobre la seguridad de la estructura.

Para realizar un análisis de vulnerabilidad utilizando métodos analíticos, es necesario contar con cierta información básica como características de los materiales utilizados en la edificación, caracterización del suelo donde se encuentra emplazada la estructura y planos estructurales entre otra información. Generalmente los análisis analíticos se realizan mediante modelaciones matemáticas de la estructura, en las cuales se deben considerar aspectos tales como:

- Interacción de la estructura con los elementos no estructurales.
- Cargas reales a las que está sometida la estructura.
- Análisis para los diferentes sismos que se pueden presentar.

Según *Caicedo et.al* (1994), los problemas asociados con los métodos analíticos, básicamente provienen de las dificultades intrínsecas de la modelización matemática de las estructuras reales.

Uno de los inconvenientes de la utilización de los métodos analíticos se presenta a la hora de calibrar el indicador de daño calculado con el daño real observado en las edificaciones después de un sismo.

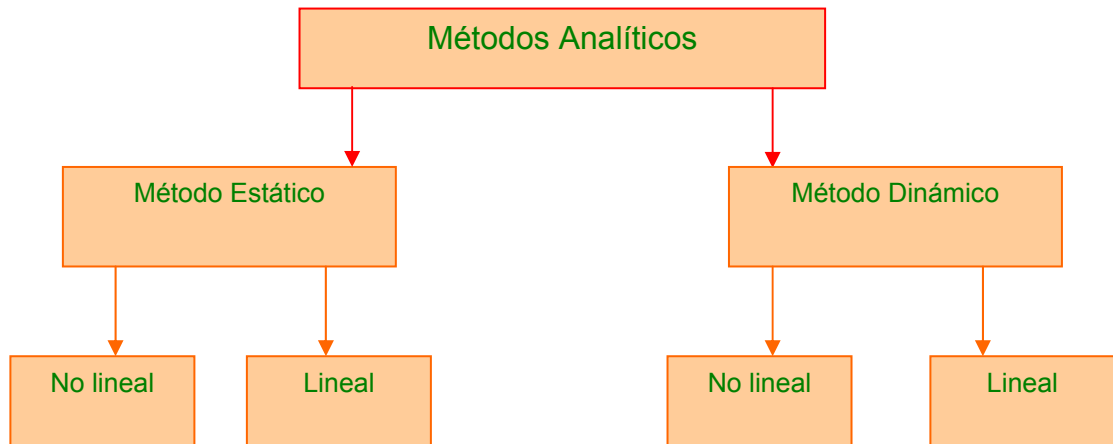
Las múltiples incertidumbres para evaluación del daño sísmico de una estructura, surgen desde el planteamiento de las hipótesis del modelo para el análisis estructural y la selección de los movimientos sísmicos del terreno.

Respecto al análisis estructural, las propiedades reales de los materiales y de los elementos estructurales pueden llegar a ser muy diferentes de las asumidas para el análisis y, en la mayoría de los casos, desconocidas. Es difícil, desde el punto de vista matemático, tener en cuenta el daño sufrido por la estructura antes del análisis y poder hacer una evaluación precisa de las condiciones iniciales.

Así mismo, con relación a la selección de los movimientos sísmicos del terreno resulta complejo identificar las características del movimiento que describen la capacidad destructiva de un terremoto, razón por la cual el movimiento del terreno es una de las fuentes de mayor incertidumbre.

Existen una gran variedad de procedimientos analíticos para la evaluación sísmica de edificaciones existentes (SEAO, 1995), en la figura 11 podemos ver la clasificación.

Figura 11. Clasificación de los métodos analíticos



4.2.2.1 Procedimientos de Análisis Lineal Estático

En estos métodos se supone el edificio como un sistema de un grado de libertad (SDOF) equivalente con rigidez lineal elástica y amortiguamiento viscoso equivalente. La fuerza sísmica se modela mediante un cortante basal, obtenido como una fuerza inercial de una coordenada espectral (correspondiente al período fundamental). Este cortante basal se reparte como fuerzas horizontales estáticas en la altura del edificio (con la forma aproximada del modo fundamental), encontrando las fuerzas y desplazamientos mediante teorías de la mecánica clásica. Luego se afectan estas demandas por factores para tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura.

La desventaja de este método es que no tiene en cuenta los efectos de modos superiores y las demandas reales inelásticas impuestas por el sismo son estimadas de forma indirecta y por tanto son aplicables solo a edificios regulares y de altura mediana.

4.2.2.2 Procedimientos de Análisis Lineal Dinámico

En estos modelos se lleva a cabo un análisis dinámico completo de un sistema de varios grados de libertad (MDOF), con rigidez lineal elástica y amortiguamiento viscoso equivalente. El sismo se modela mediante un espectro o una historia completa en el tiempo (análisis paso a paso).

La ventaja respecto al procedimiento anterior es que se involucran los efectos de los modos superiores, sin embargo, las demandas reales inelásticas se obtienen también de manera indirecta, multiplicando por factores para tener en cuenta efectos de torsión, efectos $P-\Delta$ y la relación entre el desplazamiento real (inelástico) y el calculado.

4.2.2.3 Procedimientos de Análisis Estático No-Lineal

En estos métodos se usa un diagrama de capacidad (pushover) en el que se incorporan directamente las propiedades no lineales de esfuerzo deformación de elementos individuales.

Existen en la actualidad varios métodos para el Análisis Estático No Lineal ((ATC-40) y (FEMA-356)). Recientemente (Chopra et al., 1999) han encontrado deficiencias en el Método del Espectro de Capacidad (ATC-40) y propuesto métodos fundamentados en espectros de respuesta inelásticos y relaciones $R_y-\mu-T$ (Fajfar et al, 1998), (Vidic et al, 1994), (Krawinkler et al, 1992) y (Newmark et al., 1982).

El desplazamiento real inelástico máximo demandado por el sismo se obtiene usando el diagrama pushover y espectros de respuesta (equivalente elástico con altos amortiguamientos o espectros inelásticos).

La ventaja de estos métodos es que se tienen en cuenta directamente los efectos de la respuesta no lineal del edificio, sin embargo, solo se usa el primer modo y por tanto, su aplicación para edificios con otros modos importantes o irregulares es limitada. Recientemente se han desarrollado métodos pushover modales (Chopra, et al., 2001)

4.2.2.4 Procedimiento de Análisis No-lineal Dinámico

En este procedimiento el edificio se representa como en el anterior, incluyendo las características inelásticas de los elementos. La principal diferencia es que el sismo se modela mediante un acelerograma completo haciendo un análisis paso a paso en el tiempo.

Este es el análisis más sofisticado para encontrar las fuerzas y deformaciones de los elementos del edificio, no obstante, estas demandas son muy sensibles a la forma del acelerograma y por esta razón debe calcularse para varios sismos diferentes.

Su aplicación actual es para investigación con el objetivo de simular el comportamiento de un edificio ante un sismo con el mayor detalle posible. Generalmente se requiere de programas no comerciales como Idarc-2D (Kunnath, et al, 1992), Idarc-3D, Drain-2dx etc.

En conclusión debido al impreciso e incompleto entendimiento del comportamiento estructural de los edificios de hormigón armado no es posible, hasta el momento predecir analíticamente con suficiente confiabilidad la vulnerabilidad sísmica de dichas estructuras.

El desarrollo de esta tesis se basó en el método LM2, el cual entra en el grupo de métodos analíticos y es un método estático no lineal, basado en la curva de capacidad y el cual será descrito en el siguiente capítulo.

5. METODO LM2

5.1 DESCRIPCION

El método LM2 utiliza dos sistemas de modelos de resistencia y daño del edificio:

- Modelo de capacidad.
- Modelo de fragilidad.

Además de una adecuada representación de la demanda para cuantificar los potenciales daños a los edificios resultado de el previsto movimiento de la tierra.

El modelo de capacidad o la curva de capacidad como se mencionó en el capítulo 1, es la capacidad total fuerza-desplazamiento de la estructura que estima la respuesta máxima prevista de la edificación para una demanda dada.

El modelo de capacidad esta desarrollado para representar el primer modo de respuesta de la edificación asumiendo que este es el modo predominante de vibración de los edificios y que sobre todo controla el origen y progreso de los daños.

Las curvas de capacidad se basan en parámetros de ingeniería (diseño, fluencia, niveles últimos de fuerza estructural) para caracterizar el comportamiento no lineal de las clases de modelos de edificios. Estos distinguen entre materiales de construcción, formas tradicionales de construcción, experiencia y tecnología utilizada así como los requerimientos del código.

El modelo de la fragilidad predice las probabilidades condicionales para que una estructura clasificada en cierta topología, según el numero de pisos que tenga, el material con el que fue construida y el nivel del código que rigió en su diseño; iguale o exceda estados de daño específicos para un determinado nivel de respuesta sísmica.

El nivel y la cantidad de la frecuencia de la excitación sísmica controlan los niveles de respuesta máxima del edificio, o su desempeño. El método LM2, al igual que el procedimiento FEMA/NIBS (1997), expresa la entrada sísmica en términos del espectro de demanda, el cual esta basado en el 5% de amortiguamiento del espectro de respuesta especifica edificio-suelo, modificado para tener en cuenta el comportamiento estructural por fuera del dominio elástico.

La representación entre la curva de capacidad (pushover) y el espectro de demanda es en la aceleración espectral (S_a , ordenada) y el desplazamiento espectral (S_d , abscisa) en el sistema coordenado. Este formato de presentación se refiere como ADRS (Aceleración Desplazamiento Espectros de Respuesta, Mahaney, 1993), o simplemente Espectro AD.

5.2 MODELAMIENTO DE CURVAS DE FRAGILIDAD

Construir un modelo de fragilidad (Figura 12) consiste en un sistema de curvas de fragilidad que definen la probabilidad condicional de estar en $P[D=ds]$ o exceder $P[D>ds]$ en cierto estado de daño ds .

El método LM2 considera cuatro estados o niveles de daño denotados como: Menor, Moderado, Severo y Colapso además de un nivel de daño denomino Ninguno(Tabla 2).

Cada curva de fragilidad de un modelo de la fragilidad es caracterizada por el valor medio y la desviación de estándar lognormal (β) del parámetro sísmico de riesgo; i.e., el desplazamiento espectral S_d :

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right]$$

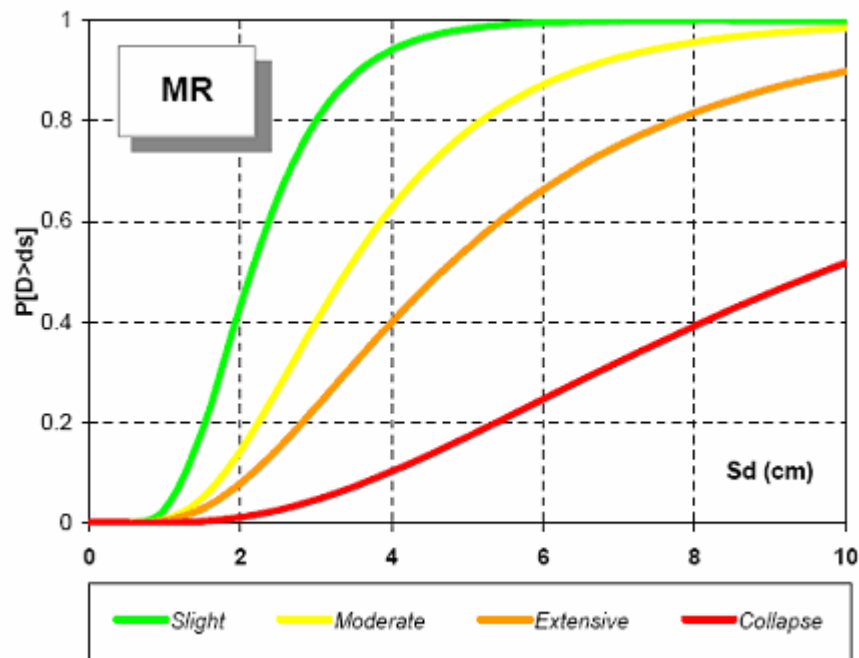
S_d : Es el desplazamiento espectral (parámetro de riesgo sísmico)

$S_{d,ds}$: Es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual el edificio alcanza cierto umbral del estado de daño ds ;

β_{ds} : Es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daño ds ; y

Φ : Es la función de distribución acumulativa estándar normal.

Figura 12. Ejemplo Modelo de Fragilidad (IZIIS, RC1/CBA; Altura Media)



Fuente: RISK-UE

Los miembros de RISK-UE utilizaron varios métodos para definir valores medios de la fragilidad estructural:

- Edificios de concreto reforzado:
IZIIS, UTCB: los valores medios de la fragilidad estructural se basan en la correlación entre el índice del daño y los umbrales del estado del daño según lo definido por Park, Ang y Wen (1992),

- CIMNE: los valores medios de la fragilidad estructural se basan en los cocientes de la deriva del edificio que describen el umbral de los estados del daño.
- ATh: Método híbrido, bajo desarrollo.
- UNIGE: Bajo desarrollo.

5.3 MODELAMIENTO DE CURVAS DE CAPACIDAD Y ESPECTRO DE CAPACIDAD

5.3.1 Fundamento Teórico

El método se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos del análisis modal

(ATC-40, 1996; FEMA, 1996). Si bien, estos procedimientos son válidos solamente para estructuras de comportamiento lineal, su uso en estructuras de comportamiento no lineal representa una aproximación que permite la representación del sistema a través de sus propiedades lineales efectivas. De manera que este método se diferencia de los métodos convencionales de análisis lineal, en que estos últimos utilizan directamente las propiedades elásticas de la estructura, mientras que los anteriores, usan propiedades efectivas o secantes de la misma, para calcular los desplazamientos.

El uso de este método involucra varias aproximaciones, de manera que su implementación requiere además de conocimiento del comportamiento y la dinámica de estructuras, la aplicación de un sensato juicio ingenieril.

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo ó punto de comportamiento, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado.

Es importante destacar que la capacidad de una edificación particular y la demanda impuesta por un sismo dado no son independientes. De hecho, cuando se incrementa la demanda, la estructura eventualmente entra en cedencia, la rigidez disminuye y los períodos de vibración se alargan, lo cual se evidencia en el mismo espectro de capacidad. Adicionalmente, aumenta la energía disipada por ciclo, debido a la degradación de resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos histeréticos grandes y estables, incidiendo directamente en el amortiguamiento efectivo. De manera que, la determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por un factor de reducción, que tome en cuenta de manera compatible, la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase.

Una vez identificado el punto de comportamiento asociado a la respuesta sísmica máxima que experimentará la edificación durante el movimiento sísmico especificado, se podrá decidir en función del nivel de desempeño esperado, la aceptabilidad o necesidad de intervención en una edificación existente.

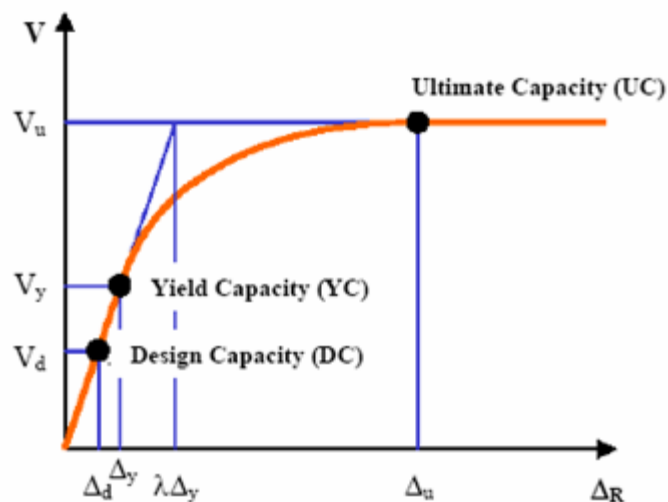
5.3.2 Curva de Capacidad

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad (Figura 14), la cual generalmente se representa como el corte basal (V_0), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (Δ_R).

Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño. A este tipo de evaluación se conoce como un análisis “*pushover*” y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones sobre como establecerlos de manera racional, para esta tesis se uso el programa SAP2000 para obtener esta curva.

El modelo de capacidad del edificio es una curva de capacidad idealizada del edificio definida por dos puntos de control característicos: 1) Capacidad de Fluencia, y 2) Capacidad Última.

Figura 13. Modelo de Capacidad del Edificio



Fuente: RISK-UE

Capacidad de Fluencia (YC) es la fuerza lateral de resistencia del edificio antes que el sistema estructural haya desarrollado la respuesta no lineal.

Capacidad Última (UC) es la máxima fuerza del edificio cuando todo el sistema estructural del edificio ha alcanzado completamente un estado plástico. Mas allá del punto ultimo los edificios son capaces de asumir deformaciones sin la perdida de estabilidad pero su sistema estructural no proporciona ninguna resistencia adicional a la fuerza lateral del terremoto.

Ambos, Puntos de control YC y UC están definidos como:

$$\text{YC } (V_y, \Delta_y): \quad V_y = \gamma C_s \quad \Delta_y = \frac{V_y}{4\pi^2} T^2$$

$$\text{UC } (V_u, \Delta_u): \quad V_u = \lambda V_y = \lambda \gamma C_s \quad \Delta_u = \lambda \mu \Delta_y = \lambda \mu \gamma C_s \frac{T^2}{4\pi^2}$$

Donde:

C_s : Coeficiente de la fuerza de diseño (Fracción del peso del edificio),

T: Verdadero periodo “elástico” del modo fundamental del edificio (en segundos),

γ : “sobreesfuerzo” factor que relaciona la fuerza de diseño “verdadera” con la fuerza de fluencia,

λ : “sobreesfuerzo” factor que relaciona la fuerza última con la fuerza de fluencia.

μ : “ductilidad” factor que relaciona el desplazamiento último (Δ_u) con λ al tiempo con el desplazamiento de fluencia (Δ_y) (es decir, punto asumido del rendimiento significativo de la estructura).

Hasta el punto de fluencia, la capacidad del edificio se asume lineal con rigidez basada en un periodo fundamental estimado de la edificación. Para el punto de fluencia al punto ultimo, la transición en pendiente de la curva de capacidad de un estado esencialmente elástico a uno completamente plástico. Mas allá del punto ultimo de la curva de capacidad se asume seguir siendo plástico.

En países con códigos sísmicos desarrollados y otros estándares de la construcción, y un riguroso sistema legal aseguran su estricta implementación, la fuerza de diseño, es basado en requerimientos preescritos de la fuerza lateral de diseño. Esto es función de la zona sísmica y otros factores incluyendo las condiciones del suelo, tipo de sistema de resistencia para la fuerza lateral y periodo del edificio.

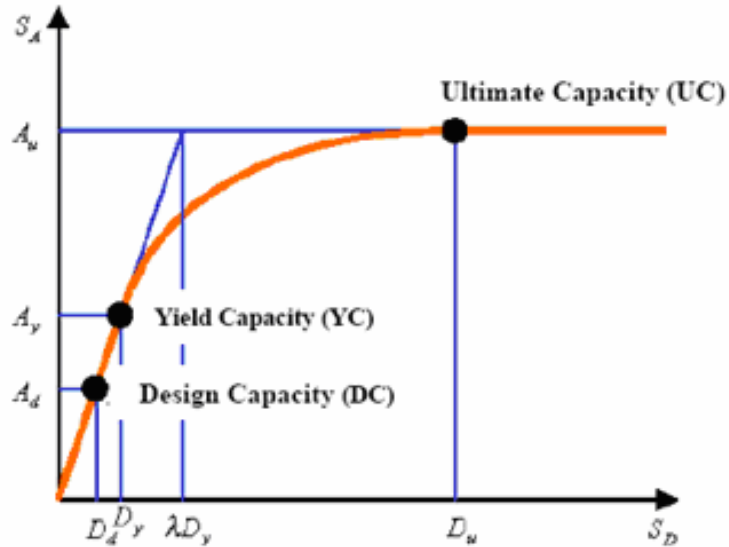
Sin embargo, la fuerza de diseño de edificaciones antes del código, y/o en los ambientes de la construcción caracterizados con la implementación simple de estándares de diseño y códigos sísmicos o la inapropiada implementación de estos, es predominantemente controlado por la tradición y las prácticas locales de la construcción así como la calidad de los materiales de construcción localmente disponibles.

5.3.3 Espectro de Capacidad

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (*Acceleration Displacement Response Spectra*) donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado *espectro de capacidad* (Figura 13). (Freeman, 1975, 1998).

Para esta conversión, cada punto ($V_{0j}, \Delta R_i$) de la curva de capacidad, corresponde a un punto (S_{aj}, S_{dj}) del espectro de capacidad, de esta forma es posible la comparación directa de la capacidad del edificio y el espectro de demanda y la determinación del punto de comportamiento.

Figura 14. Espectro de Capacidad del Edificio



Fuente: RISK-UE

La conversión del modelo de capacidad (V , ΔR) al espectro de capacidad será lograda sabiendo las características dinámicas de la estructura en términos de su período (T), la forma del modo (ϕ_i) y la masa del piso (m_i). Para esto, un solo grado del sistema de libertad (SDOF) se utiliza para representar un modo de translación de la vibración de la estructura.

Dos puntos típicos de control: capacidad de fluencia y capacidad última, definen el espectro de capacidad (Figura 14)

Para calcular estos puntos de control en formato ADJR usamos estas ecuaciones:

$$\text{YC } (A_y, D_y): \quad A_y = S_{ay} = \frac{C_s \gamma}{\alpha_1} \quad D_y = S_{dy} = \frac{A_y}{4\pi^2} T^2$$

$$\text{UC } (A_u, D_u): \quad A_u = S_{au} = \lambda A_y = \lambda \frac{C_s \gamma}{\alpha_1}$$

$$D_u = S_{du} = \lambda \mu D_y = \lambda \mu \frac{C_s \gamma}{\alpha_1} \frac{T^2}{4\pi^2}$$

Donde α_1 es un coeficiente de masa efectiva (o la fracción del peso efectivo del edificio en modo pushover), definido con las características modales de los edificios como sigue:

$$\alpha_1 = \frac{[\sum m_i \phi_i]^2}{\sum m_i \sum m_i \phi_i^2}$$

Donde:

m_i es i-esimo masa de piso, y ϕ_i i-esimo coeficiente modal de piso.

Basado en las propiedades del primer modo de vibración de la mayoría de estructuras, la literatura sugiere acercamientos aún más simplificados. Cada modo de un sistema MDOF se puede representar por un sistema equivalente SDOF con la masa efectiva (M_{eff}) igual a:

$$M_{eff} = \alpha_1 M$$

Donde M es la masa total de la estructura. Cuando la masa equivalente de SDOF se mueve para la distancia S_d , la azotea del edificio de varios pisos se moverá para la distancia ΔR . Considerando que el primer modo controla predominantemente la respuesta de los edificios de varios pisos, el cociente de $\Delta R/S_d = PFR_1$ es, por definición la participación modal para el primer modo fundamental en un nivel de la azotea del sistema de MDOF:

$$PFR_1 = (\sum m \phi_1 / \sum m \phi_1^2) \phi_{R1}$$

donde ϕ_{R1} es el primer modo en el nivel de la azotea del sistema de MDOF.

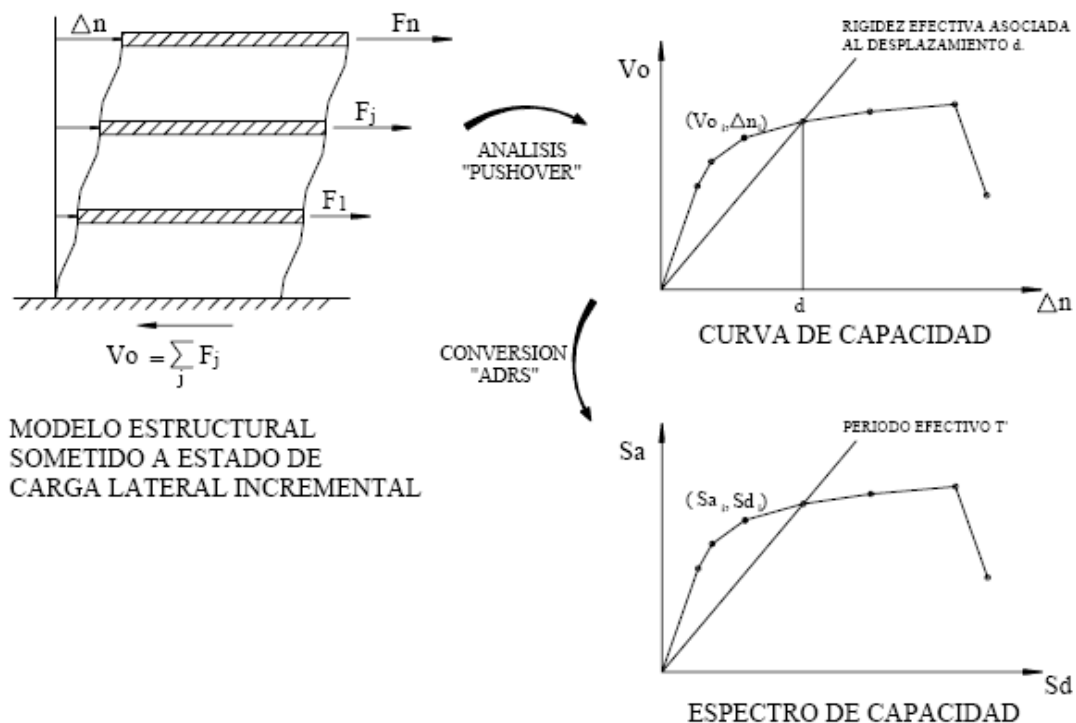
Para la mayoría de los edificios de varios pisos Freeman (1998) sugiere $\alpha_1 \approx 0.80$ y $PFR_1 \approx 1.4$. Por lo tanto, $S_a = \gamma [V/(\alpha_1 M g)]$ y $S_d = \gamma (\Delta R/PFR_1)$ puede ser estimado en:

$$S_a = 1.25 \gamma C_s$$

$$S_d = \gamma \Delta R / 1.4$$

Para permitir la valoración de la reducción apropiada de la demanda espectral, la forma bilinear del espectro de la capacidad se utiliza generalmente para su representación gráfica, en la figura 15 podemos apreciar como obtener el espectro de capacidad.

Figura 15. Obtención del espectro de capacidad de la estructura



Los modelos de capacidad y los espectros relacionados de capacidad, no necesitan ser exactos para ser útiles. Una aproximación razonable de las fuerzas de fluencia y última dará una idea general cómo el edificio responderá a las varias demandas del terremoto.

Por lo tanto, las estimaciones en capacidad de cada edificio o clase de edificio se deben basar en las mejores estimaciones de los parámetros de diseño típicos usados en su diseño y construcción.

5.3.4 Espectro de demanda

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% (Figura 16), el cual debe ser transformado a un formato ADRS.

Para dicha conversión cada punto (S_{a_i}, T_i) del espectro de respuesta donde T_i es el período en segundos, corresponde a un punto (S_{a_i}, S_{d_i}) del espectro de demanda, según:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} \times g$$

De manera que el *espectro de demanda* es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado.

Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento.

Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, más aún, si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo. Para tal fin, diversas recomendaciones proponen valores de amortiguamiento característico para diferentes sistemas estructurales estos valores se pueden ver en la Tabla 8.

Tabla 8. Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al., 1984)

<i>Sistema Estructural Principal</i>	<i>Elástico-lineal</i> (bajo nivel de deformación)	<i>Posterior a la cedencia</i> (alto nivel de deformación)
<i>Estructura metálica</i>	3%	7%
<i>Concreto reforzado</i>	5%	10%
<i>Mampostería</i>	7%	12%
<i>Madera</i>	10%	15%
<i>Sistema dual</i>	(1)	(2)
Notas: (1) Usar un promedio ponderado en proporción a la participación relativa de cada sistema. (2) Puede usarse el valor del sistema con mayor amortiguamiento.		

- Procedimiento General

El uso de la técnica del espectro de capacidad requiere que ambos, la capacidad estructural y los espectros de demanda (espectros elásticos reducidos para el nivel desarrollado de no linealidad) se definan en el sistema coordinado AD (aceleración espectral desplazamiento espectral).

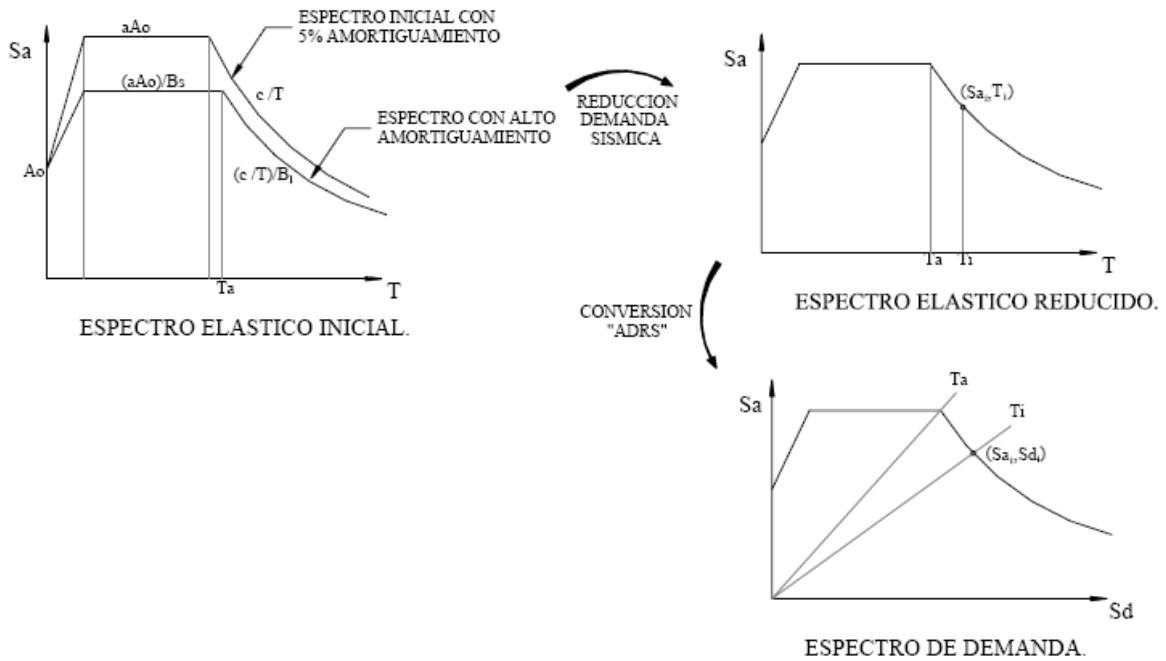
El procedimiento general para desarrollar espectro de la demanda asume:

Paso 1: Con el espectro de demanda del sitio específico se obtiene el espectro elástico con el 5 por ciento amortiguamiento, para el rango seleccionado del período o un sistema de valores discretos del período.

