



**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROYECTO TÉCNICO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

“ANÁLISIS DEL NIVEL DE DAÑO PARA DIFERENTES NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN PARA UNA ESTRUCTURA TÍPICA DE HORMIGÓN ARMADO.”

AUTOR: Pablo Andres Navarrete López

TUTOR: Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

AMBATO – ECUADOR

Enero – 2022

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Proyecto Técnico, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, con el tema: “**ANÁLISIS DEL NIVEL DE DAÑO PARA DIFERENTES NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN PARA UNA ESTRUCTURA TÍPICA DE HORMIGÓN ARMADO**”, elaborado por el Sr. **Pablo Andres Navarrete López**, portador de la cedula de ciudadanía: C.I 1804846663, estudiante la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente Proyecto Técnico es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

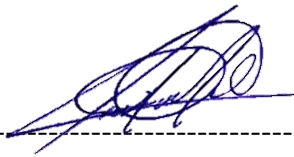
Ambato, enero 2022

Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera
TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, **Pablo Andres Navarrete López** con C.I: 1804846663, declaro que todas las actividades y contenido expuesto en el presente Proyecto Técnico con el tema: **“ANÁLISIS DEL NIVEL DE DAÑO PARA DIFERENTES NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN PARA UNA ESTRUCTURA TÍPICA DE HORMIGÓN ARMADO”**, así también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, enero 2022



Pablo Andres Navarrete López

C.I: 1804846663

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Proyecto Técnico o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en la línea patrimonial de mi Proyecto Técnico con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, enero 2022



Pablo Andres Navarrete López

C.I: 1804846663

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Proyecto Técnico, realizado por la estudiante Pablo Andres Navarrete López de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS DEL NIVEL DE DAÑO PARA DIFERENTES NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN PARA UNA ESTRUCTURA TÍPICA DE HORMIGÓN ARMADO”**.

Ambato, enero 2022

Por constancia firman:

Ing. M. Sc. Lourdes Gabriela Peñafiel Valla
Miembro Calificador

Ing. Mg. Wladimir José Ramírez Cabrera
Miembro Calificador

DEDICATORIA

Dedico este trabajo de titulación a todas las personas que formaron parte de este camino, aquellas personas que me apoyaron para lograr el título de Ingeniero Civil de manera especial a mis padres y a mi hermano, quienes han sido un ejemplo y el pilar fundamental para poder conseguir este logro y poderme superar en la vida.

Pablo A. Navarrete L.

AGRADECIMIENTO

Primero agradezco a Dios por bendecirme con la salud, fortaleza y la sabiduría para superar cada uno de los obstáculos que se me ha presentado a lo largo de mi vida y poder cumplir con este logro.

A mis padres Olguer, Mirian y mi hermano Javier, por el amor, cariño, consejos y el apoyo incondicional para lograr cumplir todas las metas propuestas y ayudarme a superar cada prueba que se me han presentado a lo largo de mi vida.

A mi novia y mejor amiga Rachel, quien es una de las personas importantes que llego a mi vida, por estar conmigo apoyándome durante toda la carrera y ayudándome a nunca rendirme hasta conseguir lo que me he propuesto.

De la misma manera mis sinceros agradecimientos a la Universidad Técnica de Ambato, Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, carrera de Ingeniería Civil, a mis docentes de la carrera por compartir sus conocimientos durante toda mi vida universitaria y ayudarme a convertirme en un profesional.

Al Ing. Mg. Carlos Navarro, por los conocimientos impartidos y asesoría para poder culminar con el presente trabajo de titulación.

Finalmente, quiero agradecer a mi familia y seres queridos que de alguna u otra manera estuvieron conmigo en momentos difíciles y me ayudaron para lograr culminar con la carrera.

Pablo A. Navarrete L.

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL	viii
INDICE DE TABLAS	xiii
INDICE DE FIGURAS	xv
RESUMEN	xviii
ABSTRACT.....	xix
CAPÍTULO I	1
MARCO TEÓRICO	1
1.1. Antecedentes investigativos.....	1
1.1.1. Antecedentes	1
1.1.2. Justificación.....	3
1.1.3. Fundamentación teórica	5
1.1.3.1 Riesgo sísmico	5
1.1.3.2 Peligrosidad sísmica	6
1.1.3.3 Peligro sísmico en Ecuador.....	7
1.1.3.4 Demanda sísmica	8
1.1.3.5 Vulnerabilidad sísmica	9
1.1.3.6 Zonificación y factor Z	10

1.1.3.7 Tipos de perfil de suelos para el diseño sísmico.....	11
1.1.3.8 Vulnerabilidad Estructural.....	13
1.1.3.9 Demanda	19
1.1.3.9.1 Nivel de amenaza sísmica.....	20
1.1.3.9.2 Espectro de demanda	20
1.1.3.9.3 Espectro de respuesta elástico.....	21
1.1.3.9.4 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	22
1.1.3.10 Niveles de desempeño	23
1.1.3.10.1 Niveles de desempeño propuesta por el Comité VISIÓN 2000	23
1.1.3.10.2 Niveles de desempeño propuestos por ATC-40	25
1.1.3.10.3 Niveles de desempeño según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)	28
1.1.3.11 Tipos de elementos en las estructuras	30
1.1.3.12 Tipo de esfuerzos en los elementos estructurales.....	31
1.1.4. Hipótesis.....	35
1.2. Objetivos.....	35
1.2.1. Objetivo general	35
1.2.2. Objetivos específicos	35
CAPÍTULO II.....	36
METODOLOGÍA.....	36
2.1 Materiales.....	36
2.2 Métodos	36
2.2.1 Plan de recolección de datos	36
2.2.2 Plan de procesamiento y análisis de información	37
2.2.2.1 Plan de procesamiento.....	37

2.2.2.2	Plan de análisis de información.....	37
2.2.3	Recolección de datos.....	38
2.2.3.1	Planos de la edificación.....	38
2.2.3.2	Ubicación	39
2.2.3.3	Características de la estructura.....	39
2.2.3.4	Estudio de materiales	40
2.2.3.4.1	Resistencia a la compresión del hormigón	40
2.2.3.4.2	Acero de refuerzo en elementos estructurales	40
2.2.3.5	Cargas gravitacionales	42
2.2.3.6	Irregularidades de la estructura	45
2.2.3.7	Carga sísmica	47
2.2.3.8	Metodologías sobre la fisuración de una estructura	49
2.2.3.8.1	Corsanego y Petrini (1990).....	50
2.2.3.8.2	Dolce et al (1994).....	54
2.2.3.8.3	Calvi et al.....	55
2.2.3.8.4	Los métodos empíricos/estadísticos	56
2.2.3.8.5	El método de Matrices de Probabilidad de Daño (MPD).....	57
2.2.3.8.6	El método del índice de vulnerabilidad (IVM).....	57
2.2.3.8.7	El método de las curvas continuas de vulnerabilidad.....	58
2.2.3.8.8	Métodos de selección	59
2.2.3.8.9	Los métodos mecánicos e híbridos.....	60
2.2.3.8.10	Método basado en el espectro de capacidad	61
2.2.3.8.11	Método basado en desplazamiento	63
2.2.3.9	Daños en el concreto por sismos.....	64
2.2.3.9.1	Fisuración.	64

2.2.3.9.2	Aplastamiento por fuerza axial.....	69
2.2.3.10	Daños en mamposterías por sismos.....	69
2.2.3.10.1	Fisuración.....	69
2.2.3.10.2	Aplastamiento	71
CAPÍTULO III.....		72
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		72
3.1	Análisis y discusión de resultados	72
3.1.1	Vulnerabilidad sísmica Método cuantitativo	72
3.1.1.1	Definición de materiales	72
3.1.1.2	Definición de secciones.....	72
3.1.1.3	Definición del espectro de respuesta sísmica.....	73
3.1.1.4	Asignación de cargas.....	77
3.1.1.5	Análisis de resultados.....	78
3.1.1.6	Niveles de amenaza sísmica.....	91
3.1.1.7	Carga gravitacional no lineal	93
3.1.1.8	Resultados del análisis estático no lineal – Pushover	99
3.1.1.9	Desempeño sísmico de elementos estructurales	105
3.1.1.10	Curva de capacidad.....	107
3.1.1.11	Evaluación del desempeño sísmico de la estructura.....	110
3.1.1.12	Factor de reducción de respuesta estructural (R)	123
3.1.1.13	Niveles de fisuración de elementos estructurales a flexión y compresión a nivel general.....	125
3.2	Verificación de la hipótesis.....	135
CAPÍTULO IV		136
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		136

4.1. Conclusiones.....	136
4.2. Recomendaciones	139
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	140
ANEXOS	144

INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	11
Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo.....	12
Tabla 3: Configuraciones estructurales recomendadas.....	14
Tabla 4: Configuraciones estructurales no recomendadas.....	15
Tabla 5: Coeficientes de irregularidad en planta.....	17
Tabla 6: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	18
Tabla 7: Niveles de amenaza sísmica.....	20
Tabla 8: Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al., 1984).....	22
Tabla 9: Factor de modificación de la respuesta elástica(FEMA, 1996).....	22
Tabla 10: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño.....	24
Tabla 11: Niveles de desempeño de las estructuras.....	27
Tabla 12: Niveles de desempeño de las estructuras.....	29
Tabla 13: Control de daño y niveles de desempeño para edificios.....	29
Tabla 14: Coordenada de la edificación.....	39
Tabla 15: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	40
Tabla 16: Peso propio de las paredes.....	43
Tabla 17: Peso propio de las paredes.....	44
Tabla 18: Irregularidades en planta.....	46
Tabla 19: Irregularidades en elevación.....	46
Tabla 20: Factores de carga sísmica y de configuración estructural.....	47
Tabla 21: Formato de la matriz de probabilidad de daño para una tipología dada.....	57
Tabla 22: Secciones y áreas de vigas y columnas.....	72
Tabla 23: Parámetros para el cálculo del periodo de vibración por el método 1.....	74
Tabla 24: Verificación del periodo fundamental de la estructura.....	78
Tabla 25: Factores de participación y verificación.....	80
Tabla 26: Masa acumulada de la estructura.....	82
Tabla 27: Validación del análisis dinámico NEC-2015 y corrección.....	82
Tabla 28: Valores de derivas inelásticas máximas de piso ΔM	84
Tabla 29: Derivas de piso por cortante dinámico.....	85
Tabla 30: Derivas de piso por cortante estático.....	88
Tabla 31: Resumen de las máximas derivas de piso.....	90
Tabla 32: Niveles de amenaza sísmica.....	91
Tabla 33: Factores de sismos.....	92
Tabla 34: Desempeño de elementos estructurales sentido X-X.....	105
Tabla 35: Desempeño de elementos estructurales sentido Y-Y.....	106
Tabla 36: Objetivos de desempeño.....	110
Tabla 37: Puntos de desempeño Sentido X.....	113
Tabla 38: Puntos de desempeño Sentido Y.....	116