Paso 2: Para los edificios con el amortiguamiento elástico radicalmente diferente en 5 por ciento, el 5 por ciento del amortiguamiento del espectro de demanda sitio-especifico pudiera ser modificado, o un nuevo espectro elástico calculado considerando el cociente de amortiguamiento apropiado.

Paso 3: Conversión del espectro de demanda elástico a formato ADSR(Figura 16).

Figura 16. Obtención del espectro de demanda en formato ADJR



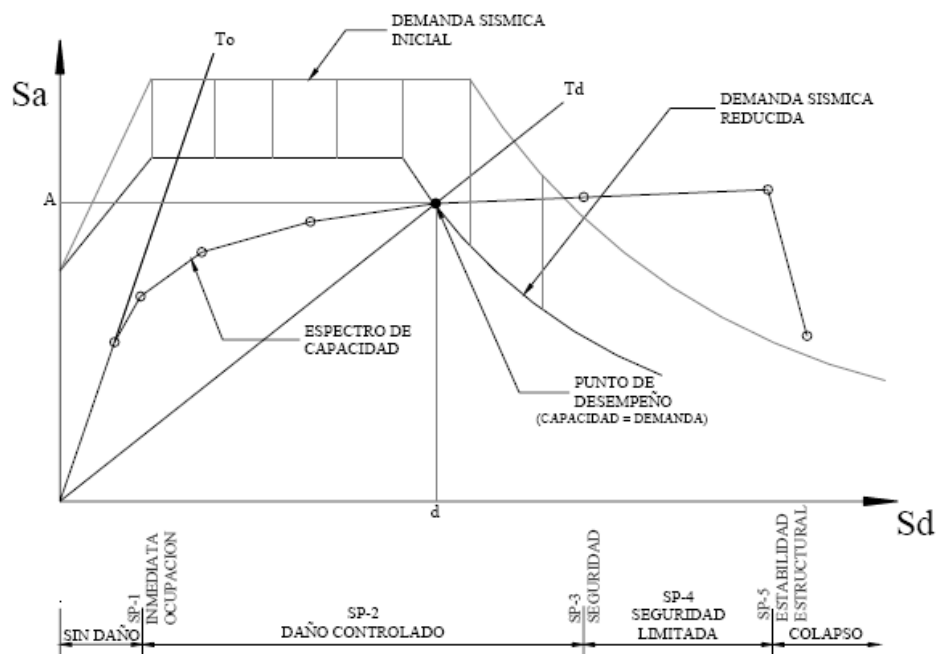
5.3.5 Punto de comportamiento

Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el *punto de comportamiento*, donde se igualan la demanda y la capacidad. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento Δn y corte basal V_0 .

La Figura 17, describe gráficamente el citado procedimiento. En la misma se observa como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con

el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad. Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica considerados.

Figura 17. Espectro de Capacidad-Demanda (ATC-40, 1996)



El método del espectro de capacidad caracteriza inicialmente demanda sísmica por un espectro elástico de la respuesta. Convertido y trazado en formato ADSR este muestra las aceleraciones espectrales en función de desplazamientos espectrales.

La localización del punto del comportamiento debe satisfacer dos condiciones:

1. El punto debe sobreponerse en la curva del espectro de capacidad para representar la estructura en la deformación dada; y,
2. El punto debe sobreponerse en una curva espectral de demanda, reducido para el espectro elástico del 5 por ciento de amortiguamiento, eso representa la demanda no lineal en la misma deformación estructural.

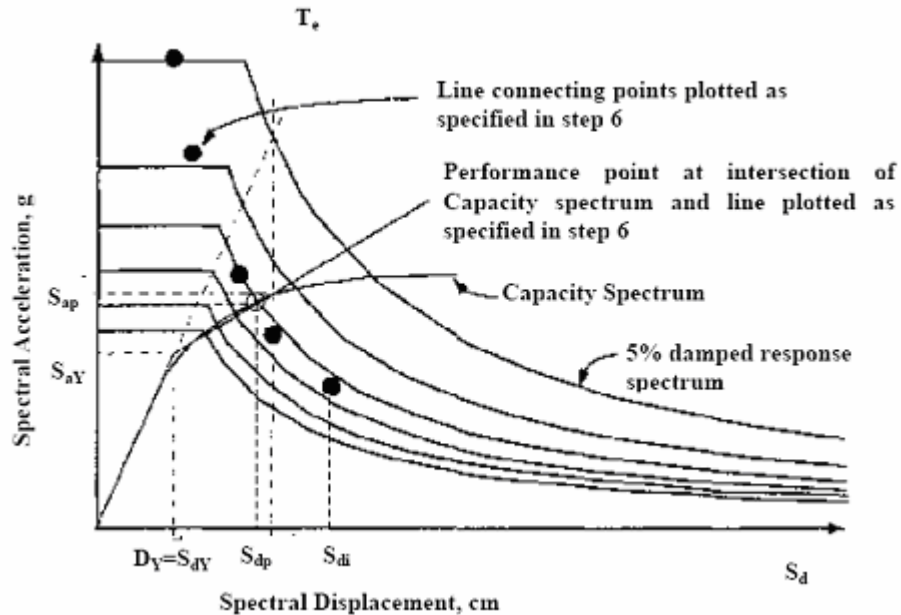
Si el punto de funcionamiento está situado en el rango lineal de la capacidad, define el desplazamiento real de la estructura. Éste no es normalmente el caso pues la mayoría de las estructuras experimentan comportamiento (no lineal) inelástico cuando están expuestas a la acción sísmica fuerte. Para las entradas sísmicas que son de interés para el análisis de daño y pérdida, los puntos de funcionamiento estarán regularmente fuera del lineal, i.e., en un rango (no lineal) inelástico de la capacidad.

Cuando el punto de funcionamiento está situado en el rango no lineal de la capacidad, en el caso general, la determinación del punto del funcionamiento requiere una búsqueda de ensayo y de error para satisfacer los dos criterios especificados arriba. A continuación, se presenta un procedimiento alternativo.

- Punto de funcionamiento para la representación bilineal del espectro de capacidad

En el caso el espectro de capacidad es representado por forma bilineal, pues es el caso con los progresos alcanzados bajo RISK-UE, un acercamiento simplificado y más directo se puede utilizar para definir el punto de funcionamiento (Figura 17). Se basa en la suposición que no sólo la pendiente inicial de la representación bilineal del modelo de capacidad permanece constante, pero también el punto de fluencia y la pendiente después de la fluencia. Esta simple suposición permite una solución directa sin el dibujo de espectros múltiples de demanda, i.e.:

Figura 18. Procedimiento espectro de capacidad para modelo de capacidad bilineal



Fuente: RISK-UE

Este procedimiento puede ser descrito en seis pasos como sigue:

Paso 1: Trace el espectro elástico del 5 por ciento de amortiguamiento y el espectro de capacidad en la misma grafica;

Paso 2: Elijo varios valores de $S_{d,i}$, $i=1, 2, 3, \dots, N$, such as $S_{d,i} > S_{d,y}$, $S_{d,i+1} > S_{d,i}$

Paso 3: Para cada $S_{d,i}$ elegido, defino las ductilidades $\mu_i = S_{d,i}/S_{d,y}$, periodos espectrales T_i , $T_i = 2\pi\sqrt{(S_{d,i}/S_{a,i})}$ y defino el rango espectral (aceleración $T_i < T_c$, o velocidad $T_i \geq T_c$) donde cae

Paso 4: Calcule los factores $R_{\mu,i}$ de reducción de la fuerza

Paso 5: Calcule las aceleraciones espectrales reducidas ($S_{a,i}$) por reducción del correspondiente espectro elástico de aceleraciones del 5% de amortiguamiento ($S_{ae,i}$) para el factor adecuado $R_{\mu,i}$; de reducción de la fuerza,

Paso 6: Trace el calculo discreto de los valores de aceleración y desplazamiento espectrales ($S_{d,i}$, $S_{a,i}$) y dibuje una línea que conecte los puntos trazados. La intersección de esta línea de trazos lineal con el espectro de capacidad es el desplazamiento espectral de la demanda, i.e., el punto de funcionamiento.

Aunque el procedimiento requiere trazar múltiples puntos ($S_{d,i}$, $S_{a,i}$), el único punto ($S_{d,i}$, $S_{a,i}$) que tiene cualquier significación verdadera es el que se coloque en la curva del espectro de capacidad. Este punto define el punto de intersección del espectro de capacidad con el adecuado espectro de demanda constante de amortiguamiento, y define así el desplazamiento de la demanda.

Finalmente, es importante destacar que la metodología descrita representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de una edificación sometida a un movimiento sísmico y que en ningún caso, debe ser considerado como una solución exacta. Sin embargo, estudios comparativos entre los resultados de un análisis no lineal en el tiempo, con los métodos de análisis estático no lineal simplificado (Tsopelas et al., 1997), demuestran que el método del espectro capacidad-demanda, permite en general obtener buenos estimados de la respuesta estructural en términos del desplazamiento máximo promedio y de la aceleración total, sobre todo si se incorpora apropiadamente la reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema. En especial, se obtienen resultados satisfactorios para estructuras cuya respuesta sísmica está gobernada por el modo fundamental de vibración.

5.4 DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO DESARROLLADO EN ESTA TESIS

El objetivo de los análisis de daños es la estimación de los daños debido a la demanda sísmica incidente, para un solo edificio o para un grupo de edificios, esto se logra gracias a un análisis lo suficientemente detallado como para evaluar detalladamente las características de vulnerabilidad (daño) del edificio o grupo de edificios para un nivel dado demanda sísmica.

El procedimiento a seguir en esta tesis para definir los niveles de daño por medio de un análisis pushover y usando la metodología LM2 del grupo RISK-UE será determinado con los siguientes pasos:

Paso 1: Seleccionar los modelos de edificios representado adecuadamente por las características: material de construcción, sistema estructural, clase de altura, diseño esperado o identificado, detalle de las rotulas, de los elementos estructurales (sección geométrica, longitudes y detalle del refuerzo de vigas y columnas), cargas que serán aplicadas al modelo entre otros, con esta información se modela estos edificios en SAP2000.

Paso 2: Para el modelo del edificio definir la curva de capacidad y convertir este en espectro de capacidad usando el programa SAP2000.

Paso 3: Determinar para el sitio específico del modelo del edificio el espectro de demanda.

Paso 4: Calcular la respuesta esperada del modelo del edificio (Comportamiento) por la intercepción de la capacidad y demanda espectral y determinar el punto de intercepción (Comportamiento).

Paso 5: Para el correspondiente modelo obtener los valores Δy y Δu (figura 14) y con la curva de capacidad utilizar los límites espectrales de la tabla 9 para definir los rangos en los que se encuentran los niveles de daño definidos para el LM2.

Paso 6: Para cada valor límite de desplazamiento espectral del rango, se hará una revisión de los elementos estructurales del edificio, usando los valores de Momentos, Carga axial, rotaciones y desplazamientos para cada elemento del modelo analizado obtenidos del SAP2000.

Paso 7: Mediante los diagramas de momento curvatura, para vigas y columnas, obtener los puntos de rotura, fluencia y falla de los elementos, y mirar en que estado se encuentran los elementos, para cada nivel de daño, al finalizar se podrá definir el nivel de daño en base al análisis pushover y usando la metodología LM2.

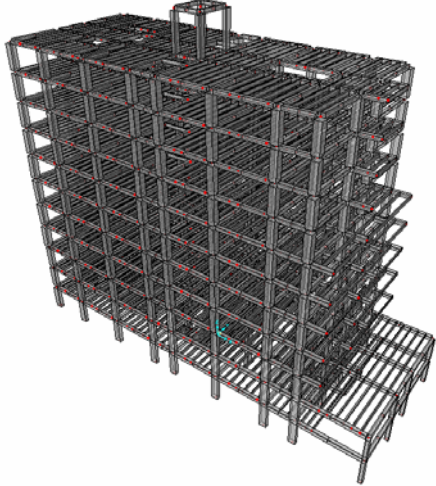
Estos pasos se pueden apreciar de forma mas clara en la tabla 10

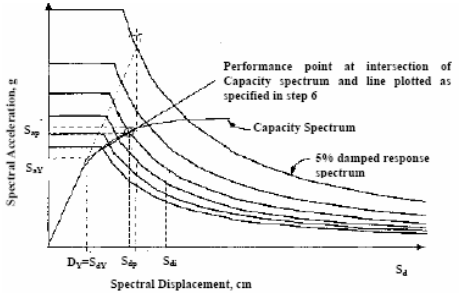
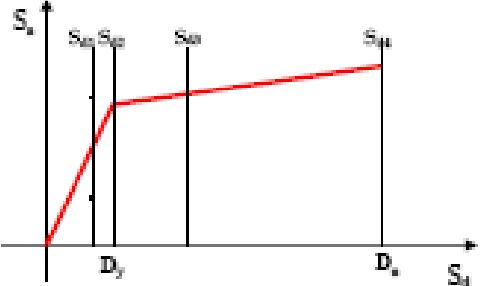
Tabla 9. Parámetros de las curvas de fragilidad para edificios de concreto reforzado, especificaciones altas del código.

Damage Grade	Definition	Displacement Limits (AULT)	Spectral Displacement Limits (UNIGE, CIMNE)
0	No damage	$\Delta < 0.7\Delta y$	$D < 0.7 Dy$
1	Slight damage	$0.7\Delta y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.05*\Delta u y$	$0.7Dy \leq D < 1.0 Dy$
2	Moderate damage	$0.7\Delta y + 0.05*\Delta u y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.20*\Delta u y$	$1.0 Dy \leq D < Dy + Du y$
3	Extensive damage	$0.7\Delta y + 0.20*\Delta u y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.50*\Delta u y$	$Dy + Du y \leq D < Du$
4	Very heavy damage	$0.7\Delta y + 0.50*\Delta u y < \Delta < 0.7\Delta y + 1.00*\Delta u y$	$Du \leq D$
		$\Delta u y = 0.9\Delta u - 0.7\Delta y$	$Du y = 0.25*(Du - Dy)$

Fuente: RISK-UE

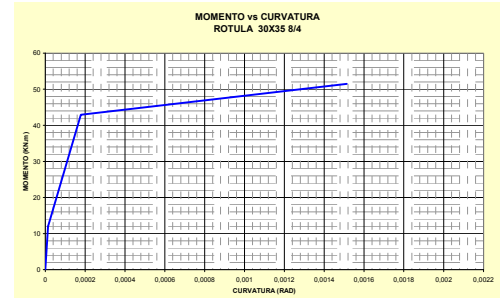
Tabla 10. Procedimiento para definir los niveles de daño

<p style="text-align: center;">PASO 1</p> <p>Modelar los edificios teniendo en cuenta el material de construcción, sistema estructural, clase de altura, diseño esperado o identificado, detalle de las rotulas, de los elementos estructurales (sección geométrica, longitudes y detalle del refuerzo de vigas y columnas), cargas que serán aplicadas al modelo entre otros, con esta información se modela estos edificios en SAP2000.</p>	
<p style="text-align: center;">PASO 2</p> <p>Para el modelo del edificio definir la curva de capacidad y convertir este en espectro de capacidad usando el programa SAP2000.</p>	
<p style="text-align: center;">PASO 3</p> <p>Determinar para el sitio específico del modelo del edificio el espectro de demanda.</p>	

<p style="text-align: center;">PASO 4</p> <p>Calcular la respuesta esperada del modelo del edificio (Comportamiento) por la intercepción de la capacidad y demanda espectral y determinar el punto de Comportamiento.</p>																																																			
<p style="text-align: center;">PASO 5</p> <p>Para el correspondiente modelo obtener los valores Du y Dy o Δy y Δu y con la curva de capacidad utilizar los limites espectrales de la tabla 9 para definir los rangos en los que se encuentran los niveles de daño definidos para el LM2.</p>	 $\overline{Sd}_1 = 0.7Dy$ $\overline{Sd}_2 = Dy$ $\overline{Sd}_3 = Dy + 0.25(Du - Dy)$ $\overline{Sd}_4 = Du$																																																		
<p style="text-align: center;">PASO 6</p> <p>Para cada valor límite de desplazamiento espectral del rango, se hará una revisión de los elementos estructurales del edificio, usando los valores de Momentos, Carga axial, rotaciones y desplazamientos para cada elemento del modelo analizado obtenidos del SAP2000.</p>	<p>TABLE: Frame Hinge States</p> <table border="1" data-bbox="998 1386 1485 1617"> <thead> <tr> <th>Frame</th> <th>M3</th> <th>R3Plastic</th> <th>HingeState</th> <th>HingeStatus</th> </tr> <tr> <th>Text</th> <th>KN-m</th> <th>Radians</th> <th>Text</th> <th>Text</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2VY-A 2-M</td> <td>-108,4696</td> <td>-0,002605</td> <td>B to C</td> <td>A to IO</td> </tr> <tr> <td>2VY-A 4-M</td> <td>-107,76</td> <td>-0,002518</td> <td>B to C</td> <td>A to IO</td> </tr> <tr> <td>2VY-A M-1</td> <td>53,5243</td> <td>0,005959</td> <td>B to C</td> <td>IO to LS</td> </tr> <tr> <td>2VY-A M-3</td> <td>53,5294</td> <td>0,006505</td> <td>B to C</td> <td>IO to LS</td> </tr> <tr> <td>2VY-B 2-M</td> <td>-107,4113</td> <td>-0,000948</td> <td>B to C</td> <td>A to IO</td> </tr> <tr> <td>2VY-B 3-M</td> <td>-110,4748</td> <td>-0,003451</td> <td>B to C</td> <td>A to IO</td> </tr> <tr> <td>2VY-B 4-M</td> <td>-107,3315</td> <td>-0,000835</td> <td>B to C</td> <td>A to IO</td> </tr> <tr> <td>2VY-B M-1</td> <td>53,3522</td> <td>0,007043</td> <td>B to C</td> <td>IO to LS</td> </tr> </tbody> </table>	Frame	M3	R3Plastic	HingeState	HingeStatus	Text	KN-m	Radians	Text	Text	2VY-A 2-M	-108,4696	-0,002605	B to C	A to IO	2VY-A 4-M	-107,76	-0,002518	B to C	A to IO	2VY-A M-1	53,5243	0,005959	B to C	IO to LS	2VY-A M-3	53,5294	0,006505	B to C	IO to LS	2VY-B 2-M	-107,4113	-0,000948	B to C	A to IO	2VY-B 3-M	-110,4748	-0,003451	B to C	A to IO	2VY-B 4-M	-107,3315	-0,000835	B to C	A to IO	2VY-B M-1	53,3522	0,007043	B to C	IO to LS
Frame	M3	R3Plastic	HingeState	HingeStatus																																															
Text	KN-m	Radians	Text	Text																																															
2VY-A 2-M	-108,4696	-0,002605	B to C	A to IO																																															
2VY-A 4-M	-107,76	-0,002518	B to C	A to IO																																															
2VY-A M-1	53,5243	0,005959	B to C	IO to LS																																															
2VY-A M-3	53,5294	0,006505	B to C	IO to LS																																															
2VY-B 2-M	-107,4113	-0,000948	B to C	A to IO																																															
2VY-B 3-M	-110,4748	-0,003451	B to C	A to IO																																															
2VY-B 4-M	-107,3315	-0,000835	B to C	A to IO																																															
2VY-B M-1	53,3522	0,007043	B to C	IO to LS																																															

PASO 7

Mediante los diagramas de momento curvatura, para vigas y columnas, obtener los puntos de rotura, fluencia y falla de los elementos, y mirar en que estado se encuentran los elementos, para cada nivel de daño, al finalizar se podrá definir el nivel de daño con base en un análisis pushover y usando la metodología LM2.



ROTULA	θ_{cr}	θ_{yf}^*	θ_u
35X35 17,29/5.29	1,297E-05	0,00013819	0,00165014
35X35 13,36/5.29	1,3205E-05	0,00012255	0,00179997
35X35 12,65/5.29	1,325E-05	0,00011988	0,00182842
35X35 11,68/5.29	1,3312E-05	0,00011628	0,00186797
35X35 11,36/5.29	1,3333E-05	0,00011511	0,00188118
35X35 11,29/5.29	1,3338E-05	0,00011486	0,00188408

En el siguiente capítulo se hará una descripción de los modelos usados para la Aplicación de el método LM2.

6. MODELAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS A ANALIZAR

6.1 DESCRIPCION DE ESTRUCTURAS A ANALIZAR

6.1.1 Información General

EDIFICIO MODELO 1

Numero de pisos: 10
Altura entrepisos: 2.8m
Coeficiente de importancia: 1
Regularidad en planta: Regular
Regularidad en altura: Regular
Perfil del suelo: Zona 2
Placa: Aligerada armada en una dirección.
Sistema de resistencia sísmica:
Pórticos resistente a momento.
Tipo de uso: Vivienda.

EDIFICIO MODELO 2

Numero de pisos: 10
Altura entrepisos: 3.0m
Coeficiente de importancia: 1
Regularidad en planta: Regular
Regularidad en altura: Regular
Perfil del suelo: Zona 2
Placa: Aligerada armada en una dirección.
Sistema de resistencia sísmica:
Pórticos resistente a momento.
Tipo de uso: Vivienda.

6.1.2 Materiales

Los materiales tomados en cuenta para el análisis son:

- Concreto

$f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$ en vigas y columnas principales.

$f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2 = 21 \text{ MPa}$ en viguetas.

$E_c = 2 \times 10^6 \text{ T/m}^2 = 2 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2 = 20000 \text{ MPa}$

$\nu = 0.20 \quad \gamma = 2400 \text{ kgf/m}^3$ (Concreto reforzado)

- Acero

$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2 = 420 \text{ MPa}$

$E_c = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 = 200000 \text{ MPa}$

6.1.3 Configuración Geométrica y Estructural.

Figura 19. Planta tipo modelo 1

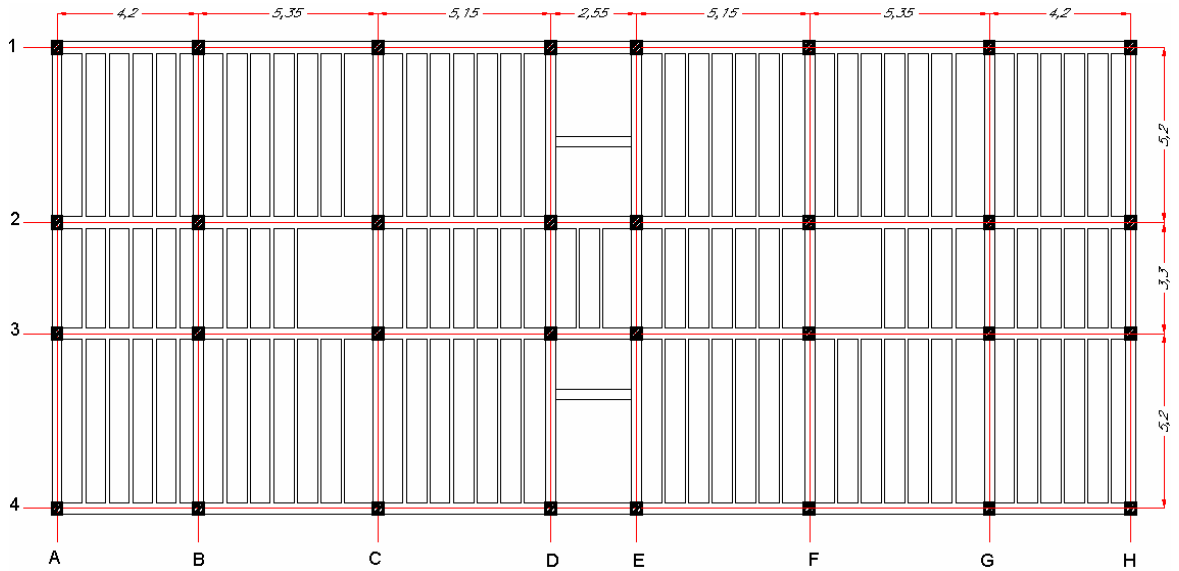
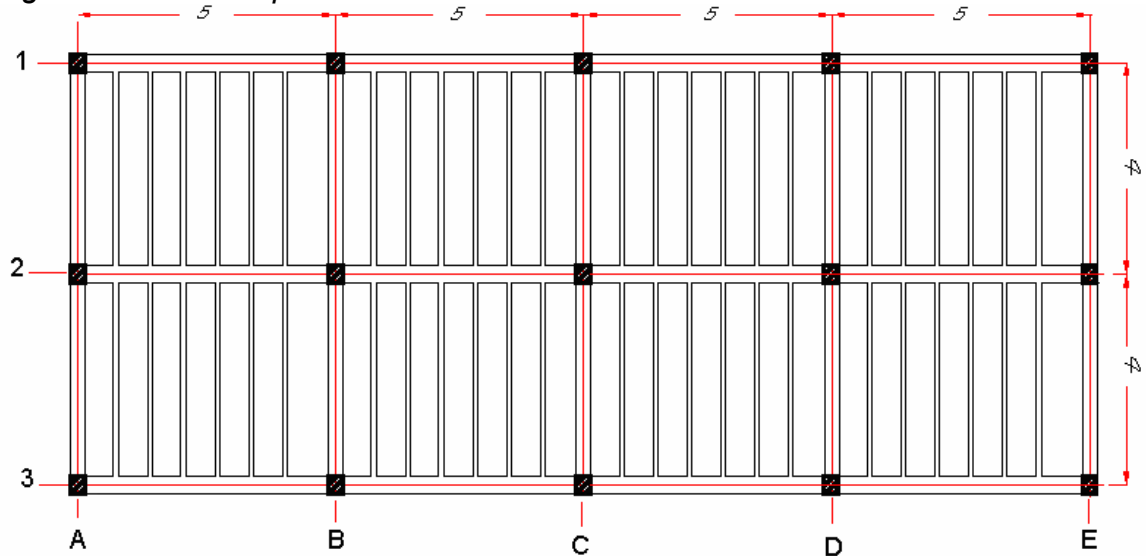


Figura 20. Planta tipo modelo 2



La información correspondiente a la configuración geométrica y estructural se encuentra en el anexo 1.

6.2 MODELAMIENTO DE LOS EDIFICIOS PARA EL ANALISIS

6.2.1 Descripción y justificación

Con el fin de valorar el nivel de esfuerzos internos y los desplazamientos sísmicos de la estructura se elabora un modelo tridimensional. Este modelo se hace para tener un acercamiento al comportamiento ideal de la estructura y desarrollar la metodología LM2 del RISK-UE y apoyada con las directrices del FEMA 273 y ATC40.

Mediante este análisis se busca realizar verificaciones de los desplazamientos y rotaciones en los elementos estructurales para cada nivel de daño establecido con los límites de desplazamiento espectral de la tabla 9.

6.2.2 Características del modelo

Apoyos

Considerando el tipo de cimentación y la rigidez y capacidad de los suelos que sirven de apoyo a la misma, se considera para efectos del modelo que los elementos de columna se encuentran empotrados en la base.

Nodos

En el modelo los nodos, es decir las uniones entre los elementos estructurales, se asumen como uniones rígidas.

Losas

Las losas de entrepiso se modelan como diafragmas rígidos debido al sistema de losa utilizado.

Vigas y columnas

Serán modelados como elementos tipo frame, con sus correspondientes secciones, materiales y detalle del refuerzo.

6.2.3 Cargas sobre el modelo

- CARGA MUERTA

En el modelo, la carga muerta producida por muros y particiones de materiales tradicionales, se trabaja como carga distribuida de acuerdo a los valores definidos en la NSR-98 título B¹².

La carga muerta está representada por el peso de todos los elementos permanentes: peso de la estructura, componentes constructivos adicionales (muros, pisos, escaleras, etc.).

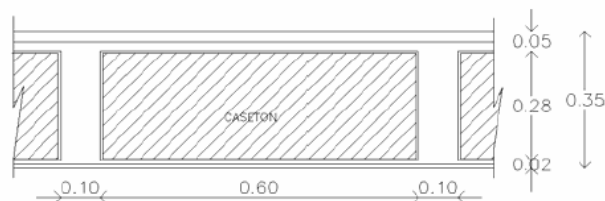
La carga muerta se ha clasificado de acuerdo a su aplicación en dos grandes grupos como se explica a continuación.

Cargas distribuidas: Se refiere a la carga que se considera uniformemente distribuida en el área de cada piso. Estas cargas son las debidas a lo siguiente:

- Peso del concreto
- Peso del acabado de piso
- Peso de los muros divisorios

• Losa

Figura 21. Sección transversal de la placa



Esta carga corresponde a los materiales y elementos componentes de la placa. Incluye los siguientes elementos y cargas por unidad de área:

¹² NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Capítulo B.3 Cargas muertas

- Losa superior (5cm): Corresponde al peso de la losa de concreto de 5 cm de espesor que se funde sobre las viguetas y placas prefabricadas y cubre el conjunto. Valor: 1.2 KN/m²
- Baldosa. Valor: 1 KN/m²
- Mortero inferior de placa. Valor: 0.48 KN/m²
- Muros divisorios: Corresponde al peso aportado por los muros en el área de losa. Se determina por medio del valor definido en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Valor: 3.0 KN/m²

Cargas localizadas:

La carga muerta localizada hace referencia a todos aquellos pesos permanentes que ocupan áreas pequeñas de la placa de piso o que se modelan para una mayor simplicidad en forma explícita. Se tienen las siguientes: el peso de la fachada y el peso de escaleras. A continuación se explica detalladamente la manera de obtenerlas.