Tabla 39: Niveles de desempeño esperados y calculados para el sentido X.....	120
Tabla 40: Niveles de desempeño esperados y calculados para el sentido X.....	122
Tabla 41: Fisuración en muros cortos-Rotación del muro.....	125
Tabla 42: Fisuración en muros cortos-Deslizamiento de juntas horizontales.....	126
Tabla 43: Fisuración en muros cortos-Mecanismos de tensión diagonal	126
Tabla 44: Vigas, dinteles y antepecho-Rotación de elementos de soporte	127
Tabla 45: Vigas, dinteles y antepecho-Rotación y eventual desplazamiento relativo en elementos de soporte	127
Tabla 46: Muros fuertes-Flexión, rotura de la base, desplazamiento de las juntas horizontales	128
Tabla 47: Muros fuertes-Grietas por flexión y rotura de la base	128
Tabla 48: Muros fuertes-Flexión fuera del plano del muro	129
Tabla 49: Paredes-Rotura y fisura en las esquinas.....	130
Tabla 50: Paredes-Tensión diagonal	130
Tabla 51: Paredes-Desplazamiento de las juntas horizontales.....	130
Tabla 52: Paredes-Roturas diagonal y rotura de las esquinas	131
Tabla 53: Paredes-Efectos fuera del plano del muro	131
Tabla 54: Columnas de confinamiento-Agrietamiento de la columna por falla a cortante	131
Tabla 55: Columnas de confinamiento- Falla del empalme de traslapo	132
Tabla 57: Columnas de confinamiento- Daño en la conexión viga-columna	132
Tabla 57: Muros fuertes-Flexión dúctil	132
Tabla 58: Muros fuertes-Flexión/Cortante.....	133
Tabla 59: Muros fuertes-Flexión/Deslizamiento por corte	133
Tabla 60: Muros fuertes-Flexión/Inestabilidad fuera del plano.....	133
Tabla 61: Muros fuertes-Flexión/Deslizamiento de las uniones traslapadas	134
Tabla 62: Muros débiles-Flexión/Cortante	134
Tabla 63: Muros débiles-Cortante puro	134
Tabla 64: Vigas débiles-Flexión/Cortante	134
Tabla 64: Vigas débiles- Cortante puro	135

INDICE DE FIGURAS

Figura 1: Pérdidas de vidas humanas y materiales por terremotos históricos ocurridos en América.....	1
Figura 2: Daños en edificaciones sismo 31 de enero de 1906.....	2
Figura 3: Organigrama del estudio de riesgo sísmico.....	5
Figura 4: Mapa de peligrosidad de Ecuador continental (valores de SA(1) en g) esperada para un periodo de retorno de 975 años.	7
Figura 5: (a) Fuentes sísmicas de tipo subducción. (b) Fuentes sísmicas tipo corticales .	8
Figura 6: Clases de vulnerabilidad según Hazus	9
Figura 7: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	10
Figura 8: Espectro de demanda sísmica.....	21
Figura 9: Espectro sísmico elástico de aceleraciones sismo de diseño.....	22
Figura 10: Representación de un esfuerzo de tracción	32
Figura 11: Representación de un esfuerzo de compresión	32
Figura 12: Representación de un esfuerzo de flexión.....	33
Figura 12: Representación de un esfuerzo de pandeo.....	33
Figura 12: Representación de un esfuerzo de torsión	34
Figura 15: Planta tipo.....	38
Figura 16: Ubicación de la edificación	39
Figura 17: Porcentaje y armado de viga más demanda en el eje X	41
Figura 18: Porcentaje y armado de viga más demanda en el eje Y	42
Figura 19: Corte de losa.....	43
Figura 20: Tipo de pared para cuantificación	44
Figura 21: Espectros de respuesta.....	48
Figura 22: Estructura modelada en Etabs	49
Figura 23: Escala de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini.....	51
Figura 24: Formulario de para el levantamiento de la vulnerabilidad.....	52
Figura 25: Técnicas de análisis de evaluación de la vulnerabilidad	53
Figura 26: Clasificación de las técnicas de evaluación de la vulnerabilidad (Dolce et al.)	54
Figura 27: Componentes de una evaluación de riesgo sísmico y métodos para evaluar la vulnerabilidad.....	55
Figura 28: Funciones de vulnerabilidad para diferentes valores del índice de daño	58
Figura 29:	59
Figura 30: MEC para determinar el punto de capacidad por demanda.	62
Figura 31: Módulos de HAZUS.....	62
Figura 32: Fundamentos del DDBD, simulación de la estructura en SDOF y rigidez efectiva Ke.	63

Figura 33: (a) Proceso de una fisura por flexión en viga (b) Fisuras por flexión en pared	64
Figura 34: Fisuras por cortante en paredes de concreto reforzado	65
Figura 35: (a) Proceso de una fisura por cortante en viga (b) Fisuras por cortante en columna.....	66
Figura 33: Fisuras por punzonamiento unión losa columna.....	66
Figura 37: (a) Fisura por torsión (b) Diferencias de fisuración por cortante y por torsión	67
Figura 38: Fisuración por asentamientos	67
Figura 39: Fisuración por compresión en columnas.....	68
Figura 40: Fisuración por pandeo en columnas.....	68
Figura 41: Daños en pared de concreto reforzado, (a) Aplastamiento del concreto (b) Fisuras por cortante (c) Fisuras por flexión	69
Figura 42: Proceso de fisuración por cortante, (a) Pared de mampostería confinada (b) Marco de confinamiento (c) Pared de mampostería reforzada	70
Figura 43: (a) Fisuración por fricción (b) Fisuración por tensión diagonal.....	70
Figura 44: Fisuración por flexión	71
Figura 45: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015	73
Figura 46: Aceleración espectral para el análisis de la estructura	75
Figura 47: Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015.....	77
Figura 48: Información de estado de cargas en el piso N+5.70.....	77
Figura 49: Valores del periodo para cada modo de vibración	78
Figura 50: Factores de participación.....	79
Figura 51: Primer modo de vibración.....	80
Figura 52: Segundo modo de vibración.....	81
Figura 53: Cortante basal estático vs Cortante basal dinámico sentido X.....	83
Figura 54: Cortante basal estático vs Cortante basal dinámico sentido Y.....	83
Figura 55: Derivas por cortante dinámico sentido X.....	85
Figura 56: Derivas inelásticas por cortante dinámico sentido X	86
Figura 57: Derivas por cortante dinámico sentido Y	86
Figura 58: Derivas inelásticas por cortante dinámico sentido Y	87
Figura 59: Derivas por cortante estático sentido X.....	88
Figura 60: Derivas inelásticas por cortante estático sentido X.....	89
Figura 61: Derivas por cortante estático sentido Y.....	89
Figura 62: Derivas inelásticas por cortante estático sentido Y	90
Figura 63: Curvas de peligro sísmico, Ambato	92
Figura 64: Espectro de respuesta elástico correspondiente a cada nivel de amenaza.....	93
Figura 65: Carga gravitacional no lineal.....	93
Figura 66: Patrones de carga.....	94
Figura 67: Carga sísmica en X.....	95

Figura 68: Carga sísmica en Y.....	95
Figura 69: Pushover en el sentido X.....	96
Figura 70: Control de aplicación de carga sentido X.....	97
Figura 71: Pushover en el sentido Y.....	97
Figura 72: Control de aplicación de carga sentido Y.....	98
Figura 73: Inercias agrietadas.....	98
Figura 74: Rotulas plásticas- Pushover Sentido X.....	100
Figura 75: Rotulas plásticas- Pushover Sentido X.....	100
Figura 76: Rotulas plásticas- Pushover Sentido X.....	101
Figura 77: Rotulas plásticas- Pushover Sentido X.....	101
Figura 78: Rotulas plásticas- Pushover Sentido X.....	102
Figura 79: Curva desplazamiento-cortante Sentido X-X.....	102
Figura 80: Rotulas plásticas- Pushover Sentido Y.....	103
Figura 81: Rotulas plásticas- Pushover Sentido Y.....	103
Figura 82: Rotulas plásticas- Pushover Sentido Y.....	104
Figura 83: Rotulas plásticas- Pushover Sentido Y.....	104
Figura 84: Curva desplazamiento-cortante Sentido Y-Y.....	105
Figura 85: Curva de capacidad.....	107
Figura 86: Representación bilineal de la curva de capacidad.....	108
Figura 87: Representación bilineal de la curva de capacidad en el sentido X.....	109
Figura 88: Representación bilineal de la curva de capacidad en el sentido Y.....	109
Figura 89: Matriz entre nivel de desempeño sísmico y nivel de diseño de sismo.....	111
Figura 90: Relación entre nivel de desempeño sísmico y nivel de diseño de sismo.....	112
Figura 91: Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva de capacidad.....	112
Figura 92: Punto de desempeño – Sismo Frecuente (Menor) Sentido X.....	114
Figura 93: Punto de desempeño – Sismo Ocasional (Moderado) Sentido X.....	114
Figura 94: Punto de desempeño – Sismo Raro (Severo) Sentido X.....	115
Figura 95: Punto de desempeño – Sismo Muy raro (Extremo) Sentido X.....	115
Figura 96: Punto de desempeño – Sismo Frecuente (Menor) Sentido Y.....	116
Figura 97: Punto de desempeño – Sismo Ocasional (Moderado) Sentido Y.....	117
Figura 98: Punto de desempeño – Sismo Raro (Severo) Sentido Y.....	118
Figura 99: Punto de desempeño – Sismo Muy raro (Extremo) Sentido X.....	118
Figura 100: Desempeño sísmico en Sentido X según FEMA 440.....	119
Figura 101: Desempeño sísmico en Sentido X según FEMA 440.....	121
Figura 102: Ubicación de los puntos de cedencia y máximo Sentido X.....	123
Figura 103: Ubicación de los puntos de cedencia y máximo Sentido Y.....	124

RESUMEN

Una de las metodologías es la presentada por el Comité Visión 2000 en la misma que nos presenta los diferentes objetivos de desempeño y los propuestos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, con el objetivo de verificar el nivel de desempeño de una estructura a través del análisis no lineal. Para el análisis de la estructura se utilizó los parámetros más relevantes como son irregularidad de planta y elevación, sistema estructural y el tipo de suelo.

Con toda la información obtenida de la estructura y las diferentes metodologías, se realizó el análisis lineal y no lineal para verificar los parámetros fundamentales de la estructura y de los diferentes elementos estructurales, los mismos que cumple con lo especificado en la norma.

Con los resultados de las dos metodologías aplicadas en el análisis, se verificó el nivel de desempeño de la estructura de acuerdo a los objetivos presentes en la Visión 2000 relacionándolos con los niveles de desempeño presentes en la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con lo cual se estableció que la estructura típica de hormigón armado no cumple con los objetivos y presenta graves problemas de vulnerabilidad sísmica.

Finalmente, se realizó una clasificación de la fisuración en los elementos sometidos a flexión y compresión en forma general presentes en una estructura que se dió mediante la recopilación de información obtenido de estudios anteriores comparándolos con los resultados obtenidos en los análisis lineal y no lineal de la estructura.

Palabras claves: Nivel de desempeño, Hormigón armado, Análisis no lineal, Análisis lineal, Niveles de amenaza sísmica.

ABSTRACT

One of the methodologies presented by the Vision 2000 Committee presents the different performance objectives and those proposed by the Ecuadorian Construction Standard NEC 2015, with the objective of verifying the performance level of a structure through nonlinear analysis. For the analysis of the structure we used the most relevant parameters such as irregularity of plan and elevation, structural system and soil type.

With all the information obtained from the structure and the different methodologies, the linear and nonlinear analysis was performed to verify the fundamental parameters of the structure and the different structural elements, which comply with the specifications of the standard.

With the results of the two methodologies applied in the analysis, the performance level of the structure was verified according to the objectives present in the Vision 2000 and related to the performance levels present in the Ecuadorian Construction Standard, with which it was established that the typical reinforced concrete structure does not meet the objectives and presents serious seismic vulnerability problems.

Finally, a classification of the cracking in the elements subjected to bending and compression in a general way present in a structure was made by compiling information obtained from previous studies and comparing them with the results obtained in the linear and nonlinear analysis of the structure.

Keywords: Performance level, Reinforced concrete, Nonlinear analysis, Linear analysis, Seismic hazard levels.

CAPÍTULO I

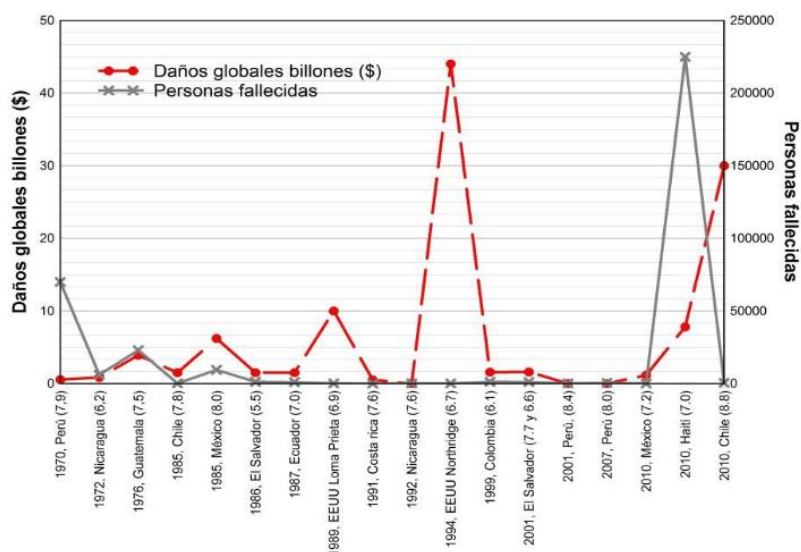
MARCO TEÓRICO

1.1. Antecedentes investigativos

1.1.1. Antecedentes

Los sismos de los siglos XX y XXI han causado aproximadamente unos 1,8 trillones de dólares en daños globales. Estos daños en edificios ocasionados por sismos históricos evidencian la vulnerabilidad en las construcciones tradicionales de las poblaciones, tales como la construcción con mampostería, adobe y concreto armado de mala calidad. Así mismo, es notable que un número considerable de estas edificaciones dañadas por sismos fueron proyectadas con normas y técnicas constructivas vigentes para la época. Este comportamiento deficiente en viviendas y edificios es lo que ocasiona pérdidas de vidas humanas, materiales y los daños económicos que en el primer caso es irreparable. Con el fin de acentuar lo expuesto, se presenta en la Figura 1, los sismos históricos ocurridos en los últimos 40 años en América y los daños globales ocasionados. Esos aspectos considerados, muestran que el aumento poblacional, combinado con el desarrollo del país y las buenas practicas constructivas, permitirá una disminución de la vulnerabilidad y por ende la preservación de la vida y la protección de los activos financieros.

Figura 1: Pérdidas de vidas humanas y materiales por terremotos históricos ocurridos en América



Fuente: Revista “Ingeniería y Sociedad UC”

La existencia continua de catástrofes ocurridas por eventos naturales como los terremotos, han iniciado formulaciones de metodologías o modelos de estimación de pérdidas de daños por terremoto de zonas urbanas, que logran predecir el impacto económico de futuros terremotos, y, además, la mitigación del riesgo poblacional. La aplicación de estos modelos de pérdidas a un entorno edificado o líneas vitales de servicio son de importancia para las autoridades nacionales en cuanto a la planificación de respuesta de emergencia y desastres. Asimismo, pueden reajustar los códigos sísmicos para el proyecto de nuevos edificios y aplicarse para proyectar sistemas de reforzamiento mediante la realización de estudios costo/beneficio para diferentes tipos de intervención estructural.

Tomando como evidencia los sismos; Chile, 22 de mayo de 1960 con una magnitud de 9.5, el 13 de agosto de 1868 con una magnitud de 9, el 27 de febrero de 2010 con una magnitud de 8.8 y en Ecuador, 31 de enero de 1906 con una magnitud de 8.8, que se encuentra entre los más fuertes presentados en América Latina.

Figura 2: Daños en edificaciones sismo 31 de enero de 1906



Fuente: Revista “Tendencias”

Nos deja claro que la ocurrencia de los fenómenos sísmicos es inevitable debido a su naturaleza física, esto con lleva a realizar mejoras que optimicen el comportamiento sismo-resistente de las estructuras nuevas y reforzamiento de las existentes, de tal forma, que permita mitigar las pérdidas producidas por los terremotos en el momento que

ocurren. De aquí la necesidad apremiada de los estudios de vulnerabilidad y riesgo sísmico, a fin de realizar planes de mitigación de futuros desastres naturales. [1]

1.1.2. Justificación

El fenómeno sísmico representa una de las manifestaciones más impactantes de la naturaleza. Las pérdidas de vidas humanas y la destrucción de las infraestructuras creadas por el hombre, demuestran el potencial devastador de este fenómeno. Así pues, la investigación del comportamiento de las estructuras frente a la acción sísmica, representa un objetivo permanente de la ingeniería sísmica.

Las últimas catástrofes sísmicas han puesto en evidencia, una vez más, el mal funcionamiento de las estructuras existentes, y la necesidad de intervenir todas aquellas estructuras que han sido diseñadas con criterios inadecuados y que han sido construidas antes de la aparición de los códigos de diseño. El avance significativo en nuevos criterios de diseño sísmo resistente, debe ser extendido a todas las estructuras existentes, para ello, es indispensable identificar su grado de vulnerabilidad sísmica. De igual forma, es necesario comprobar que las nuevas filosofías de diseño, proporcionen estructuras resistentes que permiten preservar las vidas humanas y que cumplen con los objetivos básicos de las normativas para los movimientos sísmicos de diseño considerados. De esta forma, se avanza en el campo preventivo, evitando catástrofes que dejan como resultado pérdidas incalculables e inaceptables tanto desde el punto de vista social como económico. [2]

Ecuador se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo que su actividad sísmica es alta, incluyendo eventos tales como el de 1906, que alcanzó una magnitud de 8.8 con epicentro en el océano Pacífico y frente a la frontera Ecuador-Colombia. Este es uno de los sismos más grandes registrados en el mundo y tiene la misma magnitud del terremoto de Chile del 27 de febrero de 2010; así mismo el sismo de Bahía de Caráquez en agosto de 1997 con una magnitud de 7.1, que dejó en evidencia ciertos problemas relacionados al diseño sísmo resistente en el Ecuador, en esta nación no han existido eventos catastróficos en más de un siglo, lo que ha provocado que no se le preste la atención debida a esta problemática. Si bien es cierto, existe una Norma Ecuatoriana de la Construcción, también lo es el hecho que los estudios acerca del tema en el país son

escasos. [3]