- Fachada:

La fachada de la edificación se encuentra compuesta por antepechos pañetados de 1 m de alto, muros y ventanas en el resto de la altura. Esta carga se distribuye de forma lineal sobre las vigas de borde de la edificación para cada piso en donde se presenta este tipo de elemento.

Valor: 5.94 KN/m distribuido en: Muros: 4.2 KN/m Ventanas: 1.26 KN/m y Factor enchape: 0.48KN/m

- Escaleras :

Hace referencia al peso del concreto y de los elementos adicionales de las escaleras de acceso hacia cada uno de los niveles de la edificación distribuido de forma lineal sobre las vigas que la soportan; el valor para esta carga se calcula a partir del peso de dos tramos de escalera por piso de 20cm de espesor y el correspondiente al descanso a mitad de piso de igual espesor divididos por la cantidad de apoyos (2) y por la longitud entre apoyos. Valor: 10.65 KN/ml

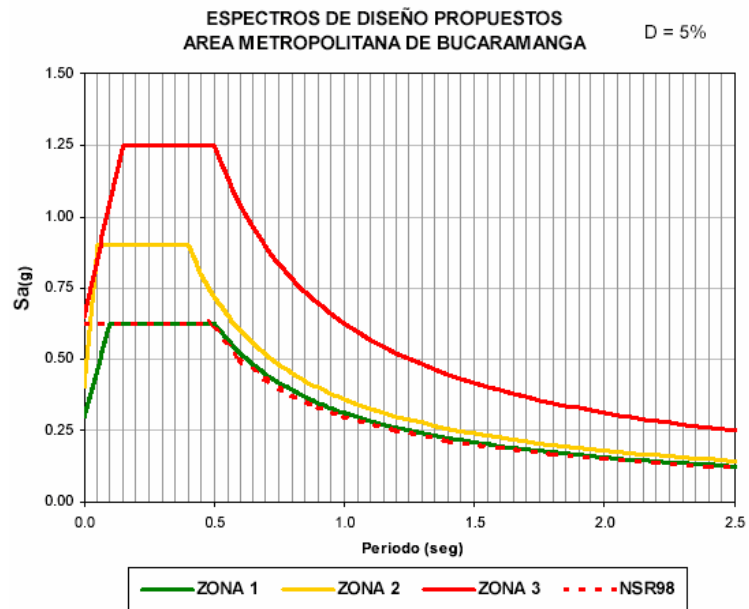
- CARGA VIVA

La carga viva según la NSR-98¹³ para uso de vivienda es de 1.8 KN/m².

- CARGA SISMICA

Para establecer el estado de la edificación se definen el posible escenario correspondiente al sismo de diseño. El espectro de aceleración se determina según el espectro de diseño aportado por el estudio de Micro zonificación Sísmica de la zona metropolitana de Bucaramanga para la zona 2 (según ubicación de la edificación). Para el cálculo del espectro se utilizó un factor de importancia I = 1 correspondiente al Grupo I – Estructuras de Ocupación normal¹⁴.

Figura 22. Espectro de diseño microzonificación sísmica de Bucaramanga¹⁵



¹³ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Capítulo B.4 Cargas vivas

¹⁴ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Tabla A.2-4

¹⁵ INGEOMINAS. Zonificación sismogeotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga. Bogotá: 2001.

Características:

Coefficiente de disipación de energía.

Según NSR-98¹⁶ $R_o = 7$

Coefficiente de reducción de capacidad de reducción de energía causado por irregularidades en la planta de la edificación, considerando el modelo 1 y el modelo 2 son regulares se obtiene:

Modelo 1: $\phi_p=1$

Modelo 2: $\phi_p=1$

Combinaciones de carga

Para el modelo utilizado, se plantearon diferentes tipos de combinaciones que se utilizaron para obtener los esfuerzos generados en la estructura, para esto se introdujeron en el programa las siguientes combinaciones:

Tabla 11. Combinaciones de carga utilizadas en análisis

Combo 1	1.4D+1.7L	Chequeo carga vertical
Combo 2	1.05D+1.275L	Chequeo capiteles
Combo 3	1.05D+1.275L+Ex/R+0.3Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 4	1.05D+1.275L+Ex/R-0.3Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 5	1.05D+1.275L-Ex/R+0.3Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 6	1.05D+1.275L-Ex/R-0.3Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 7	1.05D+1.275L+0.3Ex/R+Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 8	1.05D+1.275L+0.3Ex/R-Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 9	1.05D+1.275L-0.3Ex/R+Ey/R	Diseño y chequeo
Combo 10	1.05D+1.275L-0.3Ex/R-Ey/R	Diseño y chequeo

6.2.4 Representación de modelos de análisis

Modelos: Conceptualmente se trata de dos edificaciones regulares, de comportamiento tipificable, cuyo modelo ha sido implementado como un ensamblaje tridimensional de elementos unidimensionales.

¹⁶ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Tabla A.3-3

Figura 23. Modelo 1 tridimensional

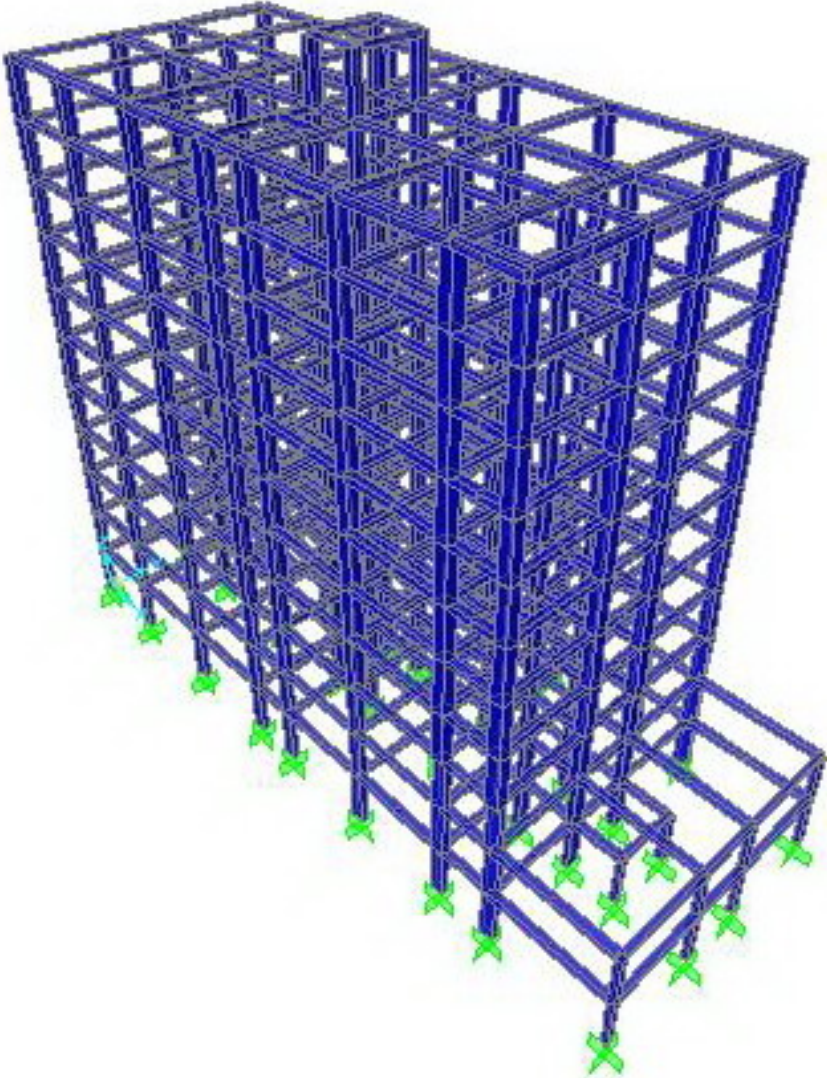
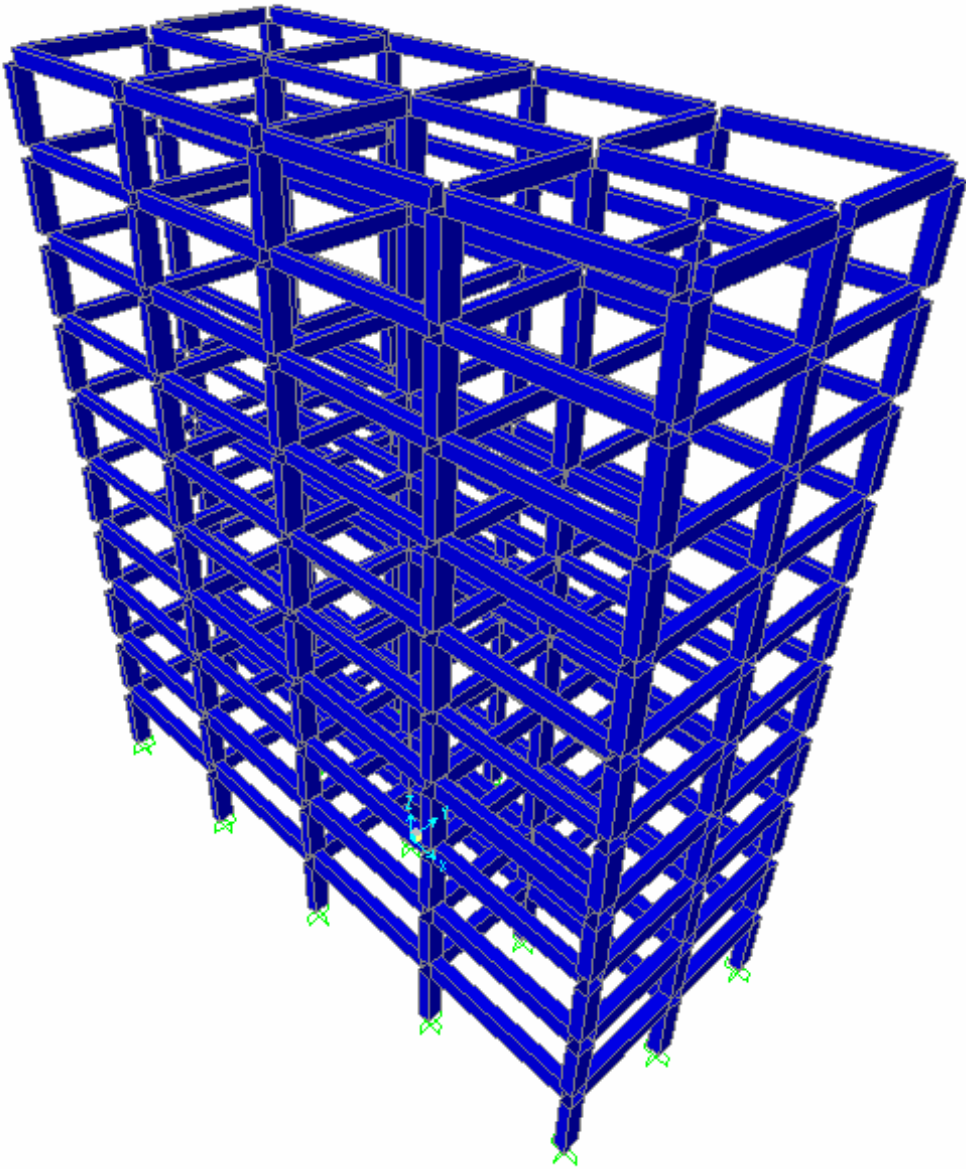


Figura 24. Modelo 2 tridimensional



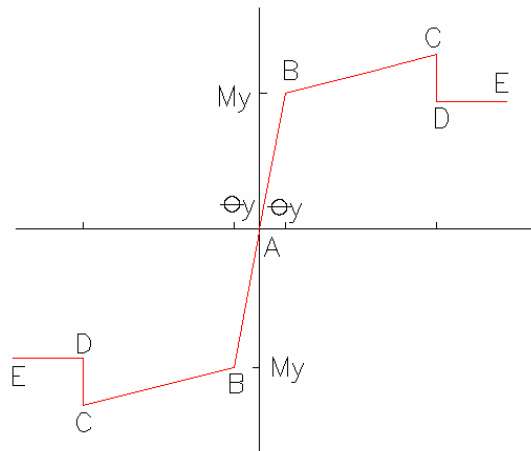
6.2.5 Análisis de los modelos

Se implemento un análisis *pushover*, con la versión No Lineal del programa SAP2000, en concordancia con los lineamientos propuestos por ATC-40 (1999) y el reporte FEMA 273 (FEMA, 1996), a fin de determinar la curva de capacidad representativa de la edificación y estimar la respuesta máxima ante un sismo.

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

Diferentes consideraciones pueden ser especificadas sobre un mismo elemento. En particular se ha considerado la posibilidad de formación de rotulas plásticas a flexión, en los extremos de vigas (M3 hinge) y a flexocompresión, en los extremos de columnas (P-M2-M3 hinge).

Figura 25. Diagrama $M-\theta$ (Viga/Columna)¹⁷



¹⁷ Adaptado de ATC 40.

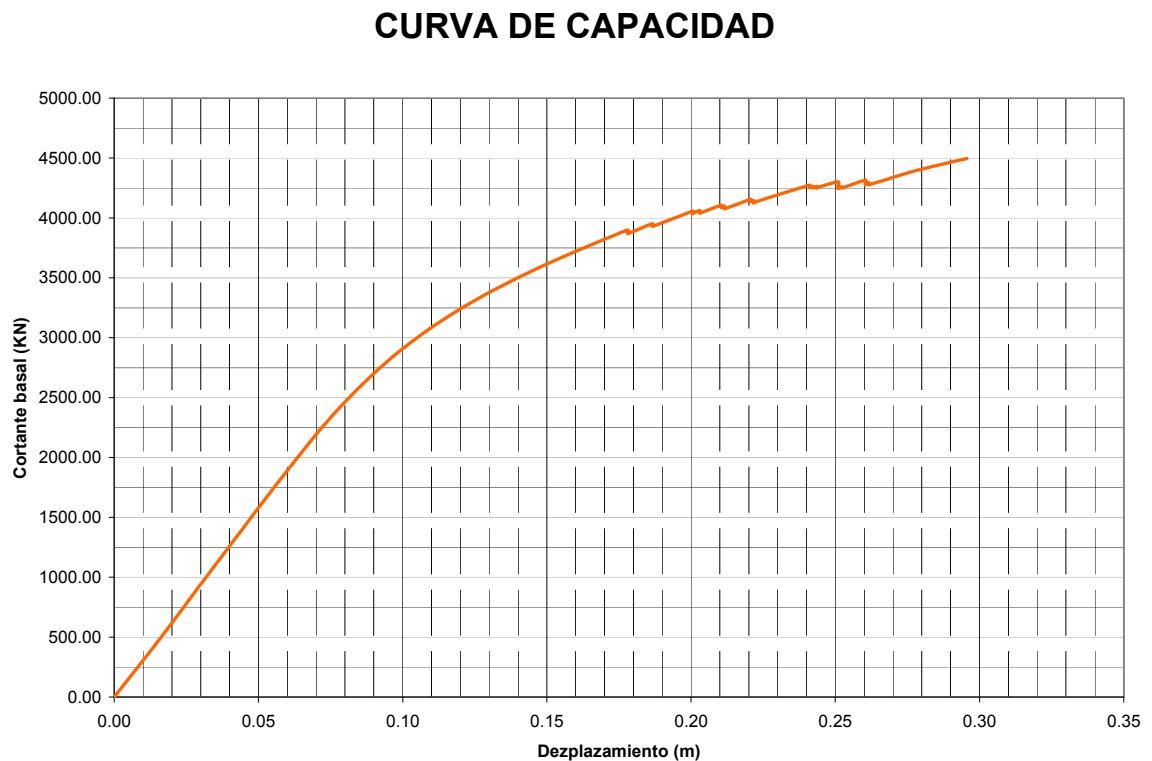
6.3 RESULTADOS DEL SAP2000

6.3.1 Resultados análisis inelástico modelo 1

6.3.1.1 Curvas de capacidad

Para el análisis inelástico de la estructura, se realizó teniendo un total de 1940 rótulas ubicadas en los elementos estructurales. Se obtuvo el siguiente comportamiento de la edificación.

Figura 26. Curva de capacidad Pushover sentido X

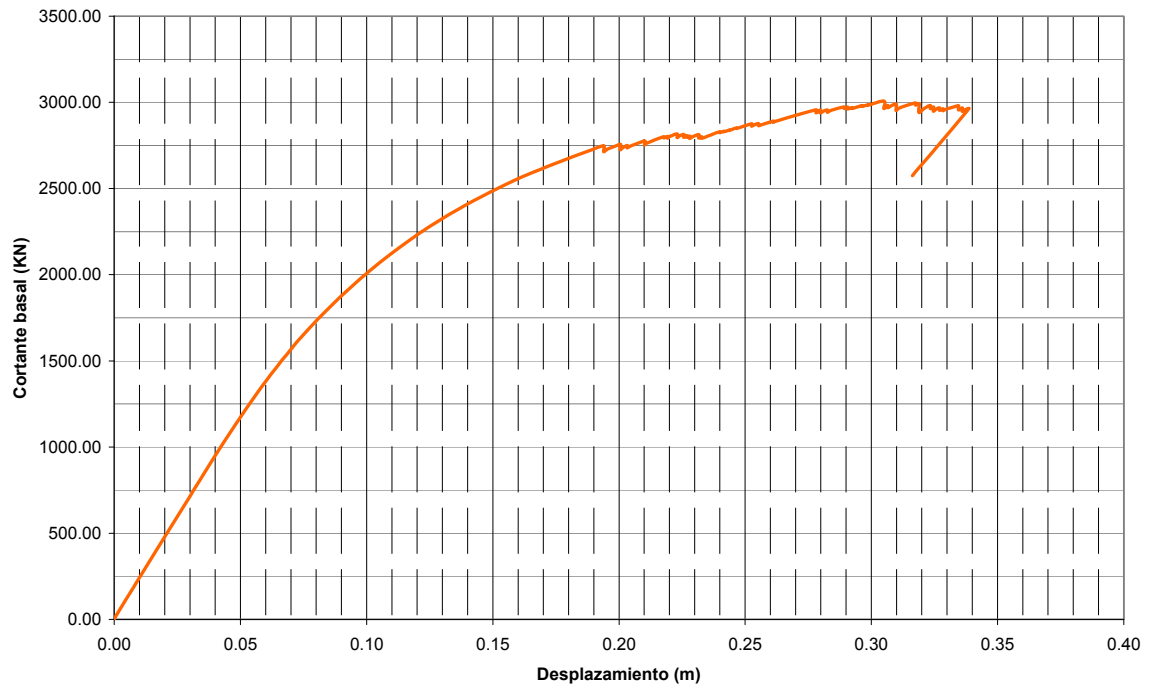


Valores característicos de la curva de capacidad

dy	0.073 m
du	0.29 m

Figura 27. Curva de capacidad Pushover sentido Y

CURVA DE CAPACIDAD



Valores característicos de la curva de capacidad

dy	0.068 m
du	0.34 m

6.3.1.2 Punto de comportamiento

El punto de comportamiento como se menciona en capítulos anteriores , es el punto donde se igualan la demanda y la capacidad. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, se obtuvo puntos de comportamiento para el sentido X y el sentido Y.

Tabla 12. Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido X

V cortante basal	4051.32 KN
D Desplazamiento	0.20 m.
Sa Aceleración espectral/g	0.074
Sd Desplazamiento espectral	0.169

Figura 28. Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

PUNTO DE COMPORTAMIENTO

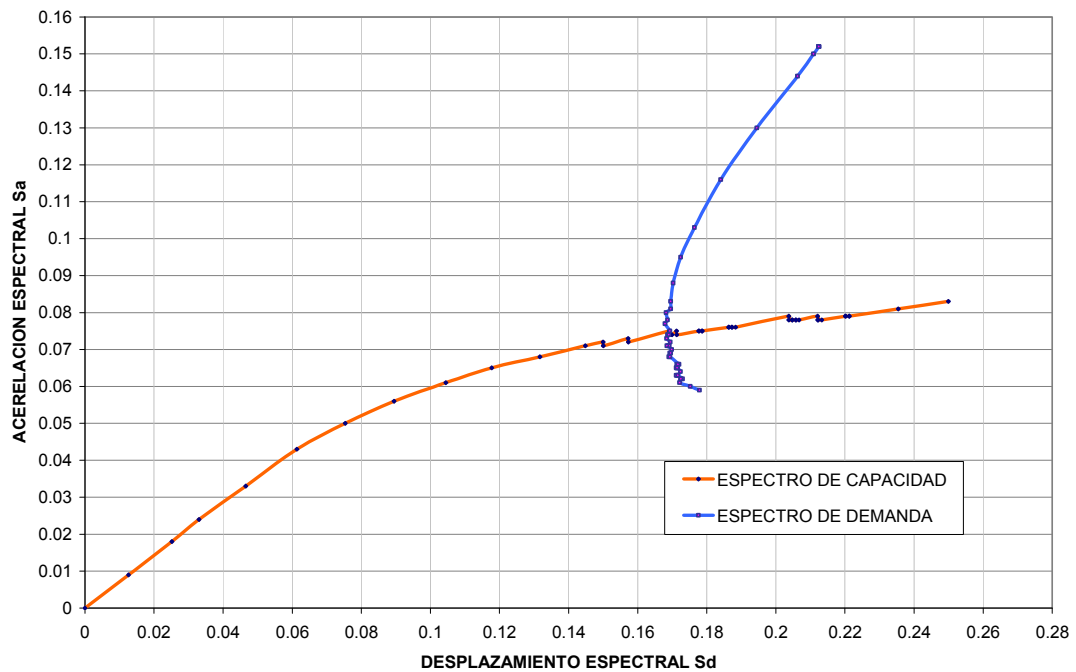


Tabla 13. Rotulas en el Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido X

P U S H O V E R C U R V E											
Pushover Case PUSH X											
Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
	m	KN									
0	0	0.0000	1922	18	0	0	0	0	0	0	1940
1	-0.0156	-480.2156	1922	18	0	0	0	0	0	0	1940
2	-0.0306	-960.4313	1922	18	0	0	0	0	0	0	1940
3	-0.0399	-1258.3972	1920	20	0	0	0	0	0	0	1940
4	-0.0560	-1767.6874	1910	30	0	0	0	0	0	0	1940
5	-0.0736	-2295.9548	1870	70	0	0	0	0	0	0	1940
6	-0.0902	-2707.0059	1787	151	2	0	0	0	0	0	1940
7	-0.1070	-3035.2966	1719	211	10	0	0	0	0	0	1940
8	-0.1247	-3307.4875	1650	270	20	0	0	0	0	0	1940
9	-0.1403	-3505.8679	1618	297	23	2	0	0	0	0	1940
10	-0.1566	-3686.6514	1587	315	30	8	0	0	0	0	1940
11	-0.1721	-3842.4395	1567	325	34	14	0	0	0	0	1940
12	-0.1781	-3899.9722	1559	327	39	13	0	2	0	0	1940
13	-0.1781	-3871.1406	1559	325	40	14	0	0	0	2	1940
14	-0.1866	-3952.8376	1547	326	49	14	0	2	0	2	1940
15	-0.1866	-3929.6223	1544	328	50	14	0	0	0	4	1940
16	-0.2006	-4056.1482	1523	333	57	21	0	2	0	4	1940
17	-0.2006	-4036.2205	1523	333	57	21	0	0	0	6	1940
18	-0.2014	-4048.0476	1523	330	58	23	0	0	0	6	1940
19	-0.2030	-4062.0596	1522	326	63	21	0	2	0	6	1940
20	-0.2030	-4041.1892	1518	327	66	21	0	0	0	8	1940
21	-0.2105	-4107.8613	1517	313	80	20	0	2	0	8	1940
22	-0.2105	-4085.5913	1517	313	80	20	0	0	0	10	1940
23	-0.2116	-4099.7163	1514	310	86	18	0	2	0	10	1940
24	-0.2116	-4077.4060	1511	313	86	18	0	0	0	12	1940
25	-0.2207	-4155.3242	1495	320	93	18	0	2	0	12	1940
26	-0.2207	-4134.4517	1495	318	95	18	0	0	0	14	1940
27	-0.2217	-4145.9756	1495	317	96	16	0	2	0	14	1940
28	-0.2217	-4124.0347	1495	315	98	16	0	0	0	16	1940
29	-0.2229	-4139.0195	1493	315	100	16	0	0	0	16	1940
30	-0.2411	-4274.0659	1470	297	133	22	0	2	0	16	1940
31	-0.2411	-4252.3887	1468	299	133	22	0	0	0	18	1940
32	-0.2423	-4264.6489	1463	303	130	25	0	1	0	18	1940
33	-0.2423	-4250.5225	1462	303	131	25	0	0	0	19	1940
34	-0.2435	-4263.8486	1462	300	134	24	0	1	0	19	1940
35	-0.2435	-4247.3462	1462	298	135	25	0	0	0	20	1940
36	-0.2445	-4259.2378	1461	297	136	26	0	0	0	20	1940
37	-0.2509	-4301.9863	1459	293	140	26	0	2	0	20	1940
38	-0.2509	-4267.0059	1459	291	141	25	0	1	0	23	1940
39	-0.2509	-4255.1680	1459	289	142	25	0	1	0	24	1940
40	-0.2509	-4245.2681	1459	289	142	25	0	0	0	25	1940
41	-0.2522	-4262.0020	1459	285	146	24	0	1	0	25	1940
42	-0.2522	-4249.1152	1459	285	146	24	0	0	0	26	1940
43	-0.2604	-4316.1870	1454	282	152	24	0	2	0	26	1940
44	-0.2604	-4291.1821	1452	281	155	23	0	1	0	28	1940
45	-0.2604	-4278.5239	1451	281	156	23	0	0	0	29	1940
46	-0.2616	-4294.6655	1451	280	157	22	0	1	0	29	1940
47	-0.2616	-4278.1602	1448	282	158	22	0	0	0	30	1940
48	-0.2784	-4398.4097	1436	264	180	30	0	0	0	30	1940
49	-0.2957	-4496.9341	1414	256	208	31	0	1	0	30	1940
50	-0.2075	-1920.9504	1414	256	206	31	0	1	0	32	1940

En la tabla anterior se puede apreciar que la estructura tiene un comportamiento en el paso 19 del push X, allí se observa que en este paso del análisis estático no lineal, se presentan 21 rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida, además de 6 rotulas que han colapsado, no podemos determinar en que nivel de daño se encuentra la estructura, para esto aplicamos la metodología LM2.