Por ello la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo NEC-SE-DS (Diseño sísmico resistente) presenta 6 zonas sísmicas para Ecuador, en donde el peligro sísmico varía entre intermedia con una aceleración máxima de 0.15 hasta muy alta que tiene un valor igual o mayor a 0.5, presente en la zona litoral. En la presente investigación se toma como ubicación referencial Ambato, ya que se encuentra ubicada en la zona sísmica alta con un valor de aceleración máxima (Z) de 0.4, lo cual se puede apreciar en el mapa de zonificación sísmica para diseño que proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años. [4]

Hablando de sismicidad en la ciudad de Ambato, tenemos el sismo del 5 de agosto de 1949, conocido como Terremoto de Ambato o Pelileo, tuvo un alto potencial destructivo debido a la generación de grandes deslizamientos por efectos de sitio en la localidad de Pelileo. El terremoto ocurrió a las 14h08 (tiempo local) y su epicentro, de acuerdo a las últimas investigaciones, se ubica en una falla al sur del Nido Sísmico de Pisayambo, aproximadamente a 20 km nororiente de Pelileo. La magnitud calculada en función de las intensidades generadas es de 6.8 con una profundidad menor a 15 km. [5]. La magnitud del sismo fue estimada en base a intensidad sísmica en la escala de Mercalli que tiene un tope de XII ha sido sobre estimada en una buena parte de sismos no solo de Ecuador sino de otros países latinoamericanos. [6]

Desafortunadamente, la actividad sísmica además de las víctimas mortales que provocan, causan cuantiosos daños materiales y dejan a miles de personas damnificadas. Estos desastres dejan en evidencia que la evaluación del nivel de daño no se ha aplicado en estas zonas, para evitar o en los mejor de los casos mitigar estas pérdidas, a pesar del gran avance que se tiene de ellos.

La evaluación del nivel de daño, supone el desarrollo de metodologías que puedan ser utilizadas de acuerdo a la información disponible en cada zona, lo cual, está estrechamente relacionado con el nivel de actividad sísmica. Adicionalmente, las metodologías deben considerar las incertidumbres en los parámetros sísmicos y estructurales, tanto para la definición del modelo de reacción sísmica como para el modelo utilizado para representar el comportamiento de la estructura, debido a la gran sensibilidad de los métodos ante estas variaciones. [2]

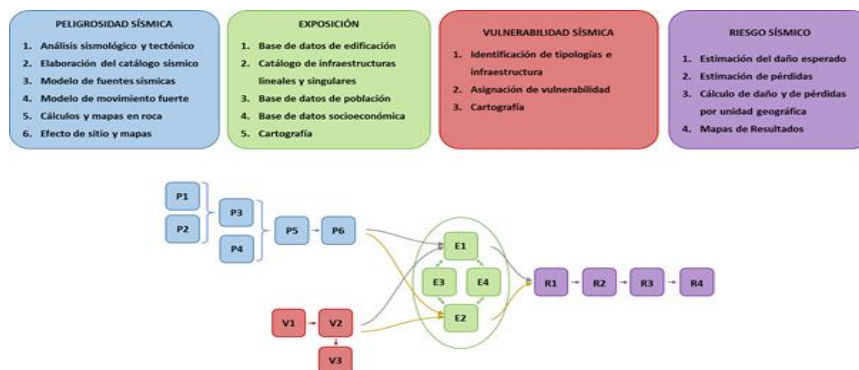
Esta evaluación se puede realizar de diferentes maneras. Una de ellas es en forma cualitativa, en la cual se establecen diferentes niveles de daño o a través de la definición de localización probable de un daño específico en una estructura. Esta forma se basa fundamentalmente en la observación e identificación de daños ocasionados por la ocurrencia de alguna acción como por ejemplo un sismo de determinadas características. Este procedimiento se empezó a usar hace algunos años y sigue siendo una forma viable de obtener datos reales de daño. Con el desarrollo significativo de modelos de daño de los elementos estructurales, se ha podido evaluar el daño en forma cuantitativa, basándose en algunos parámetros de respuesta estructural como, por ejemplo, las distorsiones de piso, las deformaciones de los elementos a nivel de sección transversal y de miembro, demandas de ductilidad, de rigidez, cantidad de energía disipada, cortante de entrepiso, etc. Para medir estos parámetros se utilizan funcionales, como una medida representativa de la degradación estructural denominados indicadores de daño. Estos indicadores pueden ser a nivel de cada elemento (indicador de daño local), o a nivel de la estructura. [7]

1.1.3. Fundamentación teórica

1.1.3.1 Riesgo sísmico

Se define como riesgo sísmico la convolución de un factor de peligrosidad, que expresa el movimiento sísmico del suelo esperado por sismos futuros, un factor de vulnerabilidad que indica la capacidad de resistencia de una estructura al movimiento sísmico, un factor de exposición, que se refiere a la distribución de personas, bienes y servicios sometidos a riesgo, y finalmente un factor de coste que representa las pérdidas económicas asociadas al terremoto. Por tanto, el estudio del riesgo sísmico consistirá en evaluar cada uno de estos factores y la interrelación entre los mismos. [8]

Figura 3: Organigrama del estudio de riesgo sísmico.



Fuente: Sitio Web “Geo Alerta”

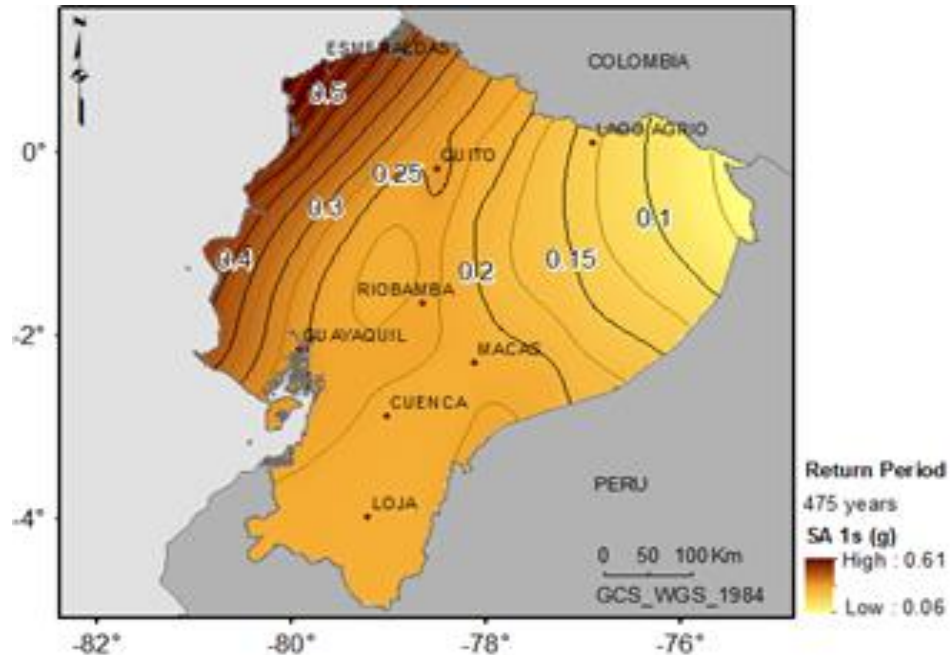
1.1.3.2 Peligrosidad sísmica

- Es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto, como pueden ser el movimiento mismo del terreno, así como la licuefacción, los deslizamientos de tierra, inundaciones, ruptura de fallas, etc., a los que llamaremos efectos colaterales de un terremoto. El tamaño y localización de estos efectos colaterales dependerán de diversos factores, principalmente de las características geológicas y geotécnicas del lugar, pero indudablemente de las características del terremoto (hipocentro, mecanismo, intensidad, magnitud, duración, contenido frecuencia, etc.). [9]
- Se define como la probabilidad de que el valor de un cierto parámetro que mide el movimiento del suelo (por ejemplo, aceleración, intensidad, etc.) sea superado en un determinado periodo de tiempo, también llamado periodo de exposición. Por ejemplo, equivaldría a decir que hay una probabilidad de 10% de que no se produzca un terremoto de intensidad superior a grado VII (MSK), o bien que la probabilidad anual de que ocurra un terremoto de las mismas características es de 0.2%. [10]
- Para el cálculo de la peligrosidad sísmica, se integrará la acción de las diferentes zonas y/o fallas, cada una con su patrón de sismicidad, y considerando los modelos de movimiento fuerte del terreno identificados previamente, lo que dará como resultado una curva de peligrosidad en cada punto de una malla definida cubriendo el territorio estudiado, que reflejará los valores del parámetro elegido (generalmente PGA o SA (T)), en función de las probabilidades asociadas. El cálculo se efectuará inicialmente considerando emplazamientos genéricos en roca, y aplicando la metodología probabilista PSHA (Probabilística Seismic Hazard Assessment) que permite cuantificar las incertidumbres asociadas a diferentes modelos de zonificación, atenuación, etc., mediante el empleo de un árbol lógico cuyos nodos y ramas representan distintas opciones alternativas del proceso de cálculo. [8]

Con estos resultados se podrán elaborar mapas de peligrosidad, que representan los valores de los parámetros de movimiento en condiciones genéricas de roca para un periodo de retorno determinado. La siguiente figura es un ejemplo de mapa de

peligrosidad en roca extraído de Parra et al. (2016), donde se muestra la aceleración espectral de periodo largo (1 segundo) esperada para un periodo de retorno de 975 años. [8]

Figura 4: Mapa de peligrosidad de Ecuador continental (valores de SA(1) en g) esperada para un periodo de retorno de 975 años.