Tabla 14. Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido Y

V cortante basal	2873.15 KN
D Desplazamiento	0.25 m.
Sa Aceleración espectral/g	0.054
Sd Desplazamiento espectral	0.197

Figura 29. Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

PUNTO DE COMPORTAMIENTO

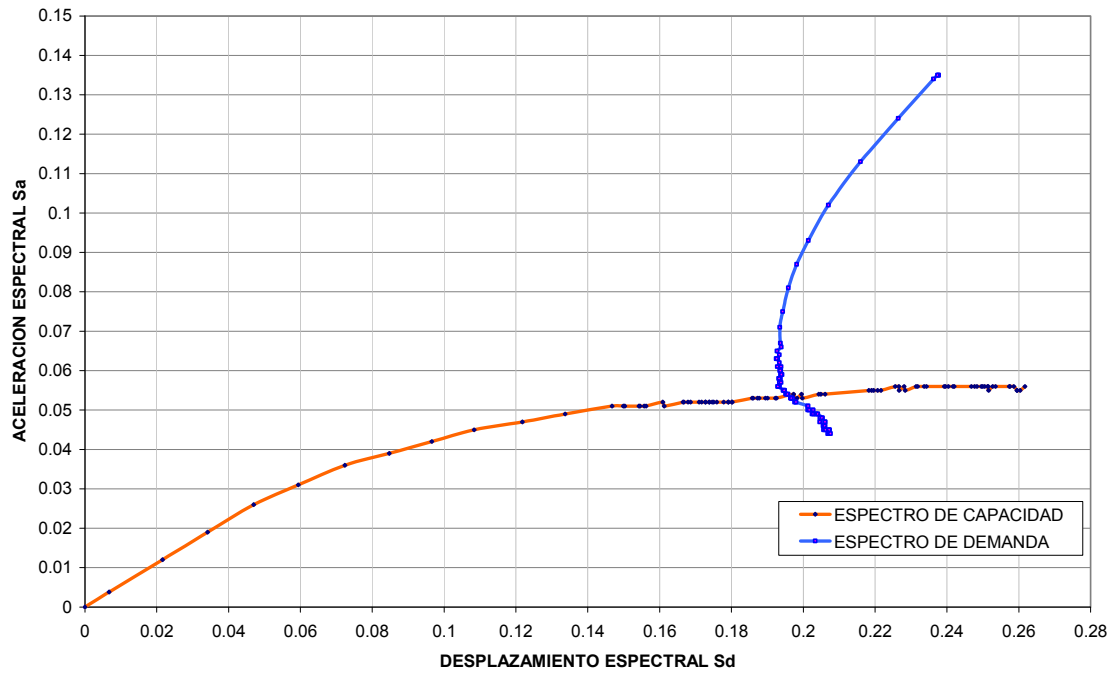


Tabla 15 Rotulas en el Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido Y

Pushover Case PUSH Y

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	1.928E-04	0.0000	1922	18	0	0	0	0	0	0	1940
1	-0.0084	-205.1535	1920	20	0	0	0	0	0	0	1940
2	-0.0276	-657.8465	1916	24	0	0	0	0	0	0	1940
3	-0.0437	-1035.7928	1909	31	0	0	0	0	0	0	1940
4	-0.0603	-1386.5479	1874	66	0	0	0	0	0	0	1940
5	-0.0765	-1676.0662	1824	116	0	0	0	0	0	0	1940
6	-0.0934	-1923.3401	1778	153	9	0	0	0	0	0	1940
7	-0.1094	-2118.1599	1740	175	25	0	0	0	0	0	1940
8	-0.1250	-2279.2822	1697	206	37	0	0	0	0	0	1940
9	-0.1404	-2413.3447	1649	229	62	0	0	0	0	0	1940
10	-0.1578	-2541.6653	1606	246	80	8	0	0	0	0	1940
11	-0.1732	-2636.1404	1574	258	88	20	0	0	0	0	1940
12	-0.1899	-2727.9922	1548	270	93	29	0	0	0	0	1940
13	-0.1939	-2748.4570	1539	277	94	28	0	2	0	0	1940
14	-0.1939	-2713.9265	1539	277	94	28	0	0	0	2	1940
15	-0.1953	-2727.2976	1539	277	94	28	0	0	0	2	1940
16	-0.2005	-2755.9497	1536	275	98	28	0	1	0	2	1940
17	-0.2005	-2742.7852	1536	275	98	27	0	1	0	3	1940
18	-0.2005	-2725.1099	1536	275	98	27	0	0	0	4	1940
19	-0.2016	-2738.5342	1536	275	98	27	0	0	0	4	1940
20	-0.2033	-2750.7581	1534	277	97	27	0	1	0	4	1940
21	-0.2033	-2735.4412	1534	277	97	27	0	0	0	5	1940
22	-0.2044	-2745.5339	1534	277	97	27	0	0	0	5	1940
23	-0.2101	-2776.1650	1529	279	98	27	0	2	0	5	1940
24	-0.2101	-2752.2285	1529	279	98	27	0	0	0	7	1940
25	-0.2112	-2764.4407	1529	277	100	27	0	0	0	7	1940
26	-0.2177	-2800.5754	1524	276	103	29	0	1	0	7	1940
27	-0.2177	-2794.0073	1524	275	104	29	0	0	0	8	1940
28	-0.2192	-2802.2131	1521	275	105	30	0	1	0	8	1940
29	-0.2192	-2790.7703	1521	275	105	30	0	0	0	9	1940
30	-0.2201	-2801.8081	1519	274	107	31	0	0	0	9	1940
31	-0.2230	-2816.6426	1517	274	107	31	0	2	0	9	1940
32	-0.2230	-2795.1316	1517	274	107	31	0	0	0	11	1940
33	-0.2242	-2806.6563	1516	274	108	31	0	0	0	11	1940
34	-0.2257	-2814.0776	1516	271	107	33	0	2	0	11	1940
35	-0.2257	-2797.1177	1516	271	107	33	0	0	0	13	1940
36	-0.2269	-2807.3542	1513	273	106	34	0	1	0	13	1940
37	-0.2269	-2797.5020	1513	273	106	34	0	0	0	14	1940
38	-0.2280	-2804.7041	1511	275	106	33	0	1	0	14	1940
39	-0.2280	-2800.4924	1511	275	106	32	0	1	0	15	1940
40	-0.2280	-2789.8779	1511	275	106	32	0	0	0	16	1940
41	-0.2292	-2800.7437	1511	275	106	32	0	0	0	16	1940
42	-0.2316	-2812.7878	1507	274	109	32	0	2	0	16	1940
43	-0.2316	-2802.8789	1507	273	109	31	0	1	0	19	1940
44	-0.2316	-2792.0461	1507	273	109	31	0	0	0	20	1940
45	-0.2328	-2800.6055	1505	272	108	34	0	1	0	20	1940
46	-0.2328	-2791.5989	1505	272	108	34	0	0	0	21	1940
47	-0.2399	-2829.6340	1499	273	105	41	0	1	0	21	1940
48	-0.2399	-2823.9294	1499	273	104	42	0	0	0	22	1940
49	-0.2415	-2832.7371	1498	273	103	43	0	1	0	22	1940
50	-0.2415	-2828.9548	1498	273	102	44	0	0	0	23	1940
51	-0.2437	-2840.2644	1498	273	100	45	0	1	0	23	1940
52	-0.2437	-2837.7639	1497	273	100	46	0	0	0	24	1940
53	-0.2465	-2851.8616	1494	274	101	46	0	1	0	24	1940
54	-0.2465	-2847.5608	1494	274	101	46	0	0	0	25	1940
55	-0.2526	-2876.2642	1491	271	99	53	0	1	0	25	1940
56	-0.2526	-2867.5723	1490	271	100	52	0	1	0	26	1940
57	-0.2526	-2861.5715	1490	271	100	52	0	0	0	27	1940
58	-0.2537	-2870.2024	1489	272	99	53	0	0	0	27	1940
59	-0.2553	-2877.0615	1487	273	98	54	0	1	0	27	1940
60	-0.2553	-2866.5701	1487	273	98	53	0	1	0	28	1940

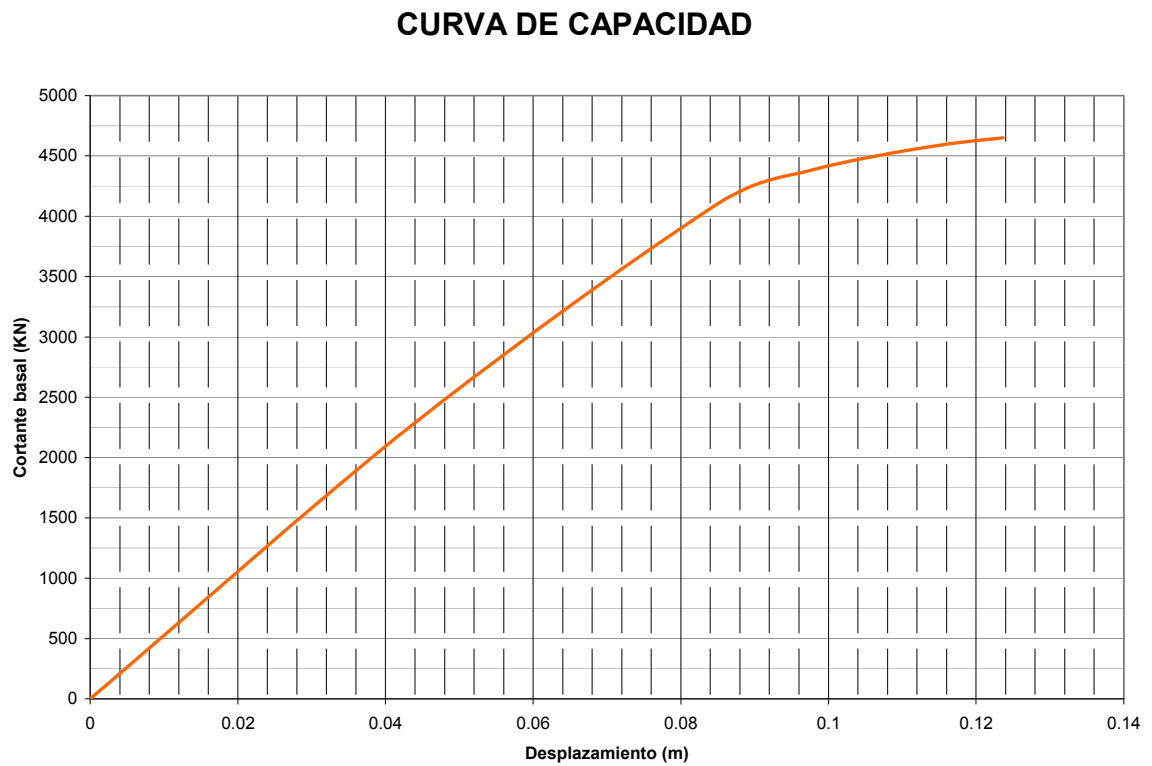
Con los datos obtenidos mediante el análisis estático no lineal se observa que la estructura tiene un comportamiento en el paso 55 del pushover en este paso se presentan 53 rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida además de 25 rotulas que colapsaron.

6.3.2 Resultados análisis inelástico modelo 2

6.3.2.1 Curvas de capacidad

Para el análisis inelástico de la estructura, se realizó teniendo un total de 740 rótulas ubicadas en los elementos estructurales. Se obtuvo el siguiente comportamiento de la edificación.

Figura 30. Curva de capacidad Pushover sentido X

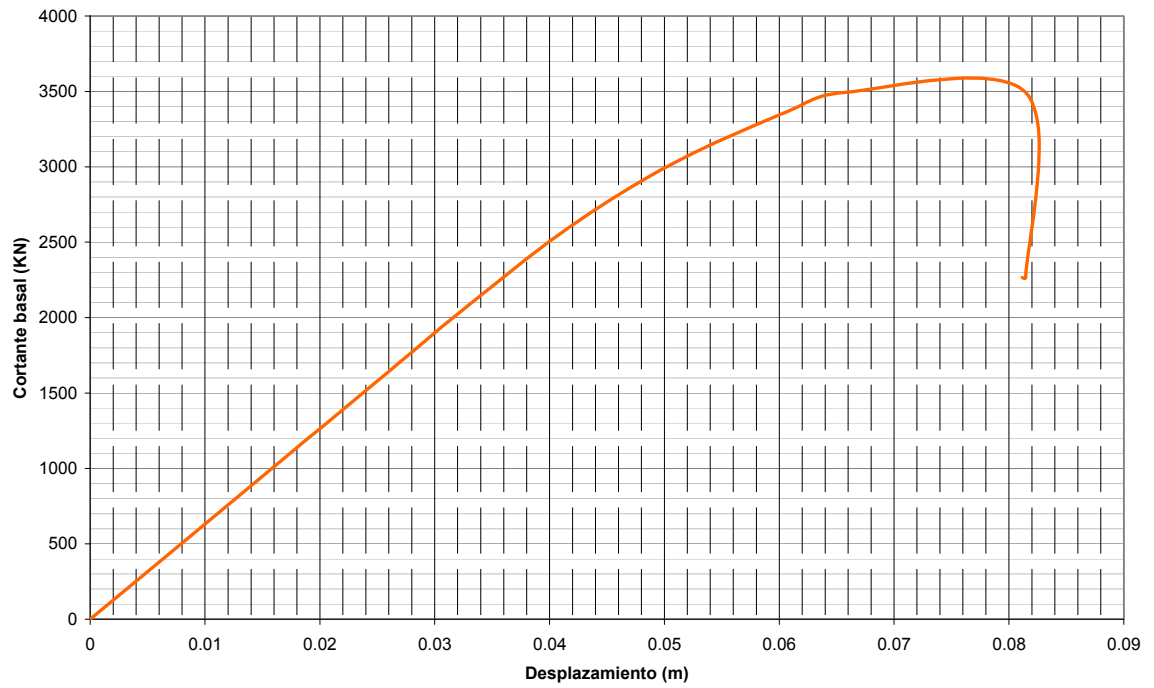


Valores característicos de la curva de capacidad

dy	0.041 m
du	0.124 m

Figura 31. Curva de capacidad Pushover sentido Y

CURVA DE CAPACIDAD



Valores característicos de la curva de capacidad

dy	0.03 m
du	0.814 m

6.3.2.2 Punto de comportamiento

Tabla 16. Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido X

V cortante basal	3540.70 KN
D Desplazamiento	0.072 m.
Sa Aceleración espectral/g	0.544
Sd Desplazamiento espectral	0.0532

Figura 32. Punto de comportamiento análisis Pushover sentido X

PUNTO DE COMPORTAMIENTO

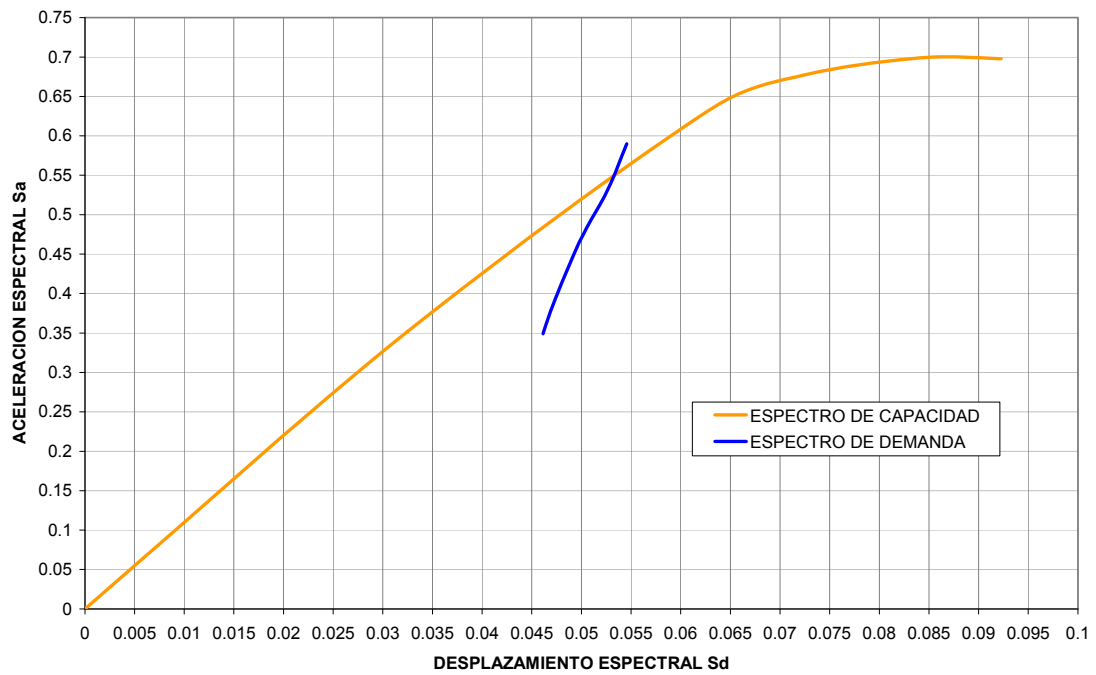


Tabla 17. Rotulas en el Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido X

P U S H O V E R C U R V E											
Pushover Case PUSH X											
Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	740	0	0	0	0	0	0	0	740
1	-4.4387	-2308.0750	739	1	0	0	0	0	0	0	740
2	-8.5017	-4104.0854	659	74	7	0	0	0	0	0	740
3	-9.7163	-4374.3979	599	121	20	0	0	0	0	0	740
4	-11.2802	-4568.0630	566	130	40	4	0	0	0	0	740
5	-12.3638	-4651.0918	558	127	39	15	0	1	0	0	740
6	-12.3638	-4651.0918	558	127	39	15	0	1	0	0	740

En la tabla anterior se puede apreciar que la estructura tiene un comportamiento en el paso 2 del push X, allí se observa que en este paso del análisis estático no lineal, se presentan 7 rotulas que sobrepasan el limite de seguridad en la vida.

Tabla 18. Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido Y

V cortante basal	3368.72 KN
D Desplazamiento	0.062 m
Sa Aceleración espectral/g	0.54
Sd Desplazamiento espectral	0.045

Figura 33. Punto de comportamiento análisis Pushover sentido Y

PUNTO DE COMPORTAMIENTO

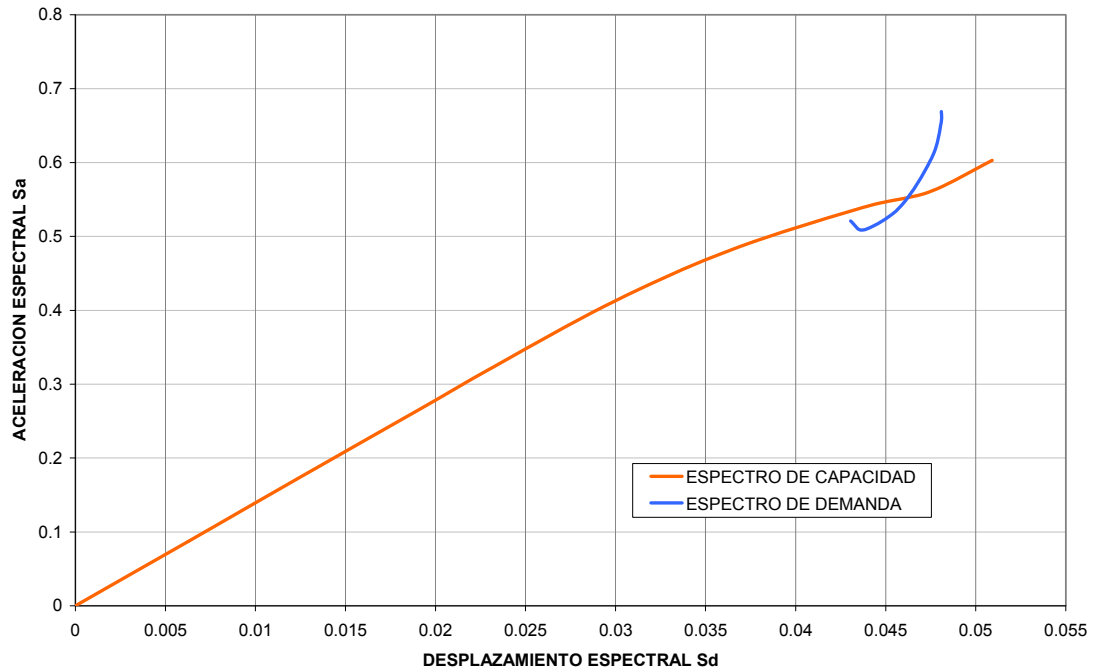


Tabla 19. Rotulas en el Punto de Comportamiento análisis Pushover sentido Y

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

Pushover Case PUSH Y

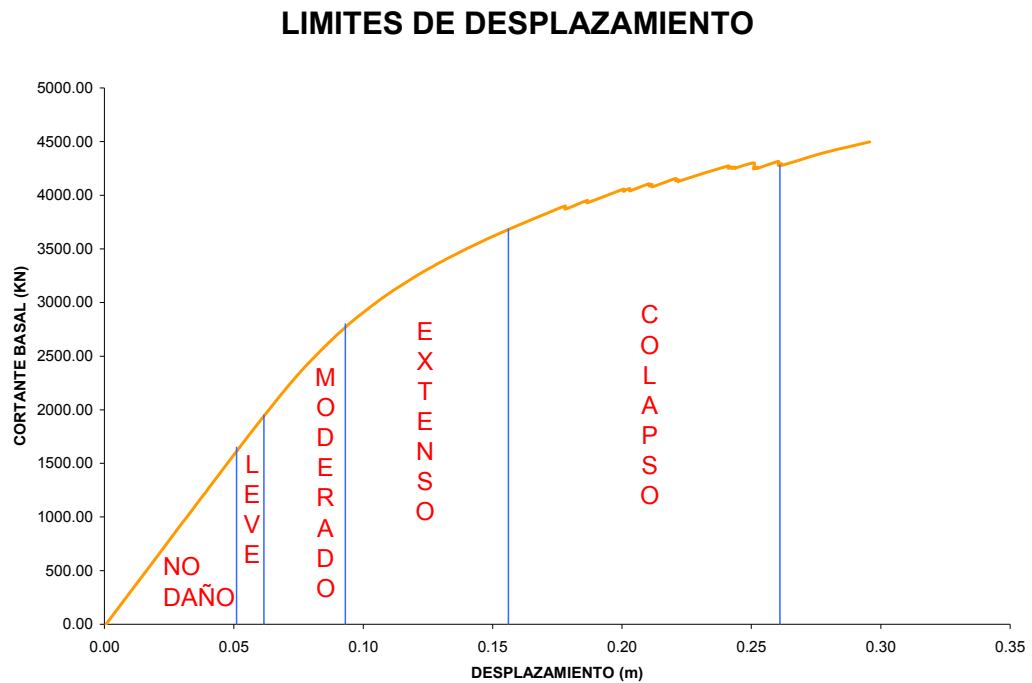
Step	Displacement	Base Force	A-B	B-ID	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	0.0000	0.0000	740	0	0	0	0	0	0	0	740
1	-0.8750	-553.0703	740	0	0	0	0	0	0	0	740
2	-1.7500	-1106.1406	740	0	0	0	0	0	0	0	740
3	-2.6250	-1659.2108	740	0	0	0	0	0	0	0	740
4	-3.2452	-2051.2178	739	1	0	0	0	0	0	0	740
5	-4.1648	-2595.6589	717	23	0	0	0	0	0	0	740
6	-5.0796	-3024.5461	682	58	0	0	0	0	0	0	740
7	-6.0696	-3366.1226	640	100	0	0	0	0	0	0	740
8	-6.5680	-3492.6951	628	108	0	2	0	2	0	0	740
9	-8.1468	-3492.6951	582	93	36	11	0	5	3	10	740
10	-8.1467	-2265.4309	582	93	36	11	0	5	3	10	740
11	-8.1160	-2265.4309	582	93	36	11	0	4	4	10	740

Con los datos obtenidos mediante el análisis estático no lineal se observa que la estructura tiene un comportamiento en el paso 7 en el cual se presentan 0 rotulas que sobrepasan el limite de seguridad a la vida.

6.4 APLICACIÓN METODO LM2

Una vez obtenida la curva de capacidad y el espectro de capacidad, podemos obtener los valores de desplazamiento espectral (D_y , D_u) de el espectro de capacidad y los valores de desplazamiento (Δy , Δu) de la curva de capacidad; con estos valores aplicamos las ecuaciones de la tabla 9 Para obtener los intervalos en los que se encuentran cada nivel de daño (figura 34).

Figura 34. Limites de desplazamiento para los niveles de daño



Por facilidad se trabajan con los intervalos que se basan en desplazamiento, en vez de los intervalos que se basan en el desplazamiento espectral ya que con el SAP podemos realizar un pushover controlando el desplazamiento al queremos llevar la estructura; según el nivel de daño que deseemos estudiar.

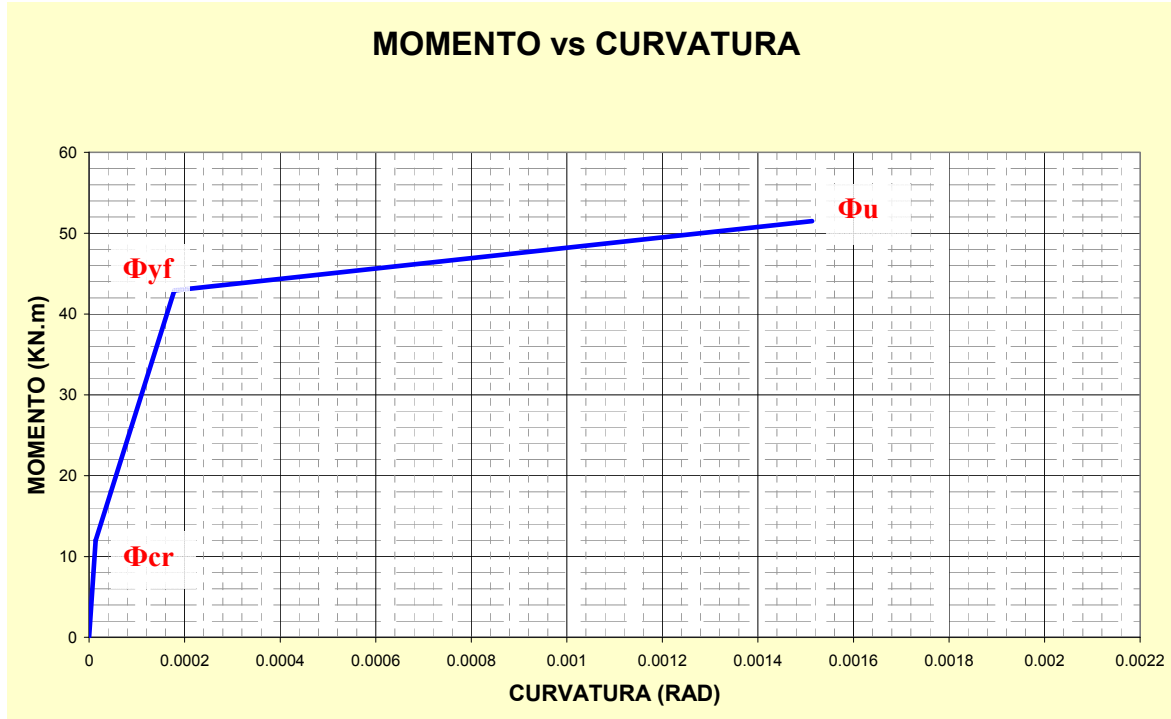
Con estos rangos definidos para cada nivel de daño, implementamos en el SAP el pushover, con control de desplazamiento, es decir que realice el pushover hasta que los nodos del ultimo piso alcancen los desplazamientos limite de cada nivel de daño, de esta manera una vez realizado el pushover, obtendremos los valores de fuerzas, momentos, rotaciones y desplazamientos para cada elemento en especial para cada rotula, que haya sido modelada. La tabla 20 es una muestra de cómo el SAP nos entrega los valores de fuerzas, momentos, desplazamientos y rotaciones para cada rotula.

Tabla 20. Muestra de los resultados del SAP en formato de Excel.

TABLE: Frame Hinge States										
Frame	OutputCase	CaseType	AssignHinge	GenHinge	RelDist	AbsDist	M3	R3Plastic	HingeState	HingeStatus
Text	Text	Text	Text	Text	Unitless	m	KN-m	Radians	Text	Text
1VX-1 A-M	PUSH X	NonStatic	X 35X35 9.29/5.29	1VX-1 A-MH1	0.1	0.21	-113.4713	-0.005952	B to C	A to IO
1VX-1 B-M	PUSH X	NonStatic	X 35X35 9.29/5.29	1VX-1 B-MH1	0.1	0.2675	-113.3097	-0.007391	B to C	A to IO
1VX-1 C-M	PUSH X	NonStatic	X 35X35 10/5.29	1VX-1 C-MH1	0.1	0.2575	-120.2458	-0.006395	B to C	A to IO
1VX-1 D-M	PUSH X	NonStatic	X 35X35 10/5.29	1VX-1 D-MH1	0.1	0.1275	-123.0548	-0.004909	B to C	IO to LS
1VX-1 E-M	PUSH X	NonStatic	X 35X35 11.29/5.29	1VX-1 E-MH1	0.1	0.2575	-132.2083	-0.005462	B to C	A to IO
1VX-1 F-M	PUSH X	NonStatic	X 35X35 10/5.29	1VX-1 F-MH1	0.1	0.2675	-120.4229	-0.006743	B to C	A to IO
1VX-1 G-M	PUSH X	NonStatic	X 35X35 10/5.29	1VX-1 G-MH1	0.1	0.15	-122.6532	-0.005263	B to C	IO to LS
1VX-1 H-M	PUSH X	NonStatic	X 35X35 11.68/5.29	1VX-1 H-MH1	0.1	0.32	-133.4084	-0.00263	B to C	A to IO
1VX-1 M-B	PUSH X	NonStatic	X 35X35 9.29/5.29	1VX-1 M-BH1	0.9	1.89	67.9966	0.004262	B to C	A to IO
1VX-1 M-C	PUSH X	NonStatic	X 35X35 10/5.29	1VX-1 M-CH1	0.9	2.4075	64.6738	0.00101	B to C	A to IO
1VX-1 M-D	PUSH X	NonStatic	X 35X35 10/5.29	1VX-1 M-DH1	0.9	2.3175	65.3529	0.001832	B to C	A to IO
1VX-1 M-E	PUSH X	NonStatic	X 35X35 11.29/5.29	1VX-1 M-EH1	0.9	1.1475	75.0914	0.006745	B to C	LS to CP
1VX-1 M-F	PUSH X	NonStatic	X 35X35 10/5.29	1VX-1 M-FH1	0.9	2.3175	65.7485	0.002369	B to C	A to IO
1VX-1 M-G	PUSH X	NonStatic	X 35X35 10/5.29	1VX-1 M-GH1	0.9	2.4075	64.8712	0.001205	B to C	A to IO
1VX-1 M-H	PUSH X	NonStatic	X 35X35 11.68/5.29	1VX-1 M-HH1	0.9	1.35	94.1462	0.005014	B to C	IO to LS
1VX-1 M-J	PUSH X	NonStatic	X 35X35 9.29/5.29	1VX-1 M-JH1	0.9	2.88	65.9385	0.003376	B to C	A to IO

En cada nivel de daño podemos determinar el estado de cada rotula, usando los diagramas de momento curvatura $M-\Phi$ tanto para las rotulas de las vigas como para las de las columnas. Con el uso del SAP2000 obtendremos las fuerzas, momentos, rotaciones y desplazamientos en cada rotula, las rotaciones en las rotulas son las que usaremos para compararlas con las obtenidas de los diagramas $M-\Phi$ (figura 35).

Figura 35. Diagrama de momento-curvatura



En los diagramas M- Φ existen tres valores límites para poder determinar el estado de la rotula, los cuales son:

Φ_{cr} = Curvatura correspondiente al inicio del agrietamiento del concreto

Φ_{yf} = Curvatura correspondiente al inicio de la fluencia del acero

Φ_u = Curvatura correspondiente a la resistencia última de la sección

Estos valores son los controles que serán usados para determinar el estado de la rotula de la siguiente forma:

No daño	$\Phi < \Phi_{cr}$
Fisurada	$\Phi_{cr} \leq \Phi < \Phi_{yf}$
Fluencia	$\Phi_{yf} \leq \Phi < \Phi_u$
Dañada	$\Phi_u \leq \Phi$

Siendo Φ el valor de rotación obtenida del SAP, con estos intervalos podemos determinar el estado de daño para cada rotula modelada, según el nivel de daño analizado.

Ahora con esta información, se calculan los valores de Φ_{cr} , Φ_{yf} y Φ_u Para cada rotula, y se programa la hoja de Excel para hacer una comparación entre las rotaciones calculadas por el sap y las rotaciones limites para así determinar el estado de la rotula (tabla 21).

Tabla 21. Determinación del estado de daño de cada rotula.

TABLE: Frame Hinge States										
Frame	OutputCase	AssignHinge	GenHinge	M3	R3Plastic	HingeState	CONTROL DE CURVATURA			ESTADO
Text	Text	Text	Text	KN-m	Radians	Text	Φ_{cr}	Φ_{yf}^*	Φ_u	
1VX-1 A-M	PUSH X	X 35X35 9.29/5.29	1VX-1 A-MH1	-113.4713	-0.005952	B to C	1.34729E-05	0.000107676	0.00196872	NO DAÑO
1VX-1 B-M	PUSH X	X 35X35 9.29/5.29	1VX-1 B-MH1	-113.3097	-0.007391	B to C	1.34729E-05	0.000107676	0.00196872	NO DAÑO
1VX-1 C-M	PUSH X	X 35X35 10/5.29	1VX-1 C-MH1	-120.2458	-0.006395	B to C	1.34241E-05	0.000110202	0.001938298	NO DAÑO
1VX-1 D-M	PUSH X	X 35X35 10/5.29	1VX-1 D-MH1	-123.0548	-0.004909	B to C	1.34241E-05	0.000110202	0.001938298	NO DAÑO
1VX-1 E-M	PUSH X	X 35X35 11.29/5.29	1VX-1 E-MH1	-132.2083	-0.005462	B to C	1.33377E-05	0.000114856	0.001884085	NO DAÑO
1VX-1 F-M	PUSH X	X 35X35 10/5.29	1VX-1 F-MH1	-120.4229	-0.006743	B to C	1.34241E-05	0.000110202	0.001938298	NO DAÑO
1VX-1 G-M	PUSH X	X 35X35 10/5.29	1VX-1 G-MH1	-122.6532	-0.005263	B to C	1.34241E-05	0.000110202	0.001938298	NO DAÑO
1VX-1 H-M	PUSH X	X 35X35 11.68/5.29	1VX-1 H-MH1	-133.4084	-0.00263	B to C	1.33122E-05	0.000116283	0.001867965	NO DAÑO
1VX-1 M-B	PUSH X	X 35X35 9.29/5.29	1VX-1 M-BH1	67.9966	0.004262	B to C	1.34729E-05	0.000107676	0.00196872	FALLO
1VX-1 M-C	PUSH X	X 35X35 10/5.29	1VX-1 M-CH1	64.6738	0.00101	B to C	1.34241E-05	0.000110202	0.001938298	FLUYO
1VX-1 M-D	PUSH X	X 35X35 10/5.29	1VX-1 M-DH1	65.3529	0.001832	B to C	1.34241E-05	0.000110202	0.001938298	FLUYO
1VX-1 M-E	PUSH X	X 35X35 11.29/5.29	1VX-1 M-EH1	75.0914	0.006745	B to C	1.33377E-05	0.000114856	0.001884085	FALLO
1VX-1 M-F	PUSH X	X 35X35 10/5.29	1VX-1 M-FH1	65.7485	0.002369	B to C	1.34241E-05	0.000110202	0.001938298	FALLO
1VX-1 M-G	PUSH X	X 35X35 10/5.29	1VX-1 M-GH1	64.8712	0.001205	B to C	1.34241E-05	0.000110202	0.001938298	FLUYO
1VX-1 M-H	PUSH X	X 35X35 11.68/5.29	1VX-1 M-HH1	94.1462	0.005014	B to C	1.33122E-05	0.000116283	0.001867965	FALLO
1VX-1 M-J	PUSH X	X 35X35 9.29/5.29	1VX-1 M-JH1	65.9385	0.003376	B to C	1.34729E-05	0.000107676	0.00196872	FALLO
1VX-2 A-M	PUSH X	X 35X35 11.36/5.29	1VX-2 A-MH1	-134.2095	-0.005221	B to C	1.33331E-05	0.000115112	0.001881182	NO DAÑO
1VX-2 B-M	PUSH X	X 35X35 11.68/5.29	1VX-2 B-MH1	-137.2817	-0.006523	B to C	1.33122E-05	0.000116283	0.001867965	NO DAÑO
1VX-2 C-M	PUSH X	X 35X35 11.68/4	1VX-2 C-MH1	-137.2004	-0.00688	B to C	1.32192E-05	0.000119287	0.001975886	NO DAÑO
1VX-2 D-M	PUSH X	X 35X35 10.97/7.29	1VX-2 D-MH1	-129.8017	-0.003629	B to C	1.35031E-05	0.000110279	0.001777006	NO DAÑO
1VX-2 E-M	PUSH X	X 35X35 10.97/5.29	1VX-2 E-MH1	-127.4326	-0.006351	B to C	1.33589E-05	0.000113693	0.001897405	NO DAÑO
1VX-2 F-M	PUSH X	X 35X35 12.65/4	1VX-2 F-MH1	-145.7589	-0.006081	B to C	1.31576E-05	0.00012321	0.001927727	NO DAÑO
1VX-2 G-M	PUSH X	X 35X35 11.68/5.29	1VX-2 G-MH1	-137.714	-0.003909	B to C	1.33122E-05	0.000116283	0.001867965	NO DAÑO

Luego se establece el porcentaje de rotulas sin daño, fisuradas, con fluencia y las que fallaron.

Por ultimo se obtienen las conclusiones y recomendaciones necesarias en la implementación de esta metodología LM2 del RISK-UE para la ciudad de Bucaramanga.

6.4.1 Modelo 1 en dirección X

6.4.1.1 Límites de desplazamiento

Siguiendo los parámetros de la tabla 9 y conociendo los valores de (Δy , Δu) hallamos los límites para los niveles de daño.

Tabla 22. Límites de desplazamiento del modelo 1 en dirección X

NO DAÑO	$0 \text{ m} < \Delta < 0.0511 \text{ m}$
LEVE	$0.0511 \text{ m} < \Delta < 0.0616 \text{ m}$
MODERADO	$0.0616 \text{ m} < \Delta < 0.0931 \text{ m}$
EXTENSO	$0.0931 \text{ m} < \Delta < 0.15605 \text{ m}$
COLAPSO	$0.1561 \text{ m} < \Delta < 0.261 \text{ m}$

6.4.1.2 Nivel de daño analizado: No daño

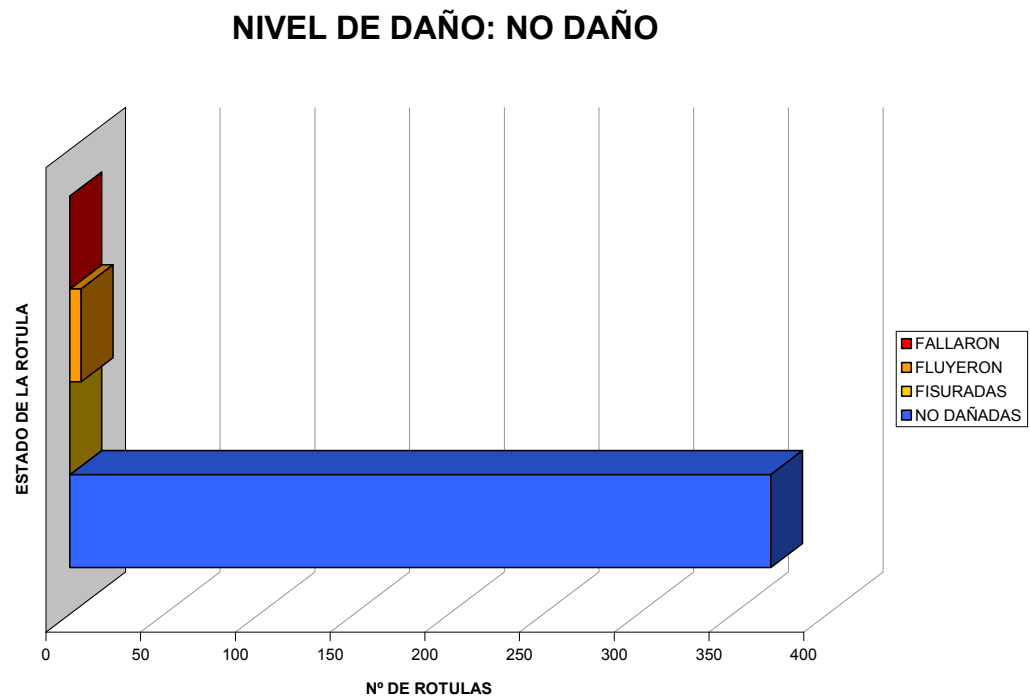
Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 23. Resultados para el modelo 1 en la dirección X para el nivel: no daño

ROTULAS ANALIZADAS		376
NIVEL DE DAÑO	NO DAÑO	% Porcentaje
NO DAÑO	370	98.40
FISURADO	0	0.00
FLUYO	6	1.60
FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 36.

Figura 36. Distribución de las rotulas según su estado para el modelo 1 en la dirección X para el nivel de daño: no daño.



6.4.1.3 Nivel de daño analizado: Leve

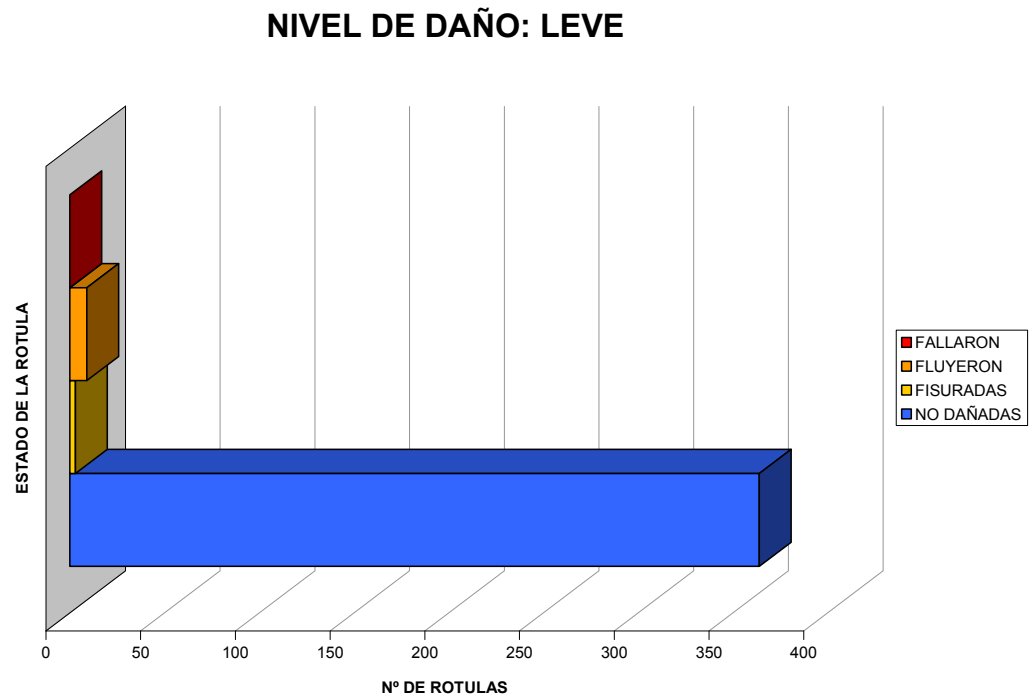
Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 24. Resultados para el modelo 1 en la dirección X para el nivel: leve

ROTULAS ANALIZADAS		376
NIVEL DE DAÑO	LEVE	% Porcentaje
NO DAÑO	364	96.81
FISURADO	3	0.80
FLUYO	9	2.39
FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 37.

Figura 37. Distribución de las rotulas según su estado para el modelo 1 en la dirección X para el nivel de daño: leve.



6.4.1.4 Nivel de daño analizado: Moderado

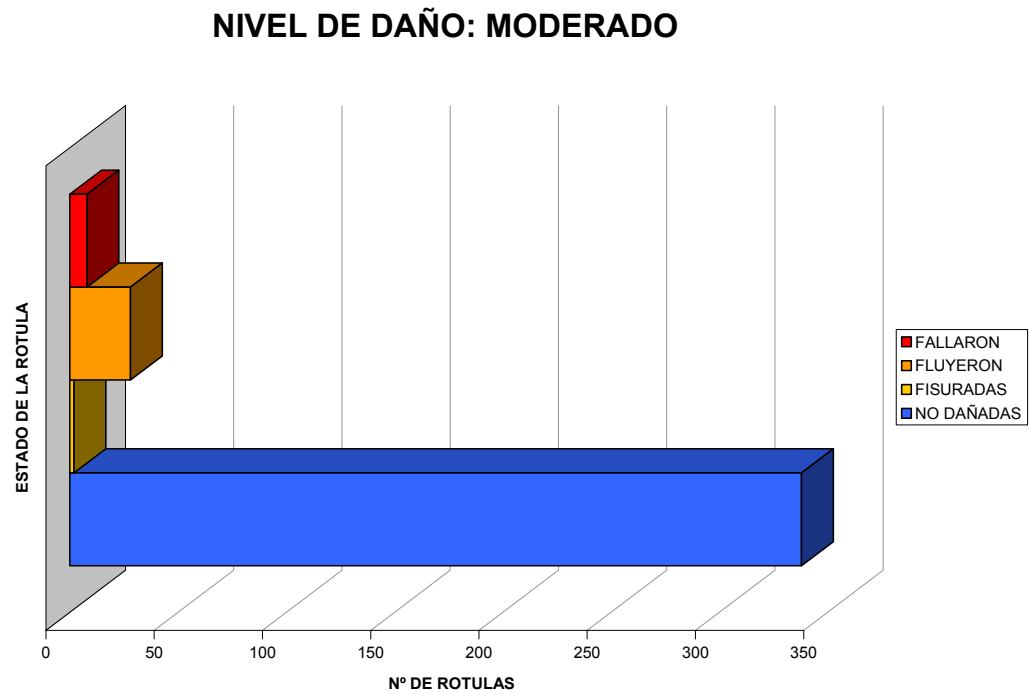
Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 25. Resultados para el modelo 1 en la dirección X para el nivel: moderado

ROTULAS ANALIZADAS		376
NIVEL DE DAÑO	MODERADO	% Porcentaje
NO DAÑO	338	89.89
FISURADO	2	0.53
FLUYO	28	7.45
FALLO	8	2.13

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 38.

Figura 38. Distribución de las rotulas según su estado para el modelo 1 en la dirección X para el nivel de daño: moderado.



6.4.1.5 Nivel de daño analizado: Extenso

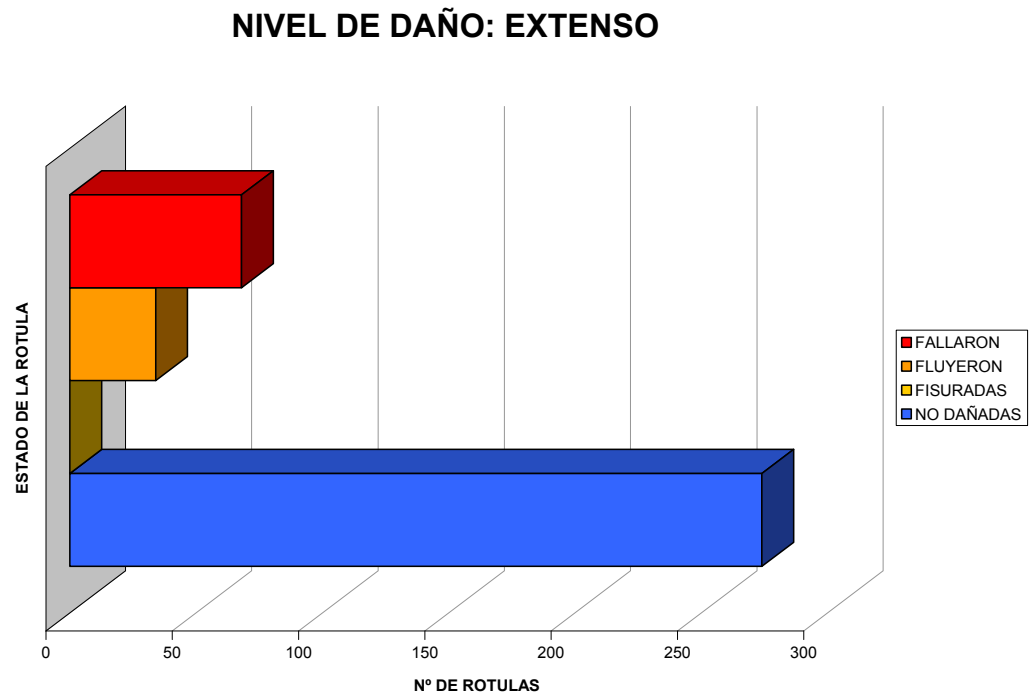
Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 26. Resultados para el modelo 1 en la dirección X para el nivel: extenso

ROTULAS ANALIZADAS		376
NIVEL DE DAÑO	EXTENSO	% Porcentaje
NO DAÑO	274	72.87
FISURADO	2	0.53
FLUYO	34	9.04
FALLO	68	18.09

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 39.

Figura 39. Distribución de las rotulas según su estado para el modelo 1 en la dirección X para el nivel de daño: extenso.



6.4.1.6 Nivel de daño analizado: Colapso

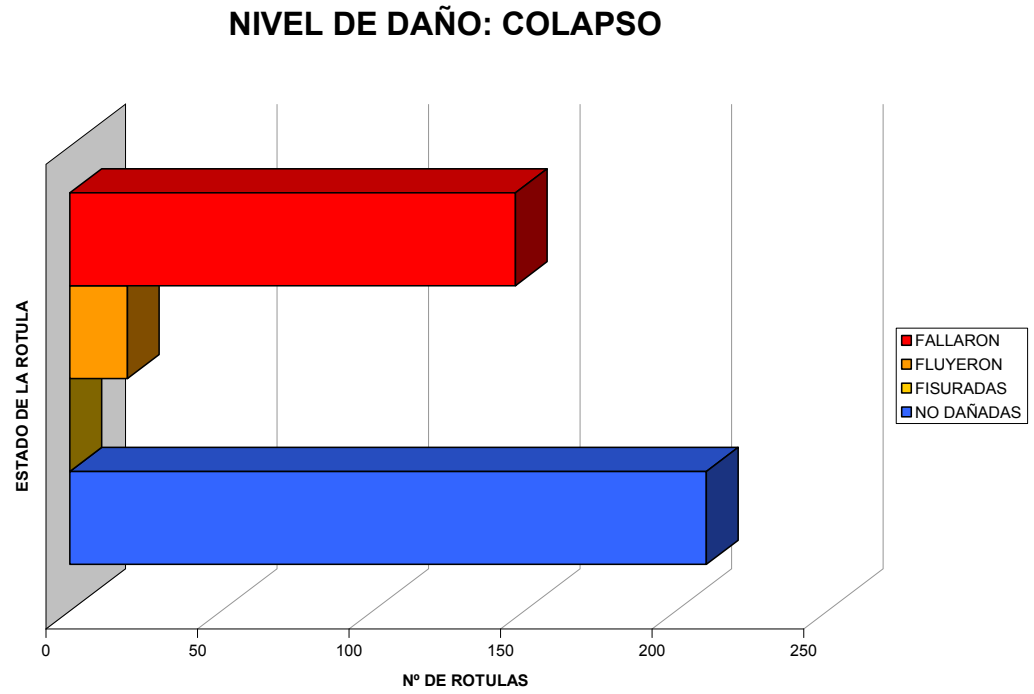
Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 27. Resultados para el modelo 1 en la dirección X para el nivel: colapso

ROTULAS ANALIZADAS		376
NIVEL DE DAÑO	COLAPSO	% Porcentaje
NO DAÑO	210	55.85
FISURADO	0	0.00
FLUYO	19	5.05
FALLO	147	39.10

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 40.

Figura 40. Distribución de las rotulas según su estado para el modelo 1 en la dirección X para el nivel de daño: colapso.



6.4.2 Modelo 1 en dirección Y

6.4.2.1 Limites de desplazamiento

Siguiendo los parámetros de la tabla 9 y conociendo los valores de (Δy , Δu) hallamos los límites para los niveles de daño.

Tabla 28. Límites de desplazamiento del modelo 1 en dirección Y

NO DAÑO	$0 \text{ m} < \Delta < 0.0476 \text{ m}$
LEVE	$0.0476 \text{ m} < \Delta < 0.0604 \text{ m}$
MODERADO	$0.0604 \text{ m} < \Delta < 0.0989 \text{ m}$
EXTENSO	$0.0989 \text{ m} < \Delta < 0.1759 \text{ m}$
COLAPSO	$0.1759 \text{ m} < \Delta < 0.3042 \text{ m}$

6.4.2.2 Nivel de daño analizado: No daño

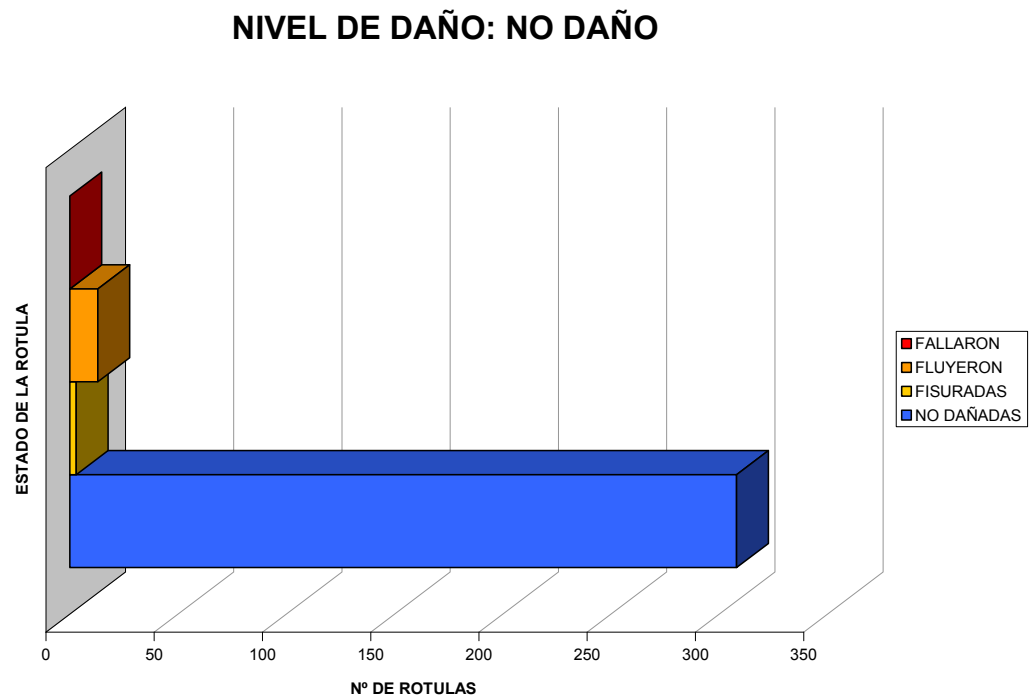
Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 29. Resultados para el modelo 1 en la dirección Y para el nivel: no daño

ROTULAS ANALIZADAS		300
NIVEL DE DAÑO	NO DAÑO	% Porcentaje
NO DAÑO	284	94.67
FISURADO	3	1.00
FLUYO	13	4.33
FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 41.

Figura 41. Distribución de las rotulas según su estado para el modelo 1 en la dirección Y para el nivel de daño: no daño.



6.4.2.3 Nivel de daño analizado: Leve

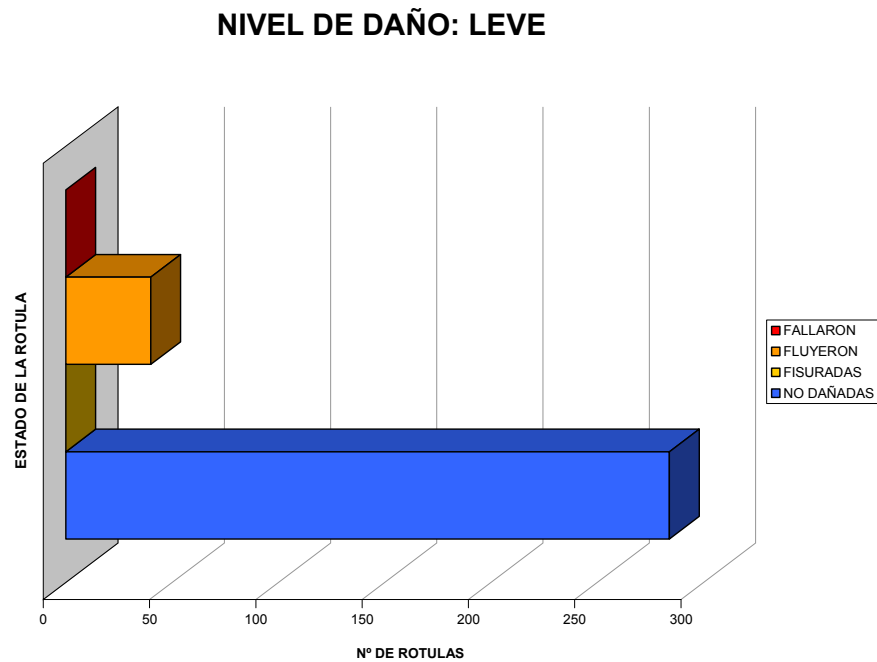
Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 30. Resultados para el modelo 1 en la dirección Y para el nivel: leve

ROTULAS ANALIZADAS		300
NIVEL DE DAÑO	LEVE	% Porcentaje
NO DAÑO	260	86.67
FISURADO	3	1.00
FLUYO	9	3.00
FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 42.

Figura 42. Distribución de las rotulas según su estado para el modelo 1 en la dirección Y para el nivel de daño: leve.



6.4.2.4 Nivel de daño analizado: Moderado

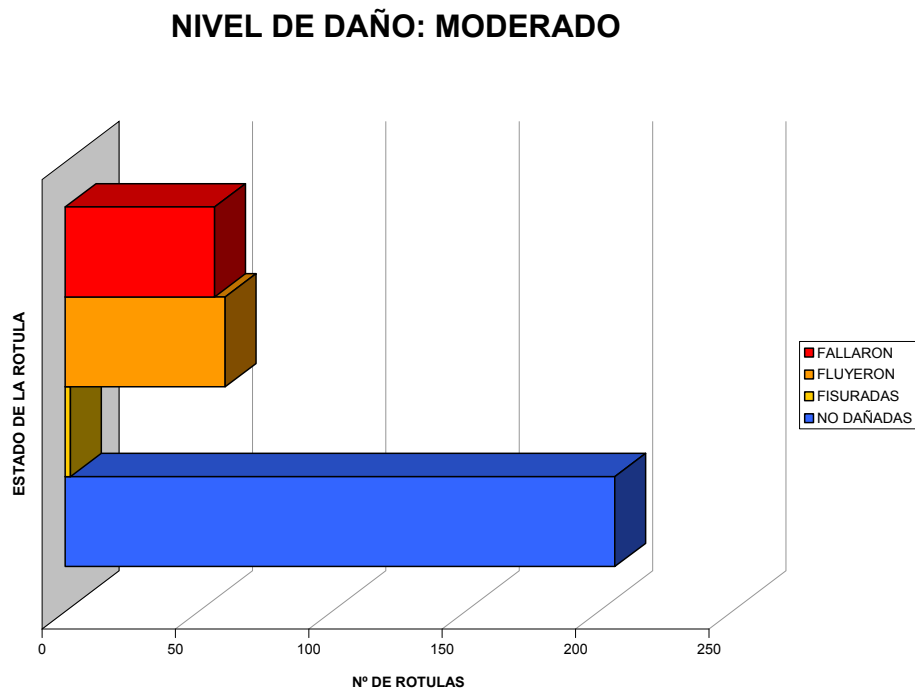
Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 31. Resultados para el modelo 1 en la dirección Y para el nivel: moderado

ROTULAS ANALIZADAS		300
NIVEL DE DAÑO	MODERADO	% Porcentaje
NO DAÑO	182	60.67
FISURADO	2	0.67
FLUYO	60	20.00
FALLO	56	18.67

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 43.

Figura 43. Distribución de las rotulas según su estado para el modelo 1 en la dirección Y para el nivel de daño: moderado.



6.4.2.5 Nivel de daño analizado: Extenso

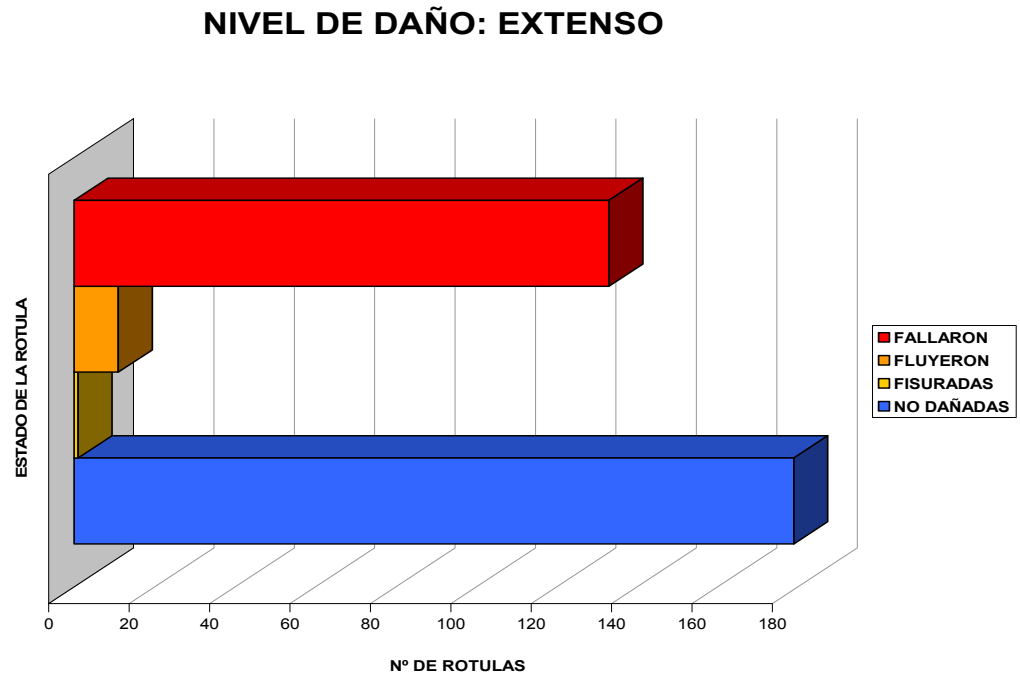
Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 32. Resultados para el modelo 1 en la dirección Y para el nivel: extenso

ROTULAS ANALIZADAS		300
NIVEL DE DAÑO	EXTENSO	% Porcentaje
NO DAÑO	155	51.67
FISURADO	1	0.33
FLUYO	11	3.67
FALLO	133	44.33

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 44.