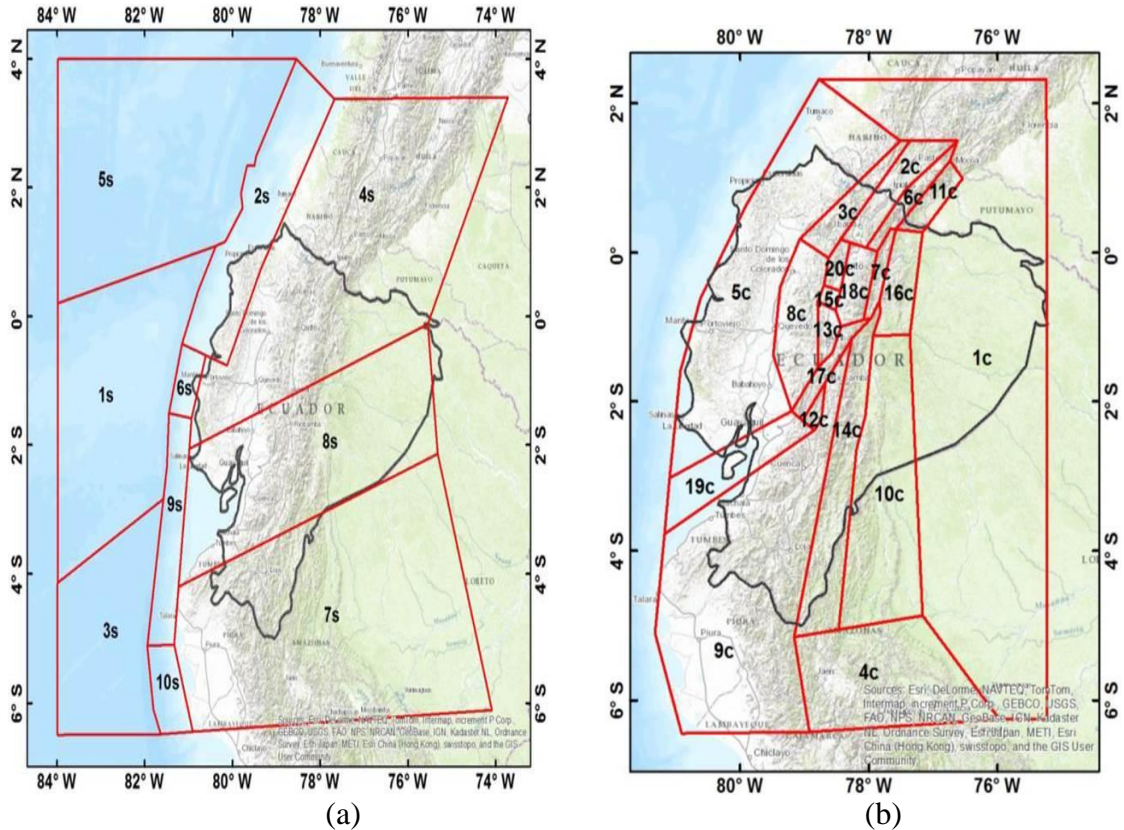
Fuente: Sitio Web “Geo Alerta”

1.1.3.3 Peligro sísmico en Ecuador

El peligro sísmico en Ecuador está regido principalmente por dos tipos de fuentes sísmicas: subducción (interplaca e intraplaca), y de tipo corticales (superficiales). En cada una de estas fuentes se lleva a cabo un proceso de acumulación y liberación de energía independiente del que ocurre en las demás fuentes. Los sismos *interplaca* (profundidad < 40 km) corresponden a los sismos que se generan por el roce entre la placa de Nazca que subduce bajo la placa Sudamericana a lo largo de su zona de convergencia. Los sismos *intraplaca* (profundidad entre 40 y 300 km) corresponden a los sismos de falla normal de profundidad intermedia, localizados dentro de la placa oceánica de Nazca que subduce bajo la placa continental Sudamericana. Los sismos *corticales* (profundidad < 40 km)

corresponden a los sismos someros que ocurren dentro de la placa Sudamericana. [3]

Figura 5: (a) Fuentes sísmicas de tipo subducción. (b) Fuentes sísmicas tipo corticales



Fuente: P. Quinde y E. Reinoso, Estudio de Peligro Sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca

1.1.3.4 Demanda sísmica

Se podría definir al peligro o amenaza sísmica como la probabilidad de que en un sitio de interés se excedan ciertos valores de intensidad en un lapso dado; es decir, conocer la frecuencia y severidad de los posibles eventos. [3]

Debido a que las incertidumbres para predecir la ocurrencia de un evento sísmico son muy elevadas, y no se cuenta con un catálogo lo suficientemente extenso y completo como para predecir con precisión la ocurrencia de un evento sísmico con cierta magnitud, se realizó un análisis probabilístico de amenaza sísmica (PSHA, por sus siglas en inglés). [3]

La ventaja de este modelo de análisis probabilista, es que el estudio no se centra en un solo evento "crítico" y, por el contrario, involucra las incertidumbres (distancia, magnitud, entre otros) en la predicción de los niveles de intensidades sísmicas. Este análisis considera todos los eventos posibles, incluyendo la probabilidad de ocurrencia de cada uno de ellos. Si bien el PSHA incrementa la complejidad en los cálculos, también anexa herramientas de las cuales se pueden controlar y justificar, de una mejor manera, los resultados de peligro sísmico. [3]

1.1.3.5 Vulnerabilidad sísmica

Se define como la mayor o menor capacidad de un elemento expuesto de experimentar (o de resistir) un determinado nivel de daño ante la sacudida sísmica. Por tanto, la estimación de la vulnerabilidad sísmica exige conocer, por un lado, las características del elemento expuesto y su respuesta ante un movimiento sísmico (fundamentalmente una sacudida horizontal), y por otro, precisamente conocer el movimiento del suelo que afecta a dicho elemento. En el caso de que los elementos expuestos sean edificios o infraestructuras, la estimación de la vulnerabilidad sísmica se realiza comúnmente en dos pasos: la identificación de tipologías y la asignación de clases de vulnerabilidad sísmica. [8]

Figura 6: Clases de vulnerabilidad según Hazus

No.	VULNERABILIDAD	DESCRIPCIÓN (HAZUS, 2003)	NÚMERO DE PISOS
1	C1L	Estructuras de hormigón armado con capacidad momento.	1 - 3
2	C1M		4 - 7
3	C3H	Edificios de estructura de hormigón con paredes de mampostería sin reforzar.	8 +
4	S1L	Marcos de acero con momento.	1 - 3
5	S1M		4 - 7
6	S3	Marcos de acero liviano.	Todos
7	S4H	Marcos de acero con muros de corte de hormigón vaciado en situ.	8 +
8	URML	Mampostería de muros de carga no reforzada.	1 - 2
9	URMM		3 +
10	W1	Marcos de madera liviana.	1 - 2
11	W2	Marcos de madera de superficie mayor a 465 m ² .	Todos

Fuente: FEMA 2003, Sitio Web "Ge Alerta"

Daños en la edificación

Se puede clasificar el daño en dos categorías:

Daño estructural: Este tipo de daño es el más importante por lo que puede ocasionar que la estructura colapse o que tenga un alto costo de reparación. El daño estructural, está en función del comportamiento de los elementos estructurales tales son las columnas, vigas, muros, losas, cimentación, esto depende de las cargas actuantes, la configuración y los materiales que lo conforman. [9]

Daño no estructural: Este tipo de daño no genera un peligro en el comportamiento de la estructura, pero causa un elevado incremento en las pérdidas económicas; se detecta generalmente en elementos que no son parte del sistema que resiste las cargas, estos son muros de mampostería, paneles, ventanales, etc. [9]

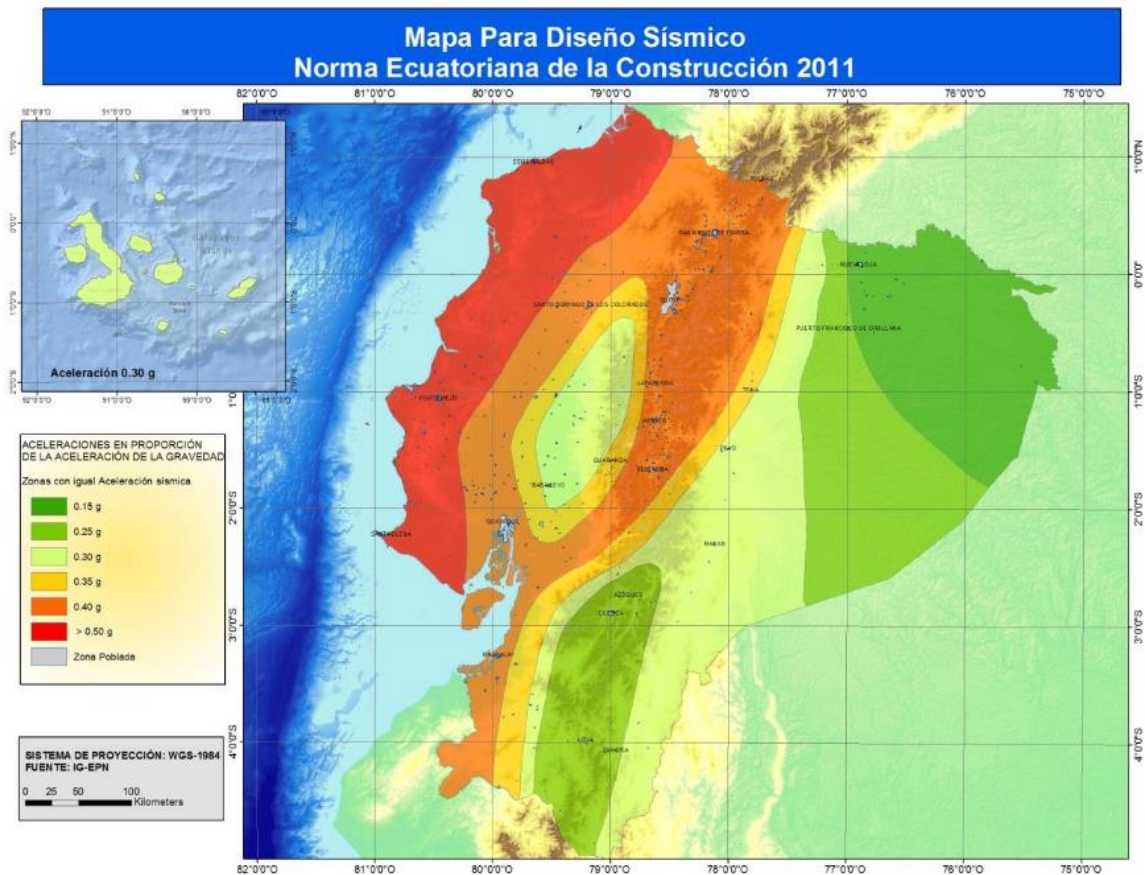
1.1.3.6 Zonificación y factor Z

La zonificación sísmica consiste en dividir una región en zonas, en cada una de ellas se especifican los parámetros constantes de diseño sísmico. Las leyes de atenuación reflejan la propagación de las ondas sísmicas en la roca de la corteza. El movimiento del terreno en un sitio dado puede diferir radicalmente del que se tiene en la roca base, debido a alteraciones de las ondas causadas por efectos geológicos, topográficos y de rigidez del subsuelo. La importancia de estas alteraciones, llamadas en términos generales efectos locales, ha sido considerada cada vez más en los años recientes y ha conducido a la necesidad de realizar estudios de microzonificación de las áreas de asentamientos humanos, para detectar aquellas zonas que presentan problemas especiales.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), ha dividido la región en seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo el mapa de la siguiente figura. [4]

Figura 7: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona

Z



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. [4]. Como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 1: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.3.7 Tipos de perfil de suelos para el diseño sísmico

La Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-2015 clasifica el tipo de suelo en base a la velocidad de onda de corte y también permite saber si las velocidades se amplifican a lo largo del suelo, por lo que es importante al momento de realizar el diseño de la estructura ya que podrían causar daños estructurales considerables en las edificaciones y viviendas. [11]

En la siguiente tabla se muestra la clasificación del suelo, de acuerdo a los 30 m superiores del perfil para los para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciables deben subdividirse, asignándoles un subíndice i que vas desde 1 en la superficie, hasta n en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$
E	Perfil que cumplan el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfiles que contiene un espesor total H mayor	$IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$

	de 3 m de arcillas blandas	
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2- Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75).	
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m).	
	F5- Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6- Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.3.8 Vulnerabilidad Estructural

Se define como el comportamiento que presentan los elementos o componentes estructurales ante un sismo ocasionando daños, generando el deterioro físico de los componentes que forman el sistema resistente de la edificación, esto incluye columnas, vigas, cimientos, muros portantes y diafragmas. El daño estructural que sufrirá una edificación está relacionado con las características de los elementos estructurales, la configuración, la calidad de los materiales empleados y las cargas actuantes. [2]

La Norma Ecuatoriana de la Construcción recomienda que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico.

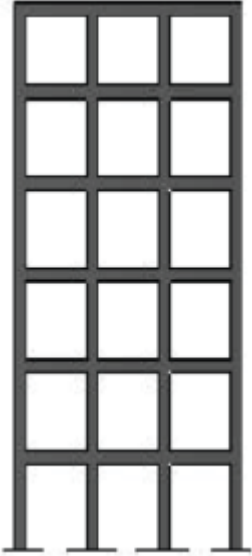
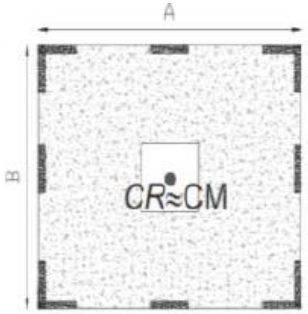
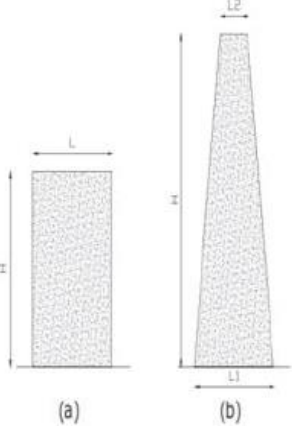
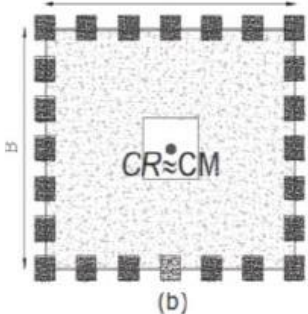
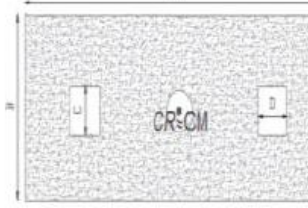
Configuración estructural

Se define como la distribución de los elementos y del sistema estructural de la edificación en forma horizontal y vertical. Mientras la configuración estructural de una edificación sea más compleja, mayor será el daño que reciba bajo la acción de un sismo severo. [12]

Configuraciones recomendables

Para tener un apropiado desempeño sísmico se debe tener en cuenta que las configuraciones de las estructuras sean simples y regulares como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3: Configuraciones estructurales recomendadas

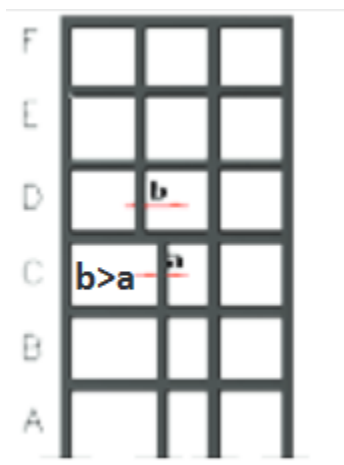
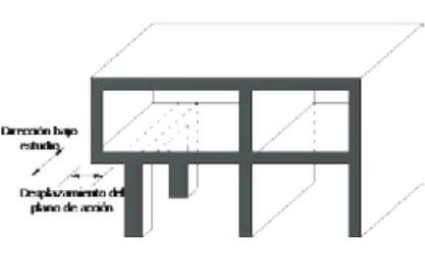
Configuración en elevación $\phi_{Ei}=1$		Configuración en planta $\phi_{Pi}=1$	
<p>La altura de entrepiso y configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei}=1$</p>		<p>La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa $\phi_{Ei}=1$</p>	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei}=1$</p>	 <p>(a) (b)</p>		 <p>(b)</p>
			 <p>(c)</p>



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Configuraciones más complejas

Con la finalidad de evitar acumulaciones de daños en diversos componentes a causa del deterioro de la ductilidad global de la estructura se debe evitar en su configuración los cambios abruptos de rigidez y resistencia, en la siguiente tabla se muestran las configuraciones que no se recomiendan en las estructuras. [12]

Tabla 4: Configuraciones estructurales no recomendadas

Irregularidades en elevación		Irregularidades en planta
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 

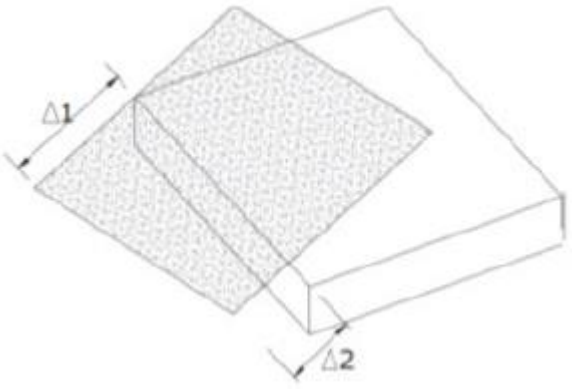
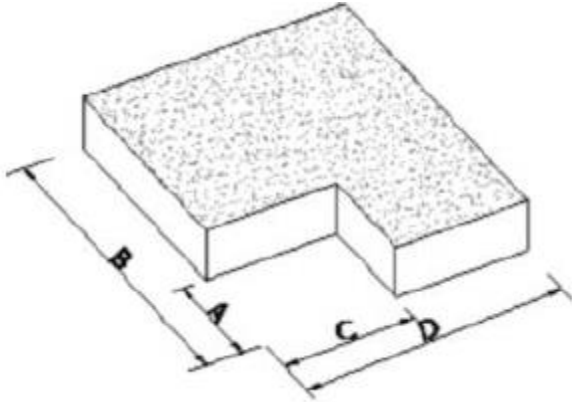
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada)</p>		
<p>Columna corta</p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

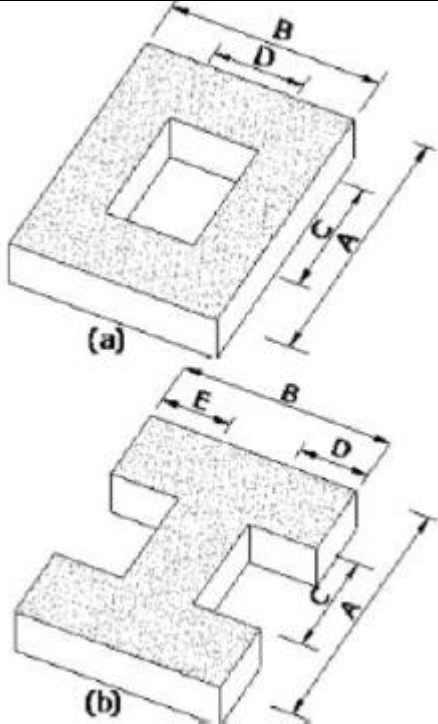
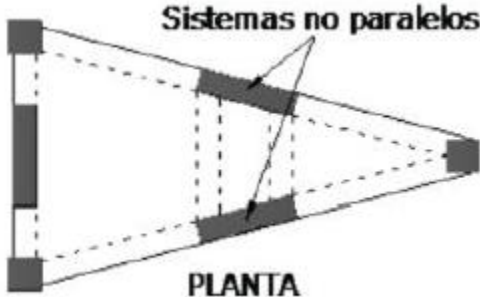
Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

En las siguientes tablas podemos identificar las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades. [12]