Figura 44. Distribución de las rotulas según su estado para el modelo 1 en la dirección Y para el nivel de daño: extenso.



6.4.2.6 Nivel de daño analizado: Colapso

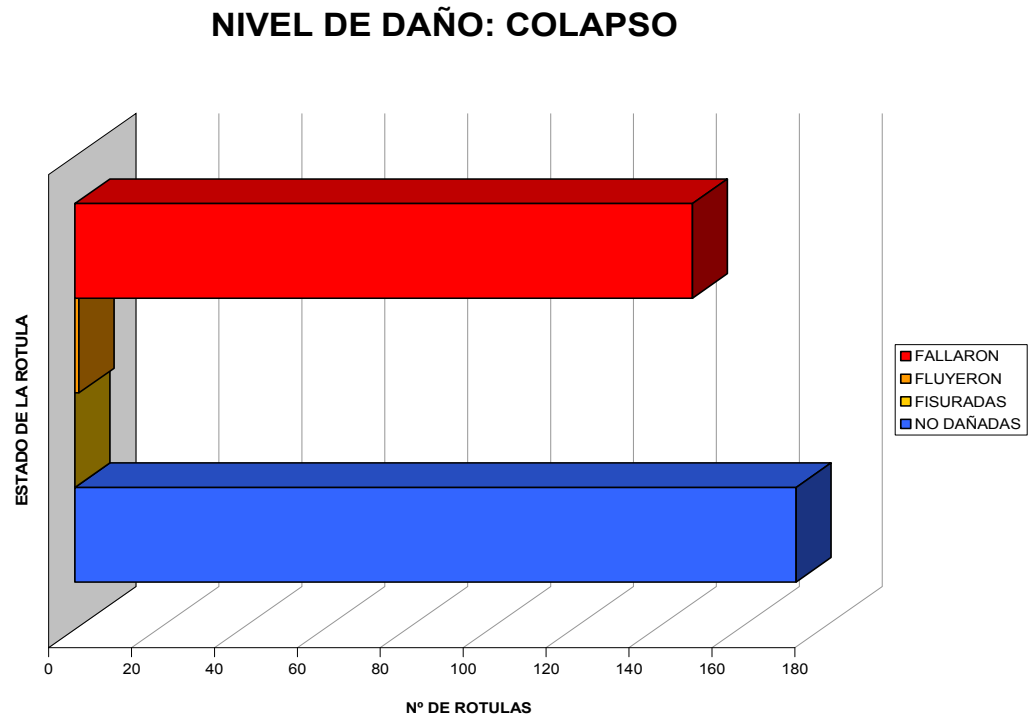
Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 33. Resultados para el modelo 1 en la dirección Y para el nivel: colapso

ROTULAS ANALIZADAS		300
NIVEL DE DAÑO	COLAPSO	% Porcentaje
NO DAÑO	150	50.00
FISURADO	0	0.00
FLUYO	1	0.33
FALLO	149	49.67

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 45.

Figura 45. Distribución de las rotulas según su estado para el modelo 1 en la dirección Y para el nivel de daño: colapso.



Se pudo observar que en este modelo, no se presentaron fisuras ni daños en las rotulas de las columnas, debido a su sección y detalle del refuerzo, lo cual ayudo que estos elementos resistieran las cargas y el pushover.

En las tablas 34 y 35 podemos comparar los niveles de desempeño obtenidos del pushover, con los niveles de daño, esto se puede lograr sabiendo el desplazamiento límite para cada nivel de daño y analizando el nivel de desempeño alcanzado por la estructura a ese desplazamiento.

Tabla 34. Comparación niveles de daño con niveles de desempeño para el modelo 1 en dirección X.

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

Pushover Case PUSH X

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL	
0	-5.623E-04	0.0000	1922	18	0	0	0	0	0	0	1940	
1	-0.0156	-480.2156	1922	18	0	0	0	0	0	0	1940	
2	-0.0306	-960.4313	1922	18	0	0	0	0	0	0	1940	
3	-0.0399	-1258.3972	1920	20	0	0	0	0	0	0	1940	
4	-0.0560	-1767.6874	1910	30	0	0	0	0	0	0	1940	NO DAÑO
5	-0.0736	-2295.9548	1870	70	0	0	0	0	0	0	1940	LEVE
6	-0.0902	-2707.0059	1787	151	2	0	0	0	0	0	1940	MODERADO
7	-0.1070	-3035.2966	1719	211	10	0	0	0	0	0	1940	
8	-0.1247	-3307.4875	1650	270	20	0	0	0	0	0	1940	
9	-0.1403	-3505.8679	1618	297	23	2	0	0	0	0	1940	
10	-0.1566	-3686.6514	1587	315	30	8	0	0	0	0	1940	EXTENSO
11	-0.1721	-3842.4395	1567	325	34	14	0	0	0	0	1940	
12	-0.1781	-3899.9722	1559	327	39	13	0	2	0	0	1940	
13	-0.1781	-3871.1406	1559	325	40	14	0	0	0	2	1940	
14	-0.1866	-3952.8376	1547	326	49	14	0	2	0	2	1940	
15	-0.1866	-3929.6223	1544	328	50	14	0	0	0	4	1940	
16	-0.2006	-4056.1482	1523	333	57	21	0	2	0	4	1940	
17	-0.2006	-4036.2205	1523	333	57	21	0	0	0	6	1940	
18	-0.2014	-4048.0476	1523	330	58	23	0	0	0	6	1940	
19	-0.2030	-4062.0596	1522	326	63	21	0	2	0	6	1940	
20	-0.2030	-4041.1892	1518	327	66	21	0	0	0	8	1940	
21	-0.2105	-4107.8613	1517	313	80	20	0	2	0	8	1940	
22	-0.2105	-4085.5913	1517	313	80	20	0	0	0	10	1940	
23	-0.2116	-4099.7163	1514	310	86	18	0	2	0	10	1940	
24	-0.2116	-4077.4060	1511	313	86	18	0	0	0	12	1940	
25	-0.2207	-4155.3242	1495	320	93	18	0	2	0	12	1940	
26	-0.2207	-4134.4517	1495	318	95	18	0	0	0	14	1940	
27	-0.2217	-4145.9756	1495	317	96	16	0	2	0	14	1940	
28	-0.2217	-4124.0347	1495	315	98	16	0	0	0	16	1940	
29	-0.2229	-4139.0195	1493	315	100	16	0	0	0	16	1940	
30	-0.2411	-4274.0659	1470	297	133	22	0	2	0	16	1940	
31	-0.2411	-4252.3887	1468	299	133	22	0	0	0	18	1940	
32	-0.2423	-4264.6489	1463	303	130	25	0	1	0	18	1940	
33	-0.2423	-4250.5225	1462	303	131	25	0	0	0	19	1940	
34	-0.2435	-4263.8486	1462	300	134	24	0	1	0	19	1940	
35	-0.2435	-4247.3462	1462	298	135	25	0	0	0	20	1940	
36	-0.2445	-4259.2378	1461	297	136	26	0	0	0	20	1940	
37	-0.2509	-4301.9863	1459	293	140	26	0	2	0	20	1940	
38	-0.2509	-4267.0059	1459	291	141	25	0	1	0	23	1940	
39	-0.2509	-4255.1680	1459	289	142	25	0	1	0	24	1940	
40	-0.2509	-4245.2681	1459	289	142	25	0	0	0	25	1940	
41	-0.2522	-4262.0020	1459	285	146	24	0	1	0	25	1940	
42	-0.2522	-4249.1152	1459	285	146	24	0	0	0	26	1940	
43	-0.2604	-4316.1870	1454	282	152	24	0	2	0	26	1940	
44	-0.2604	-4291.1821	1452	281	155	23	0	1	0	28	1940	COLAPSO
45	-0.2604	-4278.5239	1451	281	156	23	0	0	0	29	1940	
46	-0.2616	-4294.6655	1451	280	157	22	0	1	0	29	1940	
47	-0.2616	-4278.1602	1448	282	158	22	0	0	0	30	1940	
48	-0.2784	-4398.4097	1436	264	180	30	0	0	0	30	1940	
49	-0.2957	-4496.9341	1414	256	208	31	0	1	0	30	1940	
50	-0.2075	-1920.9504	1414	256	206	31	0	1	0	32	1940	

En esta tabla se puede apreciar que existe una equivalencia entre los niveles de daño y de desempeño.

En no daño y leve la estructura se encuentra en totalmente operacional, en moderado se encuentra en seguridad a la vida, en extenso se encuentra en precolapso, y en colapso la estructura ha colapsado.

Tabla 35. Comparación niveles de daño con niveles de desempeño para el modelo 1 en dirección Y.

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

Pushover Case PUSH Y

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-ID	ID-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL	
0	1.928E-04	0.0000	1922	18	0	0	0	0	0	0	1940	
1	-0.0084	-205.1535	1920	20	0	0	0	0	0	0	1940	
2	-0.0276	-657.8465	1916	24	0	0	0	0	0	0	1940	NO DAÑO
3	-0.0437	-1035.7928	1909	31	0	0	0	0	0	0	1940	
4	-0.0603	-1386.5479	1874	66	0	0	0	0	0	0	1940	LEVE
5	-0.0765	-1676.0662	1824	116	0	0	0	0	0	0	1940	
6	-0.0934	-1923.3401	1778	153	9	0	0	0	0	0	1940	MODERADO
7	-0.1094	-2118.1599	1740	175	25	0	0	0	0	0	1940	
8	-0.1250	-2279.2822	1697	206	37	0	0	0	0	0	1940	
9	-0.1404	-2413.3447	1649	229	62	0	0	0	0	0	1940	
10	-0.1578	-2541.6653	1606	246	80	8	0	0	0	0	1940	
11	-0.1732	-2636.1404	1574	258	88	20	0	0	0	0	1940	EXTENSO
12	-0.1899	-2727.9922	1548	270	93	29	0	0	0	0	1940	
.....	
74	-0.2892	-2964.3425	1466	254	112	73	0	0	0	35	1940	
75	-0.2906	-2972.9871	1465	254	113	72	0	1	0	35	1940	
76	-0.2906	-2961.8840	1465	253	114	72	0	0	0	36	1940	
77	-0.2924	-2970.8027	1464	251	116	72	0	1	0	36	1940	
78	-0.2924	-2963.7664	1463	252	114	74	0	0	0	37	1940	
79	-0.2963	-2980.6399	1460	249	116	77	0	1	0	37	1940	
80	-0.2963	-2976.8479	1459	249	117	77	0	0	0	38	1940	
81	-0.2986	-2986.1511	1459	247	117	78	0	1	0	38	1940	
82	-0.2986	-2982.6726	1458	248	117	78	0	0	0	39	1940	
83	-0.3049	-3007.3140	1453	251	112	82	0	3	0	39	1940	
84	-0.3049	-2964.3145	1453	251	112	82	0	0	0	42	1940	
85	-0.3065	-2982.9578	1453	251	112	81	0	1	0	42	1940	
86	-0.3065	-2968.4810	1453	251	111	82	0	0	0	43	1940	COLAPSO
87	-0.3080	-2981.5791	1453	251	111	82	0	0	0	43	1940	
88	-0.3098	-2990.9636	1452	252	111	80	0	2	0	43	1940	
89	-0.3098	-2964.7395	1452	252	111	79	0	1	0	45	1940	
90	-0.3098	-2952.3599	1452	252	111	79	0	0	0	46	1940	
91	-0.3112	-2968.1763	1452	252	111	79	0	0	0	46	1940	
92	-0.3175	-2997.1025	1448	252	112	81	0	1	0	46	1940	
93	-0.3175	-2983.9524	1448	252	112	81	0	0	0	47	1940	
94	-0.3189	-2993.1650	1448	251	112	81	0	1	0	47	1940	

En esta tabla se puede apreciar que existe una equivalencia entre los niveles de daño y de desempeño.

En no daño y leve la estructura se encuentra en totalmente operacional, en moderado se encuentra en seguridad a la vida, en extenso se encuentra en precolapso, y en colapso la estructura ha colapsado.

6.4.3 Modelo 2 en dirección X

6.4.3.1 Límites de desplazamiento

Siguiendo los parámetros de la tabla 9 y conociendo los valores de (Δy , Δu) hallamos los límites para los niveles de daño.

Tabla 36. Límites de desplazamiento del modelo 2 en dirección X

NO DAÑO	$0 \text{ m} < \Delta < 0.0284 \text{ m}$
LEVE	$0.0284 \text{ m} < \Delta < 0.0326 \text{ m}$
MODERADO	$0.0326 \text{ m} < \Delta < 0.0449 \text{ m}$
EXTENSO	$0.0449 \text{ m} < \Delta < 0.0698 \text{ m}$
COLAPSO	$0.0698 \text{ m} < \Delta < 0.1112 \text{ m}$

6.4.3.2 Nivel de daño analizado: no daño

Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 37. Resultados para el modelo 2 en la dirección X para el nivel: no daño

VIGAS			COLUMNAS		
ROTULAS ANALIZADAS 144			ROTULAS ANALIZADAS 180		
NIVEL DE DAÑO	NO DAÑO	% Porcentaje	NIVEL DE DAÑO	NO DAÑO	% Porcentaje
NO DAÑO	144	100.00	NO DAÑO	180	100.00
FISURADO	0	0.00	FISURADO	0	0.00
FLUYO	0	0.00	FLUYO	0	0.00
FALLO	0	0.00	FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 46 y 47.

Figura 46. Distribución de las rotulas en las vigas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: no daño.

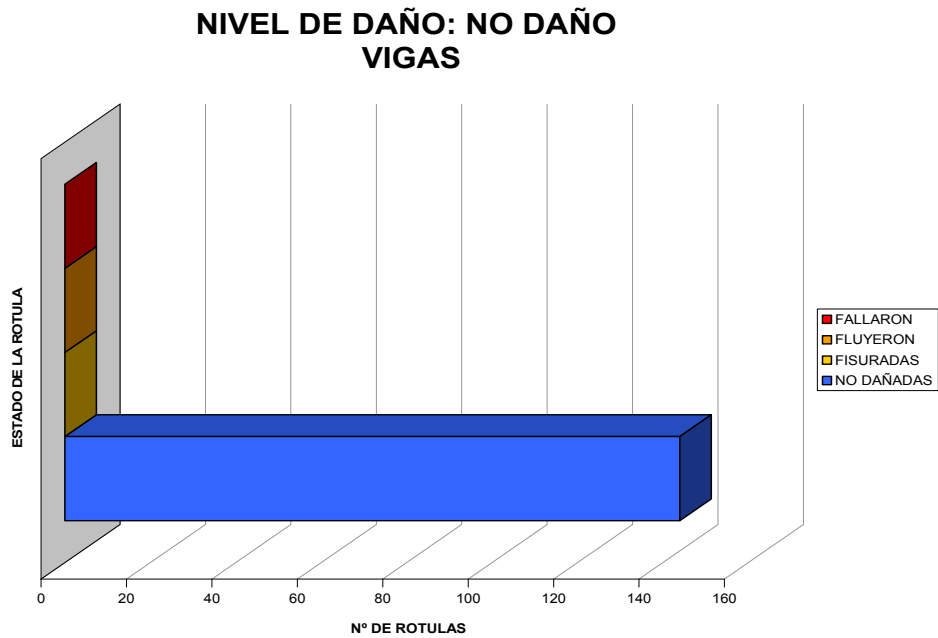
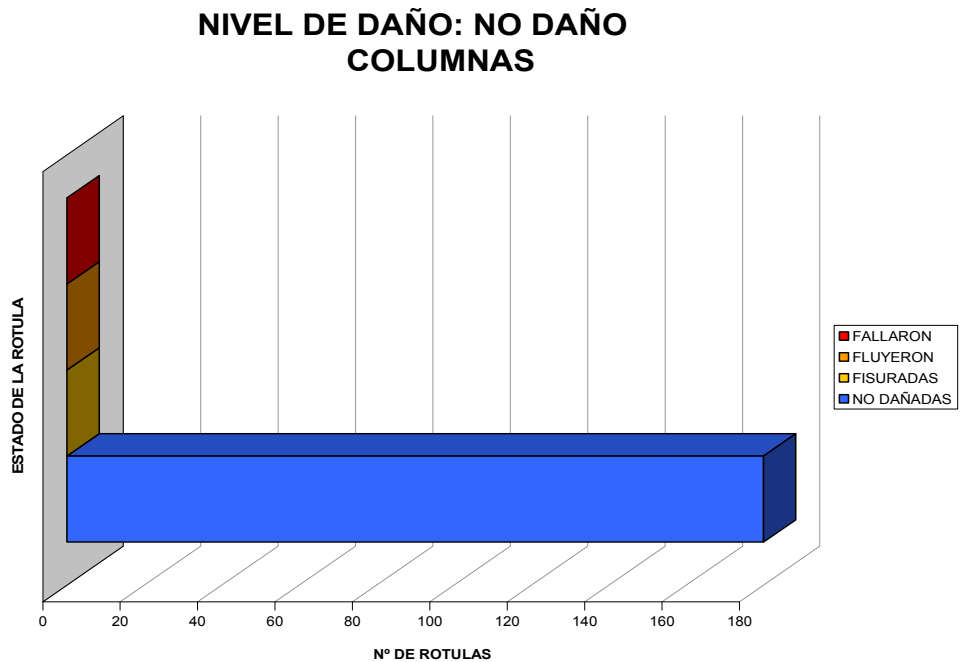


Figura 47. Distribución de las rotulas en las columnas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: no daño.



6.4.3.3 Nivel de daño analizado: leve

Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 38. Resultados para el modelo 2 en la dirección X para el nivel: leve

VIGAS			COLUMNAS		
ROTULAS ANALIZADAS		144	ROTULAS ANALIZADAS		180
NIVEL DE DAÑO	LEVE	% Porcentaje	NIVEL DE DAÑO	LEVE	% Porcentaje
NO DAÑO	144	100.00	NO DAÑO	180	100.00
FISURADO	0	0.00	FISURADO	0	0.00
FLUYO	0	0.00	FLUYO	0	0.00
FALLO	0	0.00	FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 48 y 49.

Figura 48. Distribución de las rotulas en las vigas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: leve.

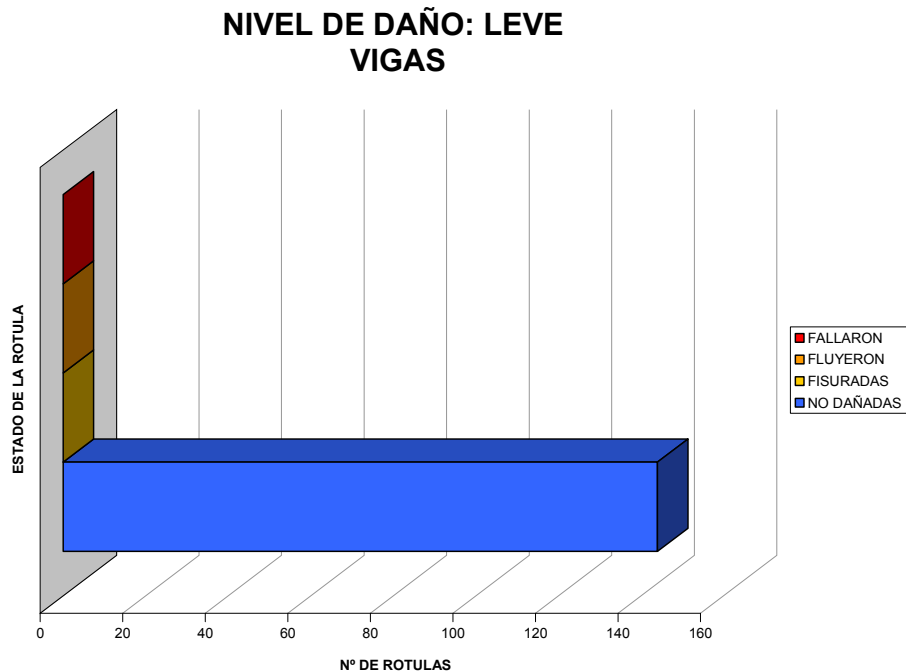
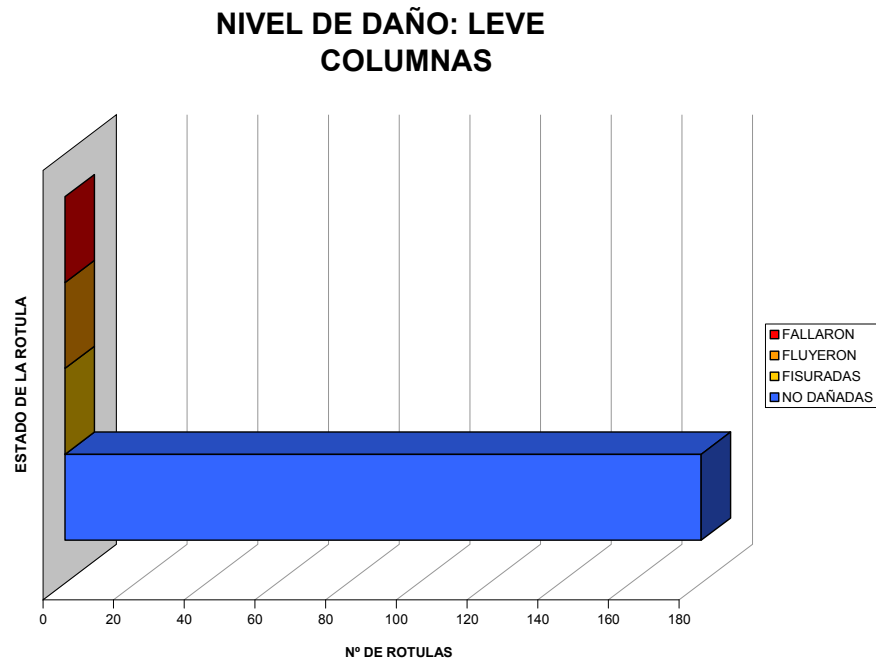


Figura 49. Distribución de las rotulas en las columnas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: leve.



6.4.3.4 Nivel de daño analizado: moderado

Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 39. Resultados para el modelo 2 en la dirección X para el nivel: moderado

VIGAS			COLUMNAS		
ROTULAS ANALIZADAS		144	ROTULAS ANALIZADAS		180
NIVEL DE DAÑO	MODERADO	% Porcentaje	NIVEL DE DAÑO	MODERADO	% Porcentaje
NO DAÑO	144	100.00	NO DAÑO	180	100.00
FISURADO	0	0.00	FISURADO	0	0.00
FLUYO	0	0.00	FLUYO	0	0.00
FALLO	0	0.00	FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 50 y 51.

Figura 50. Distribución de las rotulas en las vigas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: moderado.

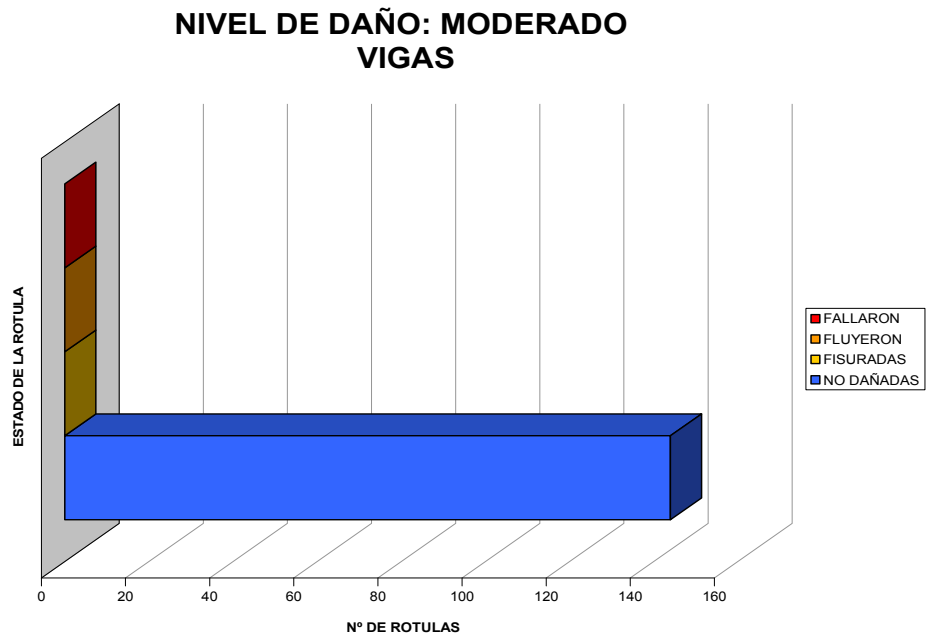
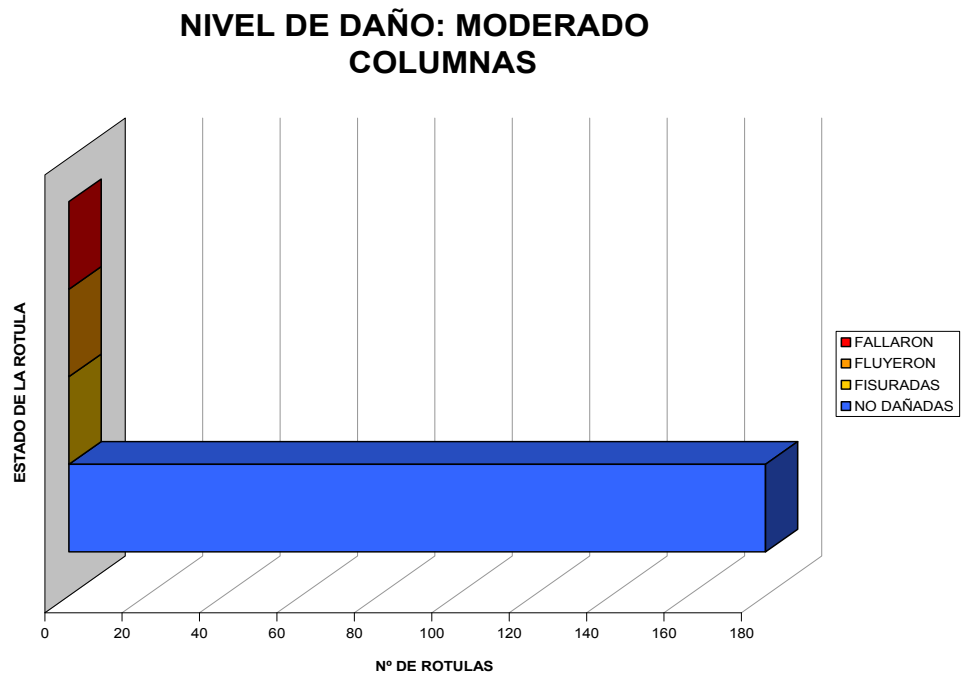


Figura 51. Distribución de las rotulas en las columnas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: moderado.



6.4.3.5 Nivel de daño analizado: extenso

Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 40. Resultados para el modelo 2 en la dirección X para el nivel: extenso

VIGAS			COLUMNAS		
ROTULAS ANALIZADAS		144	ROTULAS ANALIZADAS		180
NIVEL DE DAÑO	EXTENSO	% Porcentaje	NIVEL DE DAÑO	EXTENSO	% Porcentaje
NO DAÑO	139	96.53	NO DAÑO	180	100.00
FISURADO	0	0.00	FISURADO	0	0.00
FLUYO	5	3.47	FLUYO	0	0.00
FALLO	0	0.00	FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 52 y 53.

Figura 52. Distribución de las rotulas en las vigas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: extenso.

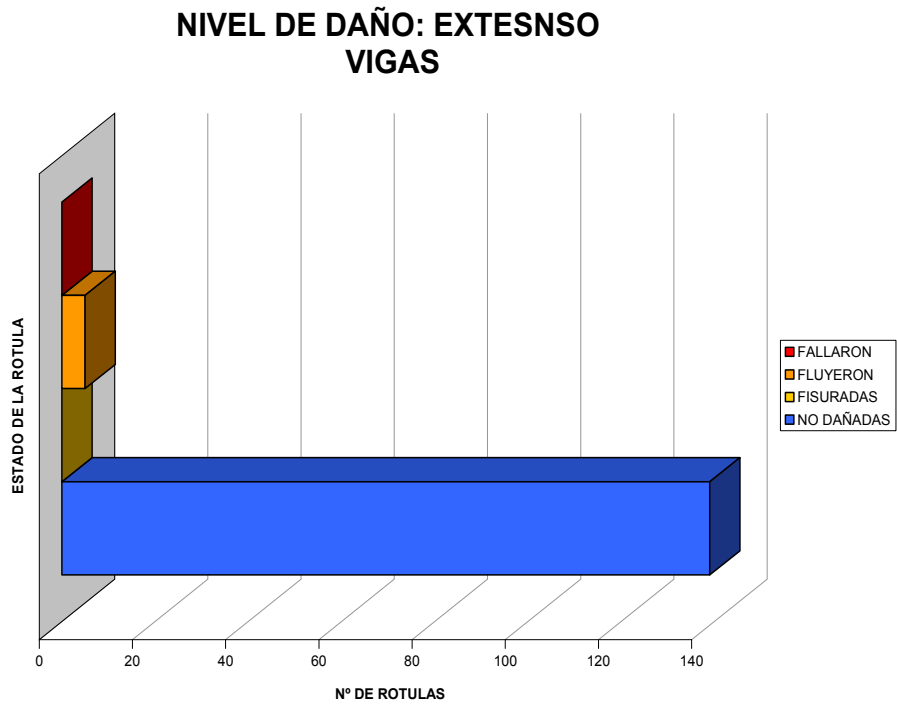
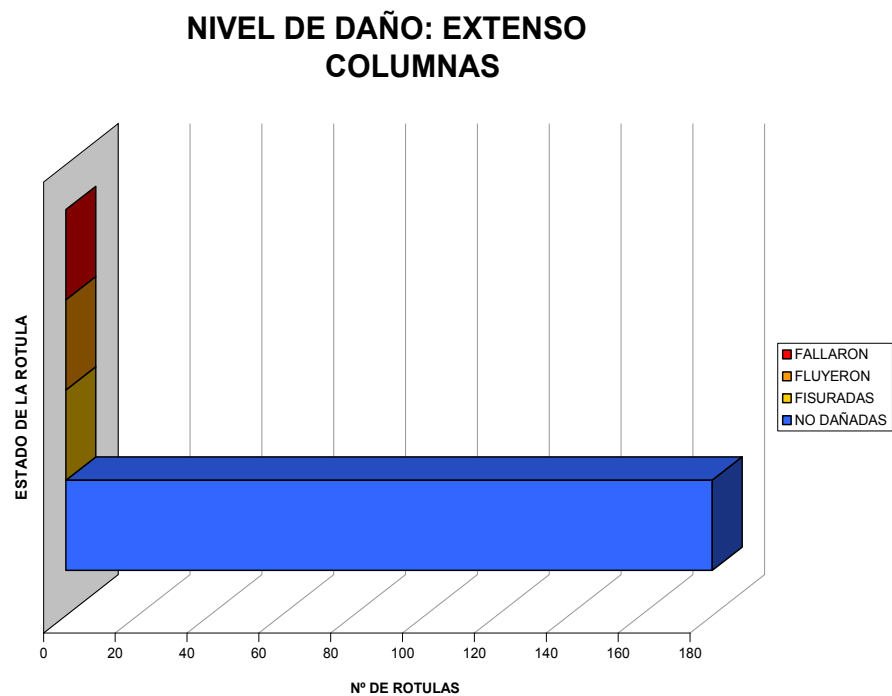


Figura 53. Distribución de las rotulas en las columnas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: extenso.



6.4.3.6 Nivel de daño analizado: colapso

Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 41. Resultados para el modelo 2 en la dirección X para el nivel: colapso

VIGAS			COLUMNAS		
ROTULAS ANALIZADAS		144	ROTULAS ANALIZADAS		180
NIVEL DE DAÑO	COLAPSO	% Porcentaje	NIVEL DE DAÑO	COLAPSO	% Porcentaje
NO DAÑO	102	70.83	NO DAÑO	150	83.33
FISURADO	0	0.00	FISURADO	0	0.00
FLUYO	19	13.19	FLUYO	16	8.89
FALLO	23	15.97	FALLO	14	7.78

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 54 y 55.

Figura 54. Distribución de las rotulas en las vigas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: colapso.

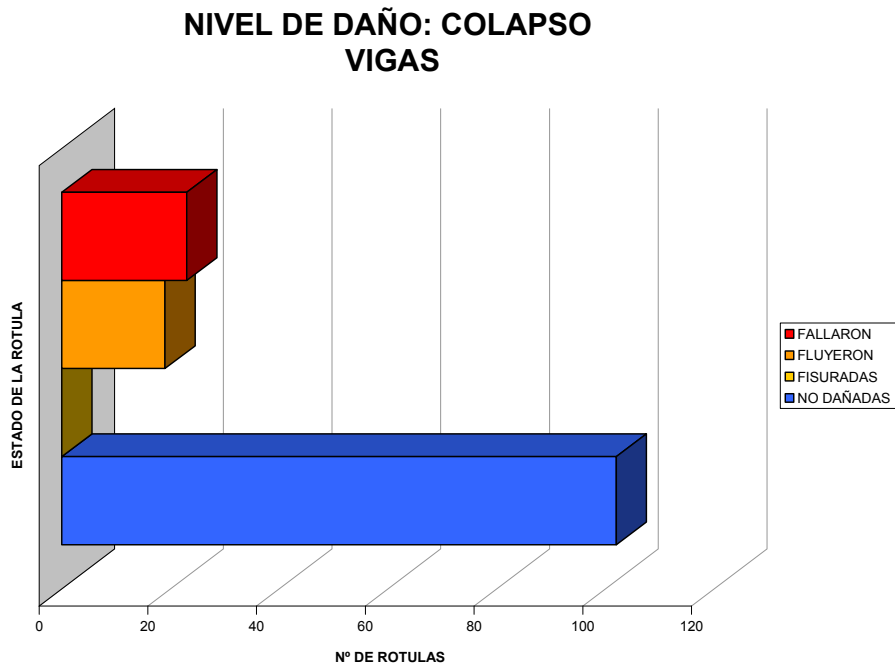
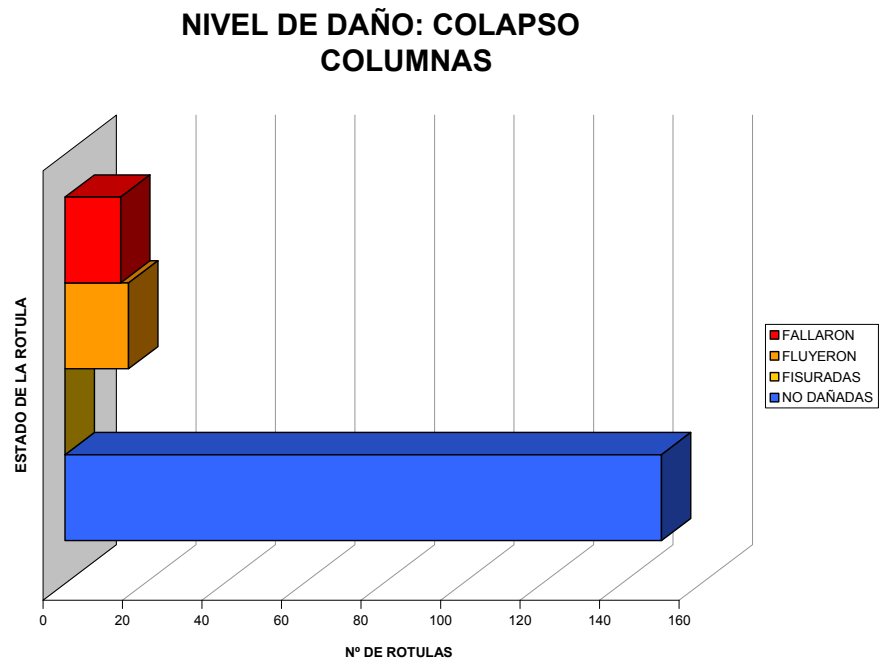


Figura 55. Distribución de las rotulas en las columnas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: colapso.



6.4.4 Modelo 2 en dirección Y

6.4.4.1 Límites de desplazamiento

Siguiendo los parámetros de la tabla 9 y conociendo los valores de (Δy , Δu) hallamos los límites para los niveles de daño.

Tabla 42. Límites de desplazamiento del modelo 2 en dirección Y

NO DAÑO	$0 \text{ m} < \Delta < 0.0207 \text{ m}$
LEVE	$0.0207 \text{ m} < \Delta < 0.0235 \text{ m}$
MODERADO	$0.0235 \text{ m} < \Delta < 0.0312 \text{ m}$
EXTENSO	$0.0312 \text{ m} < \Delta < 0.0469 \text{ m}$
COLAPSO	$0.0469 \text{ m} < \Delta < 0.0733 \text{ m}$

6.4.4.2 Nivel de daño analizado: no daño

Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 43. Resultados para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel: no daño

VIGAS			COLUMNAS		
ROTULAS ANALIZADAS 120			ROTULAS ANALIZADAS 180		
NIVEL DE DAÑO	NO DAÑO	% Porcentaje	NIVEL DE DAÑO	NO DAÑO	% Porcentaje
NO DAÑO	120	100.00	NO DAÑO	180	100.00
FISURADO	0	0.00	FISURADO	0	0.00
FLUYO	0	0.00	FLUYO	0	0.00
FALLO	0	0.00	FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 56 y 57.

Figura 56. Distribución de las rotulas en las vigas según su estado para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel de daño: no daño.

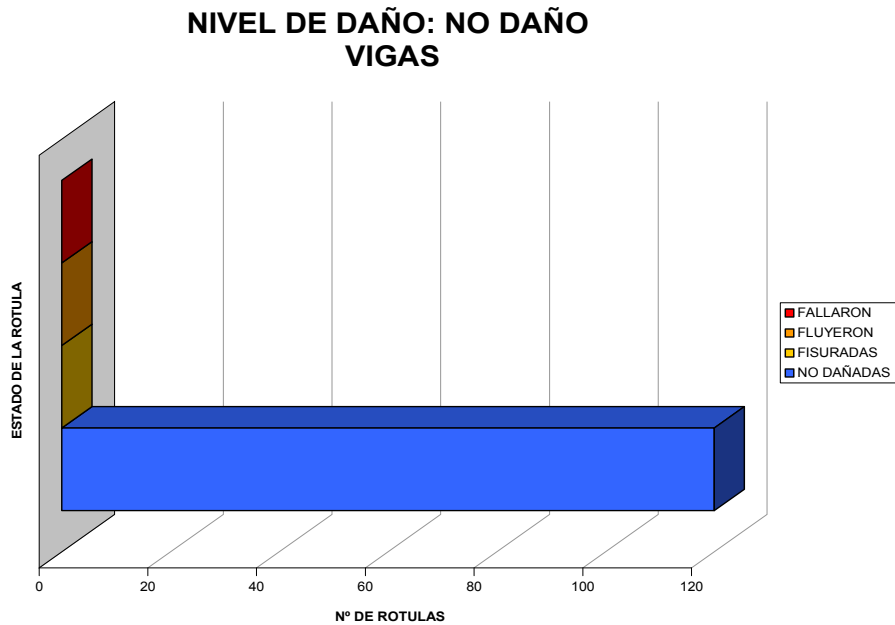
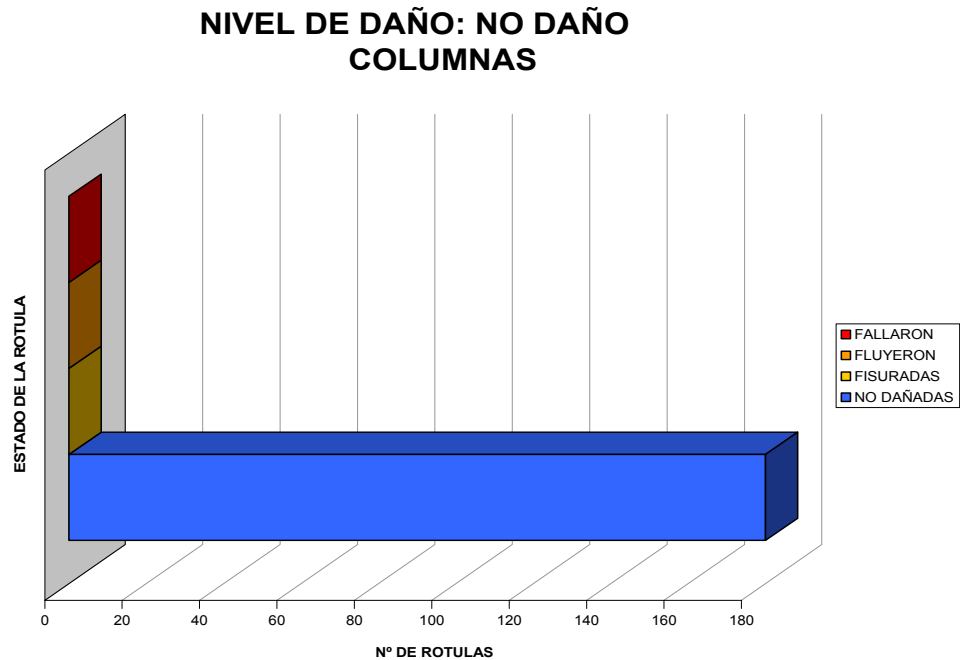


Figura 57. Distribución de las rotulas en las columnas según su estado para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel de daño: no daño.



6.4.4.3 Nivel de daño analizado: leve

Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 44. Resultados para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel: leve

VIGAS			COLUMNAS		
ROTULAS ANALIZADAS		120	ROTULAS ANALIZADAS		180
NIVEL DE DAÑO	LEVE	% Porcentaje	NIVEL DE DAÑO	LEVE	% Porcentaje
NO DAÑO	120	100.00	NO DAÑO	180	100.00
FISURADO	0	0.00	FISURADO	0	0.00
FLUYO	0	0.00	FLUYO	0	0.00
FALLO	0	0.00	FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 58 y 59.

Figura 58. Distribución de las rotulas en las vigas según su estado para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel de daño: leve.

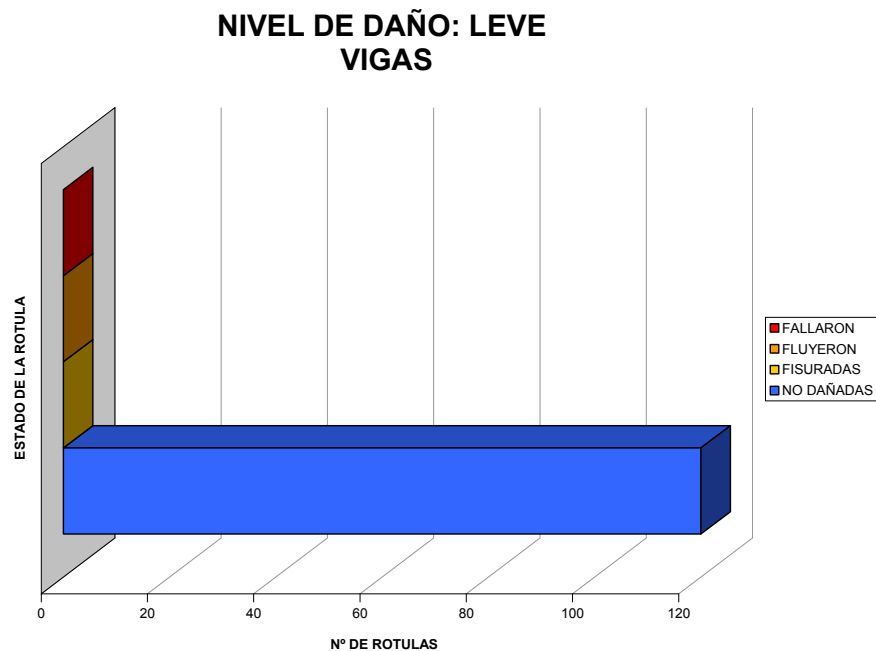
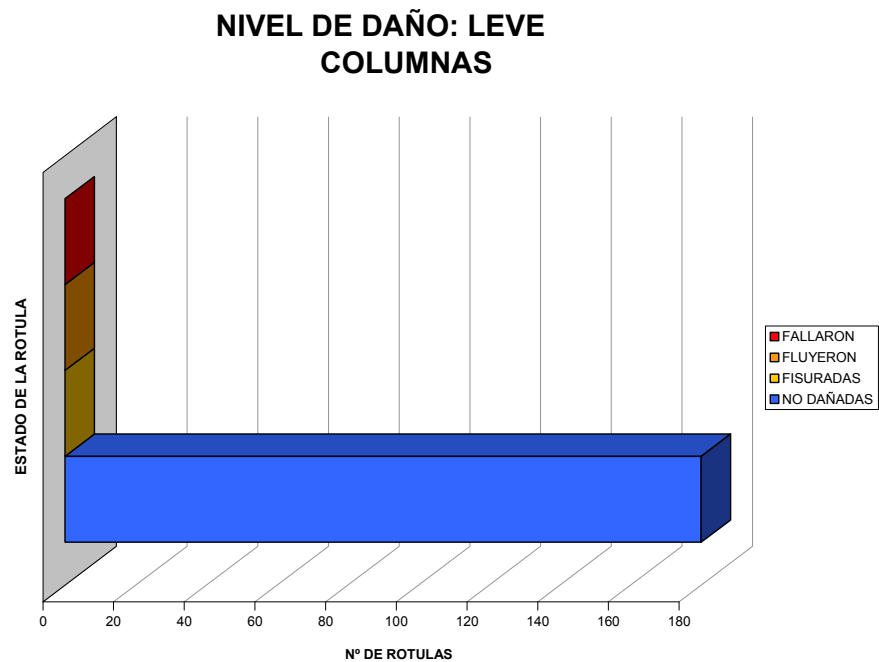


Figura 59. Distribución de las rotulas en las columnas según su estado para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel de daño: leve.



6.4.4.4 Nivel de daño analizado: moderado

Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 45. Resultados para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel: moderado

VIGAS			COLUMNAS		
ROTULAS ANALIZADAS	120	%	ROTULAS ANALIZADAS	180	%
NIVEL DE DAÑO MODERADO		Porcentaje	NIVEL DE DAÑO MODERADO		Porcentaje
NO DAÑO	120	100.00	NO DAÑO	180	100.00
FISURADO	0	0.00	FISURADO	0	0.00
FLUYO	0	0.00	FLUYO	0	0.00
FALLO	0	0.00	FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 60 y 61.

Figura 60. Distribución de las rotulas en las vigas según su estado para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel de daño: moderado.

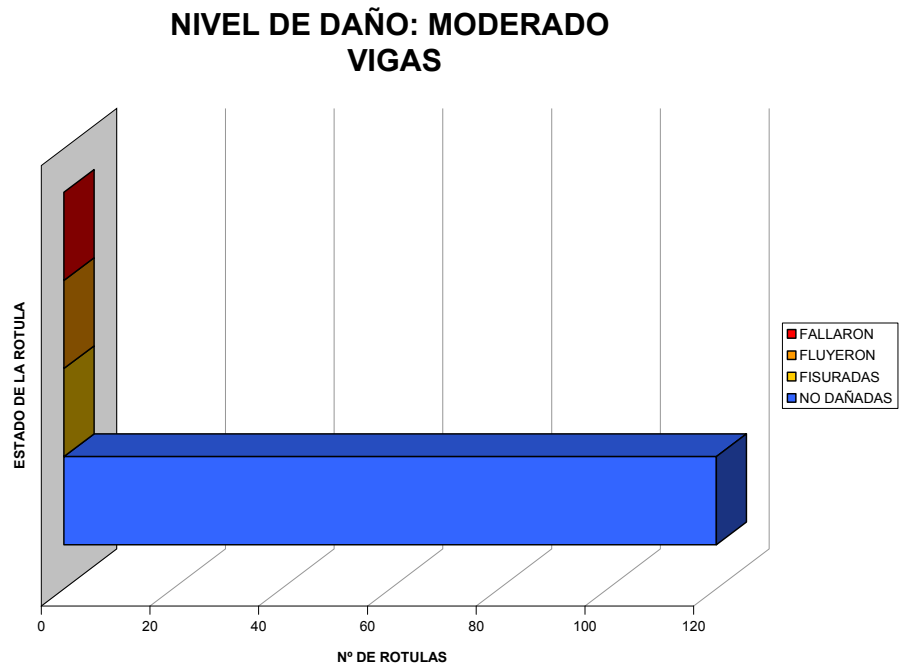
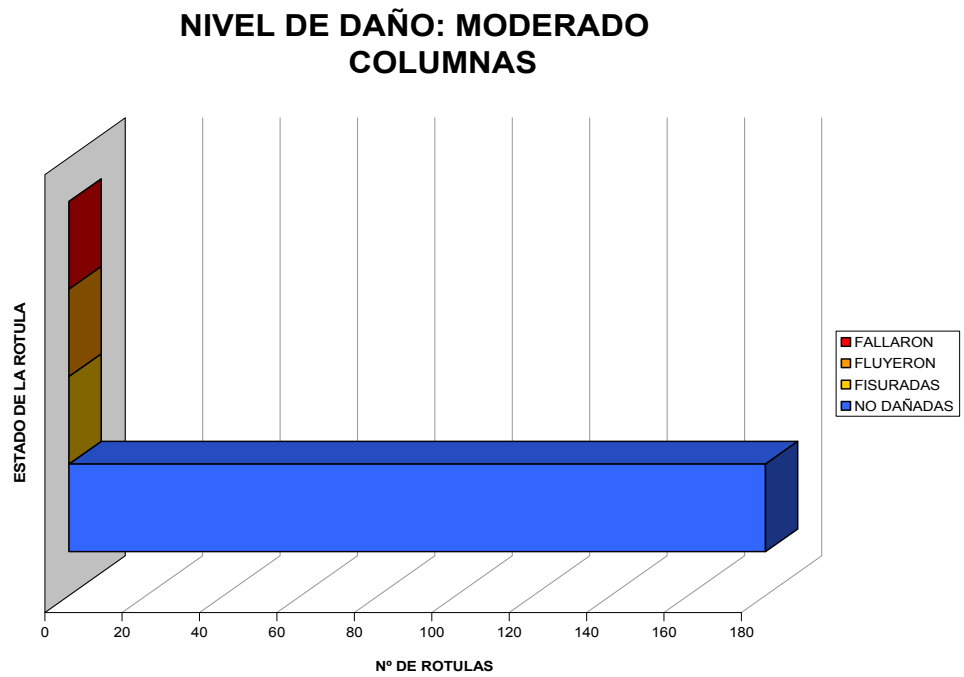


Figura 61. Distribución de las rotulas en las columnas según su estado para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel de daño: moderado.



6.4.4.5 Nivel de daño analizado: extenso

Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 46. Resultados para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel: extenso

VIGAS			COLUMNAS		
ROTULAS ANALIZADAS		120	ROTULAS ANALIZADAS		180
NIVEL DE DAÑO	EXTENSO	% Porcentaje	NIVEL DE DAÑO	EXTENSO	% Porcentaje
NO DAÑO	104	86.67	NO DAÑO	180	100.00
FISURADO	2	1.67	FISURADO	0	0.00
FLUYO	14	11.67	FLUYO	0	0.00
FALLO	0	0.00	FALLO	0	0.00

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 62 y 63.

Figura 62. Distribución de las rotulas en las vigas según su estado para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel de daño: extenso.

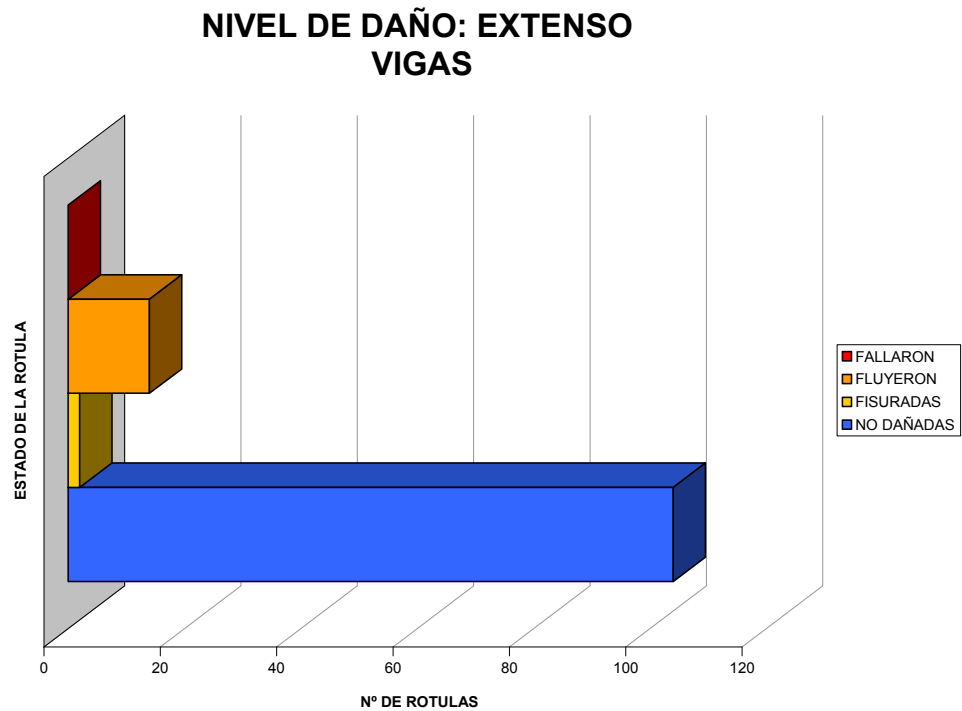
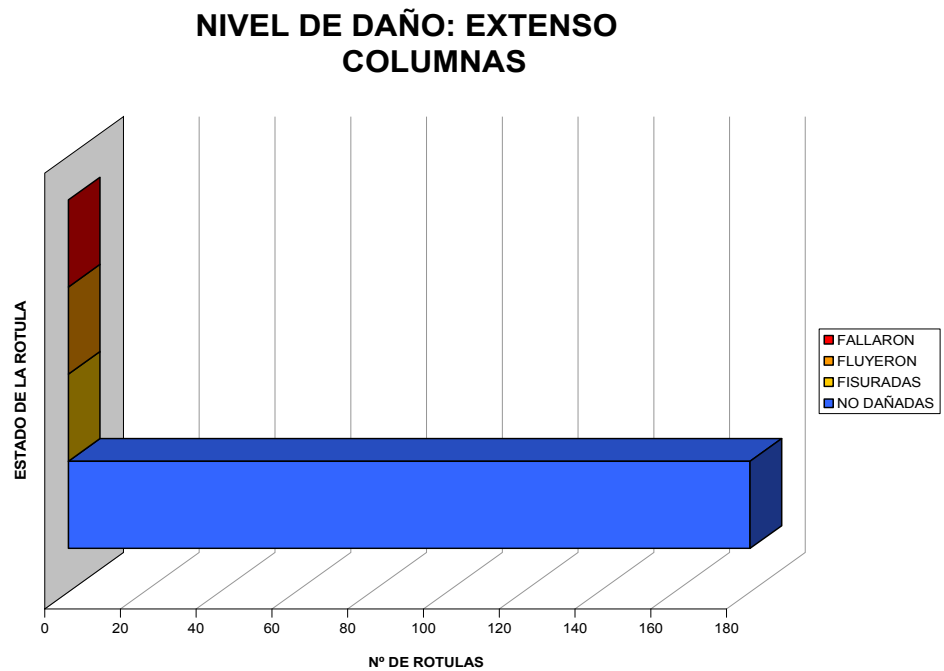


Figura 63. Distribución de las rotulas en las columnas según su estado para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel de daño: extenso.



6.4.4.6 Nivel de daño analizado: colapso

Al aplicar el método LM2, encontramos los siguientes resultados para este nivel de daño:

Tabla 47. Resultados para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel: colapso

VIGAS			COLUMNAS		
ROTULAS ANALIZADAS 120			ROTULAS ANALIZADAS 180		
NIVEL DE DAÑO	COLAPSO	% Porcentaje	NIVEL DE DAÑO	COLAPSO	% Porcentaje
NO DAÑO	72	60.00	NO DAÑO	163	90.56
FISURADO	0	0.00	FISURADO	0	0.00
FLUYO	27	22.50	FLUYO	5	2.78
FALLO	21	17.50	FALLO	12	6.67

Se puede apreciar, mejor estos resultados en la figura 64 y 65.

Figura 64. Distribución de las rotulas en las vigas según su estado para el modelo 2 en la dirección Y para el nivel de daño: colapso.

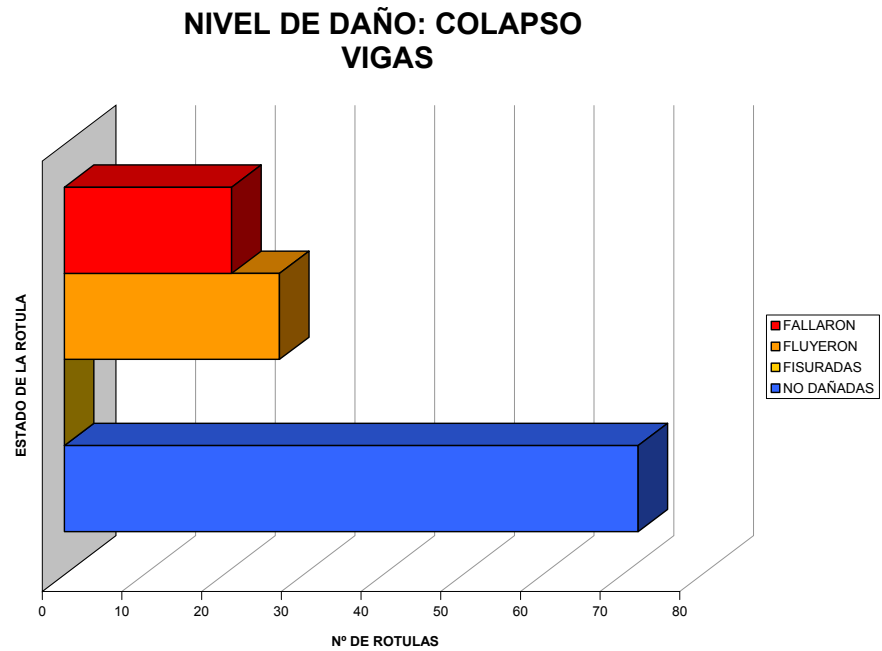
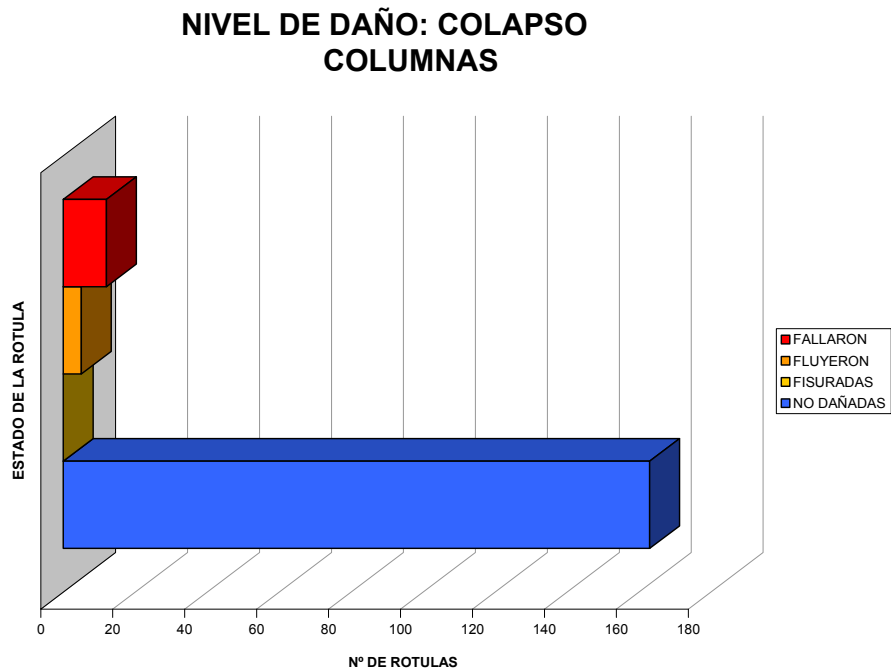


Figura 65. Distribución de las rotulas en las columnas según su estado para el modelo 2 en la dirección X para el nivel de daño: colapso.



Se pudo observar que en este modelo, la falla se presenta por columnas y además se observa que debido al detalle del refuerzo y a las secciones en las columnas el pushover llega a un desplazamiento de falla de la estructura mucho menor comparado con el primer modelo.

Para este modelo no es posible hallar una equivalencia entre los niveles de daño: no daño, leve y moderado con los de desempeño: totalmente operacional y seguridad a la vida, pero es posible afirmar que en extenso se encuentra en precolapso, y en colapso la estructura ha colapsado.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Sin duda, los estudios de Riesgo Sísmico son un tema delicado por las graves consecuencias que realmente conllevan las catástrofes sísmicas, ya que no sólo afecta al comportamiento de las estructuras, sino que causan la pérdida de vidas humanas, la paralización de la actividad normal de la ciudad y una gran cantidad de efectos colaterales. Por tal motivo, los resultados obtenidos en este trabajo se deben analizar cuidadosamente antes de tomar cualquier decisión, para evitar que los resultados que sobrestimen el daño induzcan a considerarlos exagerados mientras que resultados que subestimen conduzcan a una falsa confianza, con las consecuentes medidas de emergencia que pueden llegar inclusive a ser nulas.

Los servicios de protección civil y las instituciones con responsabilidad en la planificación de emergencias deben hallar en los resultados de este tipo de estudios pautas para la correcta planificación de la emergencia y para su gestión. Por lo tanto es necesario documentar y afinar al máximo los resultados obtenidos estableciendo, en la medida de lo posible, márgenes de fiabilidad. Los terremotos ocurridos en zonas con poca preocupación por el fenómeno sísmico ponen de manifiesto que los daños superan lo que sería previsible.

A continuación se presentan las principales conclusiones de este trabajo conclusiones que hacen referencia a la metodología empleada, a la herramienta informática utilizada, y a los escenarios de daño obtenidos.

7.1.1 Conclusiones referentes a la metodología empleada

- La metodología LM2 del WP4 desarrollada por la RISK-UE es adecuado para implementarlo en grandes ciudades (aplicación a nivel urbano), sólo en el caso que se disponga de la información mínima necesaria (características estructurales y la demanda sísmica de la zona en estudio) para evaluar la calidad sismorresistente de los edificios ó estructuras que se estudien, .
- Para la evaluación del daño de los edificios es importante disponer de las curvas de capacidad y el espectro de demanda calibradas para la zona de estudio. Los resultados obtenidos usando curvas y parámetros de otras zonas o de estructuras aparentemente similares estructuralmente pueden inducir errores considerables, con el riesgo evidente en los resultados finales.
- Las curvas obtenidas de los modelos analizados y la aplicación de la metodología para la ciudad de Bucaramanga a partir de simulación numérica apuntan hacia un nivel de daño entre extenso y colapso, Este elevado daño esperado puede ser razonable debido a la gran demanda sísmica que existe por la alta sismicidad que se presenta en la ciudad.
- A pesar que la aplicación de la metodología descrita permite asignar rangos para los niveles de daño usando la información de la curva de capacidad de cualquier edificio en particular construido en concreto reforzado, no hay que perder de vista el sentido probabilista de la metodología y de los resultados obtenidos.

7.1.2 Conclusiones referentes a la herramienta informática utilizada

- El SAP2000 es una herramienta muy potente la cual es fácil de usar, y tiene una interfaz grafica sencilla para el usuario, en esta tesis fueron usadas las versiones 8.33 y 9.0.9 por ser las mas disponibles y recientes. Con el uso del SAP2000 se simplifica de gran manera el análisis pushover y la obtención de las curvas de capacidad, espectro de capacidad y el espectro de demanda.
- Para la aplicación del método LM2, el SAP2000 realiza gran parte del procedimiento imperioso para la obtención de los resultados.
- Si se requiere la aplicación de la metodología a un conjunto de edificios seleccionados de la ciudad, es inviable si no se dispone de una herramienta de almacenamiento, análisis y gestión de un volumen enorme de información.
- Es importante diseñar una aplicación informática de forma abierta que permita actualizar la información disponible e incorporar nuevas capas de información que permitan avanzar hacia evaluaciones integradas de riesgo que consideren otros muchos aspectos que complementan los estudios de riesgo de edificios residenciales.

7.1.3 Conclusiones referentes a los resultados obtenidos

- La ciudad de Bucaramanga es una gran ciudad con un alto riesgo sísmico, lo que sustenta el hecho de que los edificios analizados presentaron un punto de comportamiento en un nivel de daño: extenso y con un nivel de desempeño: pre-colapso, para un espectro de diseño para la zona 2 obtenido de la microzonificación sísmica.
- La base de datos disponible y los estudios metodológicos previos realizados por otros, ha permitido analizar edificios residenciales de la ciudad de Bucaramanga permitiendo la aceptación del método LM2 para posibles análisis de estructuras en concreto reforzado y así se puedan generar escenarios de daño para toda la ciudad.
- La vulnerabilidad de los edificios de la ciudad de Bucaramanga se encuentra entre moderada y alta debido a la alta demanda sísmica.
- Las curvas obtenidas a partir de la modelización de los edificios de la ciudad ponen de manifiesto la vulnerabilidad de estos edificios cuando se someten a acciones sísmicas altas, haciendo esperar daños superiores a los previstos en las escalas de Intensidad.
- La implementación del método LM2, obtuvo muy buenos resultados para las condiciones de Bucaramanga, ya que los parámetros usados en esta metodología fueron desarrollados para las ciudades de la Unión Europea, pero se pudo determinar que dichos parámetros son aceptables para ser utilizados en la definición de los niveles de daño a partir de un análisis pushover a edificios diseñados bajo la NSR98 y para demandas sísmicas de la ciudad.

- El espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas;
 - La respuesta estructural máxima del sistema.
 - Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.

- Se pudo establecer una relación entre niveles de daño y niveles de desempeño, la cual corresponde a la encontrada por el SEAOC, (1995) y descrita en la tabla 4.

- Es fundamental transferir los resultados obtenidos de posteriores estudios más profundos a los organismos con responsabilidad de gestión de la protección civil y en la planificación y gestión de emergencias, para elaborar planes de emergencia viables.

7.2 RECOMENDACIONES

De la experiencia recogida en este trabajo y en otros previos o relacionados con la definición de niveles de daño para estructuras en concreto reforzado en entornos urbanos se pone de manifiesto la dificultad de este tipo de estudios de riesgo sísmico a nivel urbano dado que requieren la colaboración de entidades involucradas en la obtención y mantenimiento de una gran cantidad de datos. Sin embargo a nuestro entender la rentabilidad potencial de este tipo de estudios es alta ya que apuntan directamente hacia la reducción del riesgo. La única herramienta disponible eficaz para reducir el daño sísmico reside en la disminución de la vulnerabilidad de las edificaciones y ello pasa por un conocimiento de la misma. Las principales recomendaciones y líneas de investigación sugeridas por el presente estudio se recogen en tres apartados como en el caso de las conclusiones incluyendo otros aspectos finales.

- En este trabajo se han analizado dos estructuras de concreto reforzado. Es conveniente desarrollar o buscar metodologías para las restantes tipologías existentes en la ciudad de Bucaramanga. Ello permitiría ampliar la muestra de edificios a los que se aplicaría el método.
- Aplicar esta metodología a una muestra representativa de edificios para calibrar y pulir los parámetros de la tabla 9 del LM2 para obtener resultados más cercanos a las condiciones nuestras.
- Una vez aplicado esta metodología a una muestra representativa, desarrollar curvas de vulnerabilidad y matrices de fragilidad que permitan determinar posibles escenarios de riesgo para la ciudad y así tomar las medidas preventivas.

Otras recomendaciones

Este trabajo no hubiera sido posible sin la colaboración del Centro de investigación de Nuevos materiales y metodologías de la Universidad Industrial de Santander (**CINME**). El cual nos ha proporcionado los datos.

Esta colaboración, y en general todas las colaboraciones, deben basarse en un interés mutuo contrastable. Los resultados de este trabajo pasaran a la disposición del **CINME**.

Esto significa que es importante implicar en este tipo de estudios a instituciones involucradas en aspectos relacionados con la temática que en ellos se aborda. Sin duda la cantidad y calidad del trabajo hubiera aumentado con la participación o implicación de otras instituciones.

Esperamos que otros estudiantes puedan continuar con este estudio sólo así es como se consolidarán los pequeños avances en la mejora del bienestar en la disminución de los riesgos a los que se halla expuesta la sociedad. Esperamos que esta tesis haya sido un paso más en esta dirección de progreso.

REFERENCIAS

AKIYAMA, H., Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings, Tokio, (1985)

AOYAMA, H, A Method for the Evaluation of the Seismic Capacity of Existing Buildings Reinforced Concrete in Japan, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 14, No. 3, (1981)

AKTAN A. E., I-Kang Ho, "Seismic Vulnerability Evaluation of Existing Buildings", EERI Earthquake Spectra, 6(3): 439-472, (1990)

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, ATC; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volumen 1; California (1996).

ATC (Report ATC-14), Evaluating the Seismic Resistance of Existing Buildings, Red- wood City, (1987)

ATC (Report ATC-21), Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook, Redwood City, 1988 (FEMA Report 154, July 1988)

ATC (Report ATC-22), A Handbook for Seismic Evaluation of Existing Buildings, Red- wood City, (1989)

ATC (Report ATC 22-1), Seismic Evaluation of Existing Buildings: Supporting Documentation, Redwood City, 1989, (FEMA 175, 1989)

ATC (Report ATC 33-03), Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, 75% Submittal, Third Draft, 3 Volumes, Redwood City, 1995; NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, (FEMA 273)

ATC (Report ATC 40), Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, 2 Volumes, Seismic Safety Commission, Redwood City, (1996)

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS. "Descripción y Comparación de las Principales Metodologías Existentes a Nivel internacional y Nacional Sobre Evaluación de Daños Después de un Sismo". (2003)

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS; NSR-98: Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; Bogotá. (1998)

- ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, Seminario sobre vulnerabilidad sísmica de edificaciones y de líneas vitales, Boletín Técnico No. 50, AIS/Universidad de los Andes, Bogotá, (junio 1996)
- BAZÁN, E., Meli, R., Manual de diseño sísmico de edificios, México, Limusa, (1987)
- BERTERO, V., "Rehabilitación Sísmica de Edificios Existentes", Terremoto de Caracas 30 Años Después, Caracas, (1997)
- BRACCI, J., REINHORN, A., MANDER, J. KUNNATH, S.. "Deterministic Model for Seismic Damage Evaluation on RC Structures". Technical Report NCEER-89-0033, State University of New York. (1989)
- CARDONA O. D., Hurtado J. E., "Análisis de vulnerabilidad sísmica de estructuras de concreto reforzado", Reunión del Concreto, ASOCRETO, Cartagena, (1992)
- EERI, Reducing Earthquake Hazards: Lessons Learned from the 1985 Mexico Earthquake, (Publication No. 89-02), Oakland, California, EERI,(1989)
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA), NEHRP Handbook for Seismic Evaluation of Existing Buildings, (FEMA 178), Washington, 1992; Handbook for Seismic Evaluation of Buildings: A Prestandard, (FEMA 310), Washington, D. C., (1998)
- FEMA, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings, (FEMA 222A, 223A), Washington, (1995)
- FEMA, Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: Supporting Documentation (Report ATC-21-1), (FEMA 155) Washington, D. C., (1988)
- FEMA, Typical Costs for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, Volume I Summary (FEMA 156), Volume II Supporting Documentation (FEMA 157), Washing- ton, D. C., (1988)
- GARCÍA. L. E., Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico, Universidad de los Andes, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, (1998)
- GRASES, J. et al, Evaluación sismorresistente de instalaciones de la ciudad universitaria DR. Enrique Tejera, Valencia, Estado Carabobo, Venezuela, Informe de Estudio para la OPS, inédito, Caracas, (1995)

HAZUS-MH MR1 (Multi-hazard Loss Estimation Methodology) Advanced engineering building module technical and user's manual, Washington D.C, National Institute of Building Sciences. USA (2003)

KRATZIG, W., MEYER, I., MESKOURIS, K. "Damage Evolution in Reinforced Concrete Members under Cyclic Loading". Proceedings of 5th International Conference on Structural Safety and Reliability, San Francisco, Vol II, p. 795-802. (1989)

MEHANNY, S., DEIERLEIN, G. "Seismic Damage and Collapse Assessment of Composite Moment Frames". Journal of Structural Engineering, ASCE, 127(9), p. 1045-1053. (2001)

PARK, Y. J., ANG, A. H.. "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete Buildings". Journal Structural Division ASCE, 111, No 4, p. 722-739 (1985)

PARK, Y. J., ANG, A. H. WEN Y.K.. "Seismic damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings. Journal Structural Division ASCE, 111, No 4, p. 740-757 (1985)

PARK, Y. J., ANG, A. H. WEN Y.K.. "Damage-limiting aseismic design of buildings", Earthquake Spectra, 3 (1), pp 1-26. (1987)

SAIDI, M., SOZEN, M. "Simple Nonlinear Seismic Analysis of R/C Structures". Journal of the Structural Division, ASCE 107 (5), p. 937-951. (1981)

STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA, SEAOC, Volume I, "Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", Sacramento, California.(1995).

SUBDIRECCIÓN DE AMENAZAS GEOAMBIENTALES, INGEOMINAS, Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga; Bogotá. (2001)

WP4: Vulnerability of current buildings, RISK-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns, UE (2003)

ANEXO 1

Descripción estructural del modelo 1.

Figura 66. Planta tipo modelo 1

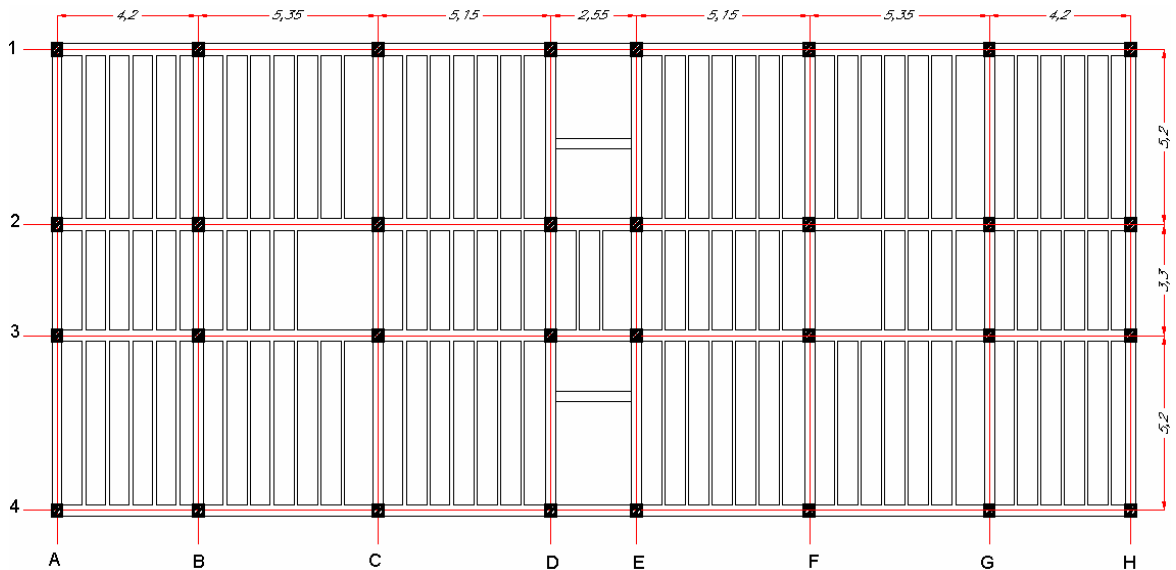


Tabla 48. Detalle del refuerzo longitudinal en cm^2 de las vigas del modelo 1 en la dirección Y

VA, VB, VC, VF, VG, VH PISO 1 AL 5

4	M	3	M	2	M	1
9.29	4	9.29	4	9.29	4	9.29
4	4	4	4	4	4	4

VE, VD PISO 1 AL 5

4	M	3	M	2	M	1
7.29	4	7.29	4	7.29	4	7.29
4	4	4	4	4	4	4

VJ-1,VJ-2

4	M	3	M	2	M	1
4	4	4	4	4	4	4
4	4	4	4	4	4	4

VI PISO 1

3	M	2
4	4	4
4	4	4

VA, VB, VC, VD, VE, VF, VG, VH PISO 6 AL 11

4	M	3	M	2	M	1
8	4	8	4	8	4	8
4	4	4	4	4	4	4

En la dirección Y las vigas tienen una sección de 30x35.

Tabla 49. Detalle del refuerzo longitudinal en cm² de las vigas del modelo 1 en la dirección X

V1, V4 PISO 1 Y 2

A	M	B	M	C	M	D	M	E	M	F	M	G	M	H	M	J
9.29	4	9.29	4	10	4	10	4	11	4	10	4	10	4	11.7	4	9.29
5.29	4	5.29	4	5.29	4	5.29	4	5.3	4	5.29	4	5.29	4	7.29	4	5.29

V2,V3 PISO 1

A	M	B	M	C	M	D	M	E	M	F	M	G	M	H	M	I
11.4	5.7	11.7	5.7	11.7	5.7	11	5.7	11	5.68	12.7	5.68	11.68	5.68	7.68	5.68	6.97
5.29	5.3	5.29	5.3	4	5.3	7.29	4	5.3	5.29	4	5.29	5.29	4	5.29	4	4

V2, V3 PISO 2

A	M	B	M	C	M	D	M	E	M	F	M	G	M	H	M	I
11.7	5.7	13.4	5.7	13.4	5.7	12.7	5.7	13	5.68	13.4	5.68	13.36	5.68	17.3	5.68	9.68
6.84	4	5.29	5.3	5.29	5.3	8	4	6.8	5.29	5.29	5.29	8	4	5.29	9.81	8.52

V1, V4 PISO 3 AL 7

A	M	B	M	C	M	D	M	E	M	F	M	G	M	H
9.68	4	10	4	10	4	11.3	4	10	4	10	4	11.29	4	11.3
5.29	4	5.29	4	5.29	4	5.29	4	5.3	4	5.29	4	5.29	4	5.29

V2, V3 PISO 3 AL 10

A	M	B	M	C	M	D	M	E	M	F	M	G	M	H
12.7	5.7	13.4	5.8	13.4	5.7	13.4	5.7	13	5.68	13.4	5.68	13.36	5.68	12.7
6.84	4	5.29	5.3	5.29	5.3	9.29	4	7.3	5.29	5.29	5.29	8	4	5.29

V1, V4 PISO 8 Y 9

A	M	B	M	C	M	D	M	E	M	F	M	G	M	H
5.29	4	7.29	4	9.29	4	9.29	4	4	4	12.5	4	7.29	4	4
4	4	4	4	4	4	5.29	4	4	7.29	7.29	4	4	4	4

V1, V4 PISO 10 Y 11

A	M	B	M	C	M	D	M	E	M	F	M	G	M	H
5.29	4	9.29	4	11.7	4	10	4	9.3	4	9.29	4	8	4	5.29
4	4	4	6	4	4	9.29	9.3	9.3	4	5.29	4	4	4	4

V2,V3 PISO 11

A	M	B	M	C	M	D	M	E	M	F	M	G	M	H
9.29	4	15.4	4	15.5	4	11.7	4	11	4	9.29	4	11.68	6	6
4	4	4	10	10	5.3	4	4	4	5.29	4	5.29	4	4	4

En la dirección X las vigas tienen una sección de 35x35.

Tabla 50. Detalle del refuerzo longitudinal y de las secciones de las columnas del modelo 1

	1-A	2-A	3-A	4-A
PISO 1 AL 3	70X35 12N6	35X70 12N6	35X70 12N6	70X35 12N6
PISO 4 AL 11	60X60 10N6	60X60 10N6	60X60 10N6	60X60 10N6

	1-B	2-B	3-B	4-B
PISO 1	70X35 12N6	35X70 12N8	35X70 12N8	70X35 12N6
PISO 2 Y 3	70X35 12N6	35X70 10N7	35X70 10N7	70X35 12N6
PISO 4 AL 11	60X60 10N6	35X60 10N6	35X60 10N6	60X60 10N6

	1-C	2-C	3-C	4-C
PISO 1	70X35 12N6	35X70 16N8	35X70 16N8	70X35 12N6
PISO 2 Y 3	70X35 12N6	35X70 12N8	35X70 12N8	70X35 12N6
PISO 4 AL 11	60X60 10N6	35X60 10N6	35X60 10N6	60X60 10N6

	1-D	2-D	3-D	4-D
PISO 1 AL 3	70X35 12N6	35X70 12N6	35X70 12N6	70X35 12N6
PISO 4 AL 11	60X60 10N6	35X60 10N6	35X60 10N6	60X60 10N6

	1-E	2-E	3-E	4-E
PISO 1 AL 3	70X35 12N6	35X70 12N6	35X70 12N6	70X35 12N6
PISO 4 AL 11	60X60 10N6	35X60 10N6	35X60 10N6	60X60 10N6

	1-F	2-F	3-F	4-F
PISO 1	70X35 12N6	35X70 16N8	35X70 16N8	70X35 12N6
PISO 2 Y 3	70X35 12N6	35X70 12N8	35X70 12N8	70X35 12N6
PISO 4 AL 11	60X60 10N6	35X60 10N6	35X60 10N6	60X60 10N6

	1-G	2-G	3-G	4-G
PISO 1 AL 3	70X35 12N6	35X70 12N8	35X70 12N8	70X35 12N6
PISO 4 AL 11	60X60 10N6	35X60 10N6	35X60 10N6	60X60 10N6

	1-H	2-H	3-H	4-H
PISO 1 AL 3	70X35 12N6	35X70 12N6	35X70 12N6	70X35 12N6
PISO 4 AL 11	60X60 10N6	60X60 10N6	60X60 10N6	60X60 10N6

		2-I	3-I	
PISO 1		35X35 8N5	35X35 8N5	
	1-J	2-J	3-J	4-J
PISO 1 Y 2	35X35 8N5	35X35 8N5	35X35 8N5	35X35 8N5

Tabla 51. Definición de los valores limites para determinar el estado de las rotulas para el modelo 1

ROTULA	ϕ_{cr}	ϕ_{yf}^*	ϕ_u
35X35 17,29/5.29	1.297E-05	0.00013819	0.00165014
35X35 13,36/5.29	1.3205E-05	0.00012255	0.00179997
35X35 12,65/5.29	1.325E-05	0.00011988	0.00182842
35X35 11,68/5.29	1.3312E-05	0.00011628	0.00186797
35X35 11,36/5.29	1.3333E-05	0.00011511	0.00188118
35X35 11,29/5.29	1.3338E-05	0.00011486	0.00188408
35X35 10,97/5.29	1.3359E-05	0.00011369	0.00189741
35X35 10/5.29	1.3424E-05	0.0001102	0.0019383
35X35 9,68/5.29	1.3446E-05	0.00010906	0.00195196
35X35 9,29/5.29	1.3473E-05	0.00010768	0.00196872
35X35 7,68/5.29	1.3587E-05	0.00010201	0.00203922
35X35 5,84/5.29	1.3723E-05	9.5543E-05	0.00212234
35X35 5,68/5.29	1.3735E-05	9.4976E-05	0.00212969
35X35 4/5.29	1.3866E-05	8.8888E-05	0.0022081
35X35 15,36/4	1.2993E-05	0.00013472	0.00179952
35X35 12,65/4	1.3158E-05	0.00012321	0.00192773
35X35 11,68/4	1.3219E-05	0.00011929	0.00197589
35X35 10,97/4	1.3265E-05	0.00011647	0.0020119
35X35 9,29/4	1.3378E-05	0.00010998	0.00209966
35X35 8/4	1.3467E-05	0.00010512	0.00216949
35X35 7,29/4	1.3518E-05	0.00010247	0.00220881
35X35 6,97/4	1.3541E-05	0.00010128	0.00222674
35X35 6/4	1.3612E-05	9.7679E-05	0.00228187
35X35 5,68/4	1.3636E-05	9.6487E-05	0.00230031
35X35 5,29/4	1.3666E-05	9.5028E-05	0.00232296
35X35 4/4	1.3765E-05	9.0113E-05	0.00239919
35X35 12,65/7,29	1.3391E-05	0.00011588	0.00172251
35X35 12,52/7,29	1.34E-05	0.00011544	0.00172668
35X35 11,68/7,29	1.3455E-05	0.00011263	0.00175381
35X35 10,97/7,29	1.3503E-05	0.00011028	0.00177701
35X35 4/7,29	1.4022E-05	8.7227E-05	0.00201753
35X35 13,36/9,29	1.3485E-05	0.00011491	0.00163025
35X35 10/9,29	1.3714E-05	0.00010453	0.00172115
35X35 9,29/9,29	1.3765E-05	0.00010236	0.00174082
VIGA AUX	1.3765E-05	0.00011056	0.00151338
30X35 9,29/4	1.3322E-05	0.00011446	0.00195377
30X35 4/4	1.3765E-05	9.1965E-05	0.00225598
30X35 7,29/4	1.3481E-05	0.00010587	0.00206362
30X35 8/4	1.3424E-05	0.00010889	0.002024

Descripción estructural del modelo 2.

Figura 67. Planta tipo modelo 2

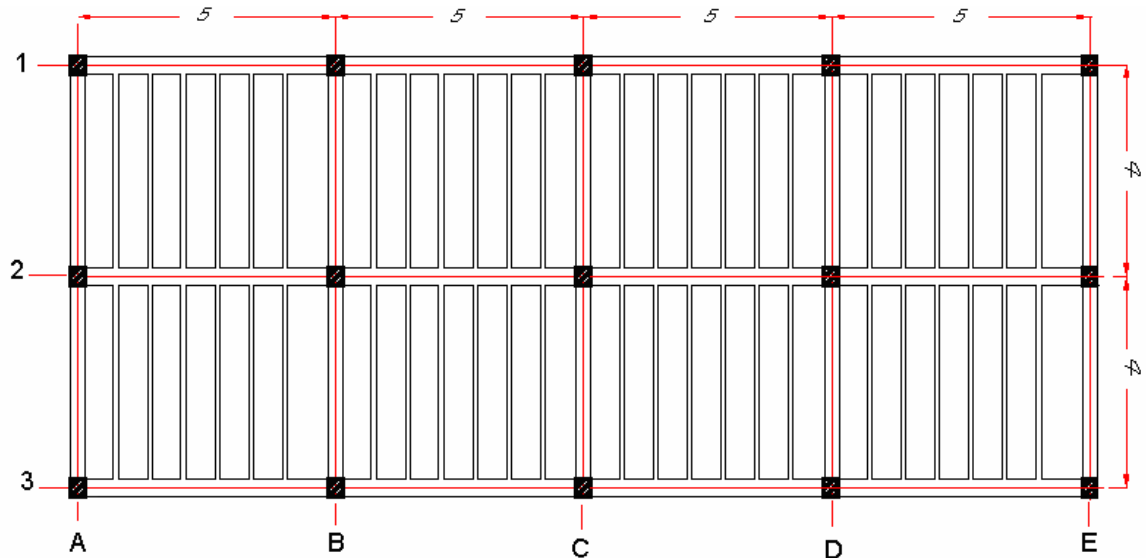


Tabla 52. Secciones y detalle del refuerzo de las vigas para el modelo 2

	Internas	Externas
Pisos 1 y 2	60X36 10.96/12.60	60X36 17.14/20.20
Pisos 3 y 4	55X31 8.65/9.95	55X31 13.53/15.94
Pisos 5 - 10	40X30 6.08/7.0	40X30 9,52/11.22

Tabla 53. Secciones y detalle del refuerzo de las columnas para el modelo 2

	Columnas
Pisos 1 y 2	37X54 20/20
Pisos 3 y 4	37X54 20/20
Pisos 5 - 10	37X54 12/12

Tabla 51. Definición de los valores límites para determinar el estado de las rotulas para el modelo 2

ROTULA	ϕ_{cr}	ϕ_{yf}^*	ϕ_u
60X36 17.14/20.20	8.11474E-06	5.35197E-05	0.00140421
60X36 10.96/12.60	8.07778E-06	5.03921E-05	0.00161677
55X31 13.53/15.94	8.8505E-06	5.91011E-05	0.00144016
55X31 8.65/9.95	8.81137E-06	5.5604E-05	0.00166377
40X30 9,52/11.22	1.2159E-05	8.59839E-05	0.0015882
40X30 6.08/7.0	1.21099E-05	8.06202E-05	0.00185721