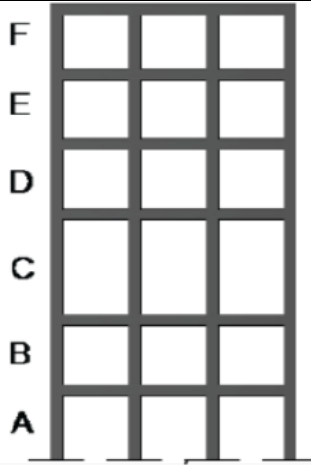
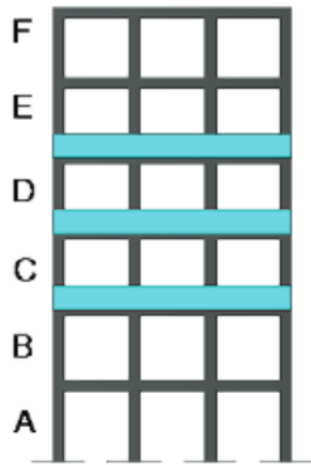
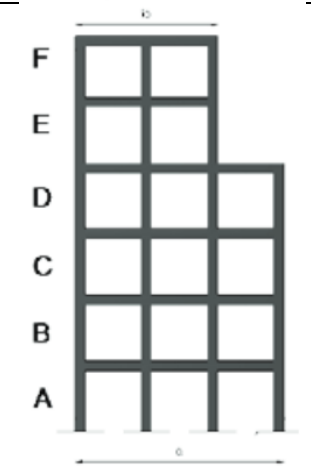
Tabla 5: Coeficientes de irregularidad en planta

<p>Tipo 1.- Irregularidad torsional $\phi_{Pi}=0.9$</p> $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2.- Retrocesos en las esquinas $\phi_{Pi}=0.9$</p> $A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$ <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante es una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	

<p>Tipo 3.- Discontinuidades en el sistema de piso $\phi P_i=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$ La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más o menos 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4.- Ejes estructurales no paralelos $\phi P_i=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Tabla 6: Coeficientes de irregularidad en elevación

<p>Tipo 1.- Piso flexible $\phi E_i = 0.9$ <i>Rigidez</i> $K_C < 0.70$ <i>Rigidez</i> K_D</p> $Rigidez < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$ <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2.- Distribución de masa $\phi E_i = 0.9$</p> $m_D > 1.50 m_E$ $m_D > 1.50 m_C$ <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3.- Irregularidad geométrica $\phi P_i = 0.9$</p> $a > 1.3b$ <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.3.9 Demanda

Utilizamos este término para referirse a la amenaza o peligrosidad con el fin de hacer

referencia a una probabilidad de una determinada zona y periodo de tiempo se iguale o supere un movimiento de suelo debido a una acción sísmica. La demanda tiene que ver directamente con la acción sísmica frecuente en la zona de estudio donde se encuentra el edificio. Por ello, y como veremos en este apartado, algunos parámetros varían teniendo en cuenta la localización, tipo de terreno o normativas de estudio. [13]

Anteriormente, las escalas de intensidad eran las únicas que nos permitían poder realizar un estudio de daño sísmico. Sin embargo, la acción del terremoto se definía a través de un solo parámetro que resultaba ser insuficiente. Con la mejora de la tecnología, la implementación de nuevas técnicas y estaciones de registro de sismos se implementó el uso de otros parámetros como la aceleración pico (PGA). [13]

Por otro lado, estos espectros de respuesta sirven para modelar grandes infraestructuras o edificios que requieren un tratamiento sísmico especial. Con la implementación de los códigos de diseño sismo resistente se adopta la utilización de los espectros de respuesta para la evaluación de resistencia sísmica de los edificios de estudio. [13]

1.1.3.9.1 Nivel de amenaza sísmica

La Norma Ecuatoriana de la Construcción, establece 4 niveles de amenaza sísmica, los cuales se clasifican de acuerdo según el nivel de peligro cada uno con sus respectivos periodos de retorno. Se muestra en la siguiente tabla [4]

Tabla 7: Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2500	0.00040

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.3.9.2 Espectro de demanda

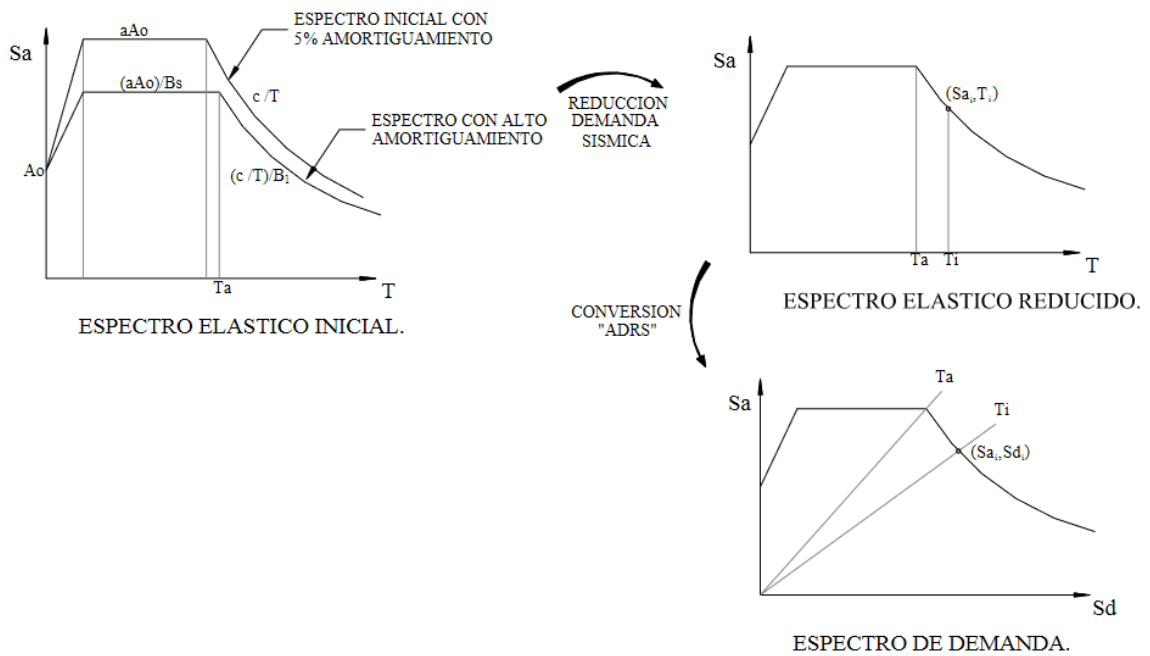
El espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de

amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudoespectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento. [14]
 El espectro de respuesta que representa la demanda, también se puede graficar en el formato ADRS. Para poder compartir un espectro de respuesta estándar de valores S_{ai} , T_i , a un formato equivalente S_{ai} , S_{di} , se calculará para cada desplazamiento espectral con las siguientes expresiones

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} S_a T^2$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

Figura 8: Espectro de demanda sísmica



Fuente: Safina Melone Salvador, Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales

1.1.3.9.3 Espectro de respuesta elástico

El espectro de respuesta elástico debe ser ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. Para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en este caso, la demanda sísmica inicial debe ser

reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo. [14]En las siguientes tablas se muestra valores de amortiguamiento y factores de modificación de la respuesta elástica de acuerdo a dos autores

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

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

Fuente: Safina Melone Salvador, Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales

Tabla 9: Factor de modificación de la respuesta elástica(FEMA, 1996)

Factor de amortiguamiento	Factor Bs (Rango de cortos periodos)	Factor B1 (Rango de largos periodos)
≤ 2%	0.8	0.8
5%	1.0	1.0
10%	1.3	1.2
20%	1.8	1.5
30%	2.3	1.7
40%	2.7	1.9
≥ 50%	3.0	2.0

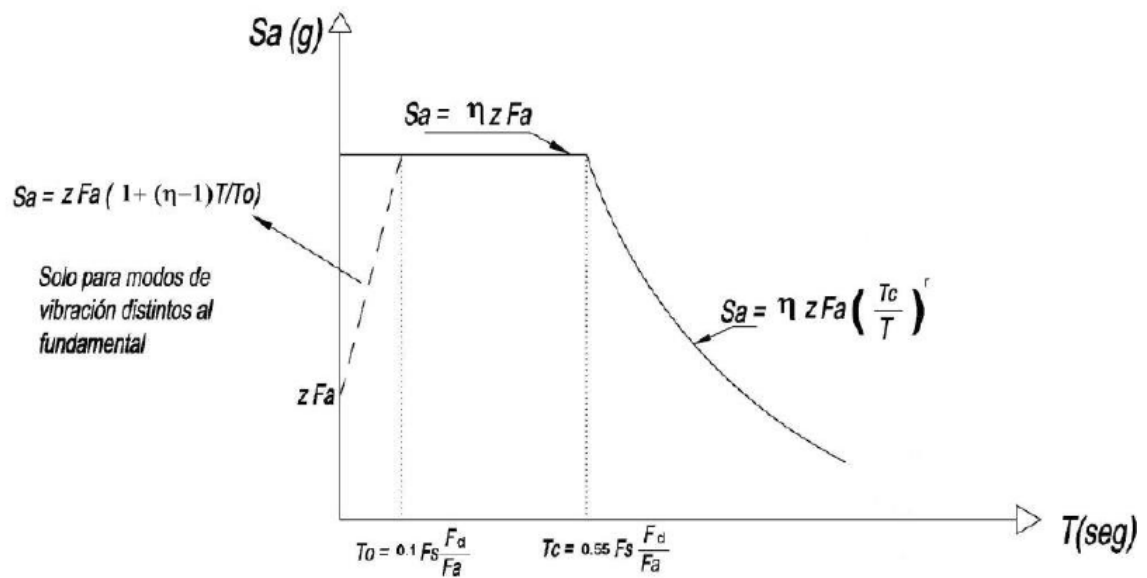
Fuente: Safina Melone Salvador, Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales

1.1.3.9.4 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección de peligro sísmico, muestra el cálculo de respuesta elástico de aceleraciones S_a , que esta expresado como una porción de la aceleración de la gravedad, para determinar dicho espectro consideramos

- Factor de zona sísmica Z
- Tipo de suelo del lugar donde se encuentra la estructura
- Los valores de los coeficientes de amplificación F_a , F_d , F_s

Figura 9: Espectro sísmico elástico de aceleraciones sismo de diseño



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.1.3.10 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. [15]

1.1.3.10.1 Niveles de desempeño propuesta por el Comité VISIÓN 2000

El Comité VISIÓN 2000 define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes indicadores:

- Totalmente operacional:** Corresponde a un nivel en el cual no se ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente 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. [15]
- Operacional:** En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la

estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores. [15]

- **Seguridad:** Está asociada a la ocurrencia de daños moderado en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico. [15]
- **Próximo al colapso:** La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico. [15]

En el informe presentado por el comité VISIÓN 2000, se incluye una descripción de los niveles permisibles de daño asociados a cada uno de los cuatro niveles de desempeño para varios sistemas y subsistemas del edificio, la siguiente tabla resume las características asociadas a estos niveles de desempeño

Tabla 10: Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas

		laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: SEAOC Visión 2000, Committee 1995

1.1.3.10.2 Niveles de desempeño propuestos por ATC-40

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

- **Niveles para los elementos estructurales**

Se definen tres estados de daño o niveles. Estos niveles pueden ser utilizados para criterios técnicos en procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. En la clasificación se establecen dos rangos intermedios: Daño controlado y seguridad limitada. Estos rangos intermedios permiten de una forma más adecuada y útil evaluar el nivel de daño de la estructura. Eso es de gran utilidad en el caso de ser necesario un reforzamiento de la estructura. [15]

Ocupación inmediata, SP-1: Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad. [15]

Daño controlado, SP-2: Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que estos puedan verse afectados. [15]

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

cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.

Seguridad limitada, SP-4: Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad. [15]

Estabilidad estructural, SP-5: Este nivel corresponde al estado de daño limite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdidas de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables. [15]

No considerado, SP-6: Este no es un nivel de desempeño, per es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento. [15]

- **Niveles para los elementos no estructurales**

En este caso se consideran cuatro niveles de desempeño correspondientes a estados discretos de daño para elementos no estructurales.

Operacional NP-A: Los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo. [15]

Ocupación inmediata NP-B: A pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio. [15]

Seguridad NP-C: Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio sin que llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos reemplazados. [15]

Amenaza reducida NP-D: Se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como muros exteriores de mampostería, entre otros, que pueden ocasionar heridas a grupo de personas. [15]

No considerado NP-E: No es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones. [15]

- **Niveles para las estructuras**

En la siguiente tabla se muestra la combinación del nivel de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales. Estas combinaciones representan el comportamiento del edificio a nivel global.

Tabla 11: Niveles de desempeño de las estructuras

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No aplicable

NR: Combinación No recomendada

Fuente: ATC, 1996

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

Ocupación inmediata 1-B: Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después

del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

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

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

1.1.3.10.3 Niveles de desempeño según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente propone tres niveles de desempeño sísmico estructural ante tres sismos de análisis, esto para todas las estructuras.

- **Nivel de servicio (sismo menor):** Sismo de servicio (periodo de retorno de 72 años)
Objetivo general: Se esperará que no ocurra ningún daño tanto en los elementos estructurales como en los no estructurales. [4]

- **Nivel de daño (sismo moderado):** Sismo ocasional (periodo de retorno de 225 años)
Objetivos generales: Seguridad de vida

Protección de los ocupantes y garantía de la funcionalidad de las estructuras

Se esperará que la estructura trabaje en el límite de su capacidad resistente elástica, es decir la estructura como tal no sufre daño, pero si hay daño en los elementos estructurales. [4]

- **Nivel de colapso (sismo severo):** Sismo de diseño (periodo de retorno de 475 años).
Se aplicará este nivel de desempeño a las estructuras esenciales o de ocupación especial.

Objetivos generales: Prevención de colapso

Se esperará incursiones en el rango elástico, experimentando daño, pero en ningún momento la edificación llegará al colapso

Se esperará cierto grado de daño en los elementos estructurales y un daño considerable en los elementos no estructurales. [4]

Tabla 12: Niveles de desempeño de las estructuras

Nivel de desempeño estructural	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.014
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.002

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

A su vez también la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Rehabilitación Sísmica de Estructuras, resalta la combinación de niveles de desempeño estructural y no estructural.

En las estructuras se comprobarán 4 niveles de desempeño

- 1-A: Nivel operacional
- 1-B: Nivel de ocupación inmediata
- 3-C: Nivel de seguridad de vida
- 5-E: Nivel de prevención al colapso [16]

La siguiente tabla presenta el control de daño y los niveles de desempeño para edificios:

Tabla 13: Control de daño y niveles de desempeño para edificios

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras

	funcionando . Grandes derivas permanente s. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	aun funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El edificio se mantiene económicamente reparabile.	en fachadas, paredes divisorias, cielos razos, así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aun operable.	menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos, así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación están funcionando.
Componentes no estructurales	Daño severo	Peligro de cauda de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenidos están seguros de manera general; pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad.	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicio de reserva.

Fuente: NEC-SE-RE, 2015

1.1.3.11 Tipos de elementos en las estructuras

Una estructura se forma a partir del arreglo o ensamblaje de elementos individuales. Se procura que dicho arreglo aproveche las características peculiares de cada elemento para lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción.

Los elementos estructurales de concreto reforzado comunes en edificios pueden clasificarse en forma general en losas de piso, vigas, columnas, muros y cimentaciones.

[17]

- **Losas de piso.**

Son los principales elementos horizontales que transmiten las cargas vivas de movimiento, así como las cargas muertas estacionarias a los apoyos verticales de los marcos de una estructura. Pueden ser losas sobre vigas, losas sin vigas (placas planas) y sistemas de losas prefabricados. Pueden proporcionarse de tal manera que actúen en una dirección o que actúen en dos direcciones perpendiculares. [17]

- **Vigas.**

Son los elementos estructurales que transmiten las cargas tributarias de las losas de piso a las columnas verticales. Normalmente se vuelan de manera monolítica con las losas y están reforzadas estructuralmente en una cara, la parte más baja de tensión, o ambas caras superior e inferior. Como son coladas monolíticamente con la losa, forman una viga T para las vigas interiores o una viga L en el exterior del edificio. [17]

- **Columnas.**

Son los elementos verticales que soportan el sistema de piso estructural. Son miembros en compresión sujetos en la mayoría de los casos a carga axial y flexión y son de mayor importancia en las consideraciones de seguridad de cualquier estructura. [17]

- **Muros.**

Los muros son los cerramientos verticales para los marcos de los edificios. Estos no son necesariamente hechos de concreto, sino de cualquier material que llena estéticamente la forma y necesidades funcionales del sistema estructural. Además, los muros estructurales de concreto son a menudo necesarios como muros de cimentación, muros de escalera y muros de cortante que resisten cargas horizontales de viento y sismo. [17]

- **Cimentaciones.**

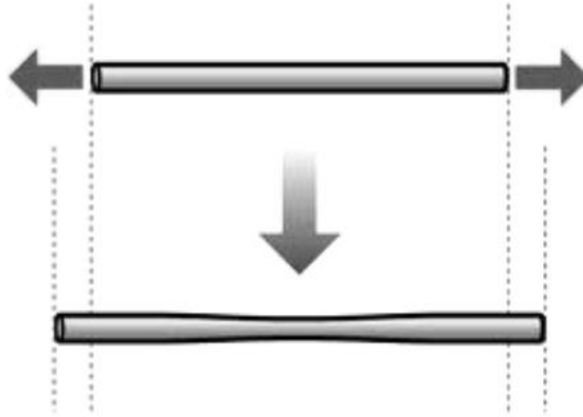
Las cimentaciones son los elementos estructurales de concreto que transmiten el peso de la superestructura al suelo. Pueden ser de muchas formas, el más simple es una zapata aislada. Otras formas de cimentaciones son zapatas combinadas, losas y vigas de cimentación, y pilotes hincados en roca. [17]

1.1.3.12 Tipo de esfuerzos en los elementos estructurales

- **Tracción:** La tracción es el esfuerzo al que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a estirarlo. Se considera que las tensiones que tienen cualquier sección perpendicular a dichas

fuerzas, son normales a esa sección, son de sentidos opuestos a las fuerzas que intentan alargar el cuerpo. La tracción produce un alargamiento sobre el eje X, produce a su vez una disminución sobre los ejes Y y Z. Esto se conoce como módulo de Poisson. [18]

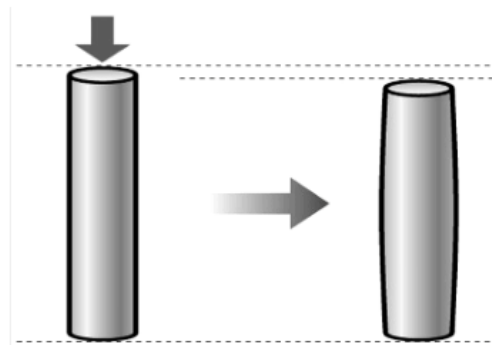
Figura 10: Representación de un esfuerzo de tracción



Fuente: Revista “Temas para la educación”

- **Compresión:** La compresión es el esfuerzo al que está sometido un cuerpo por la aplicación de fuerzas que actúan en el mismo sentido, y tienden a acortarlo. Es lo contrario a la tracción y hace que se aproximen las diferentes partículas de un material, tendiendo a producir acortamientos aplastamientos. Con lo que podemos decir, que la compresión es la resultante de las tensiones o presiones que existe dentro de un sólido deformable o medio continuo, caracterizada porque tiene a una reducción de volumen o un acortamiento en determinada dirección. [18]

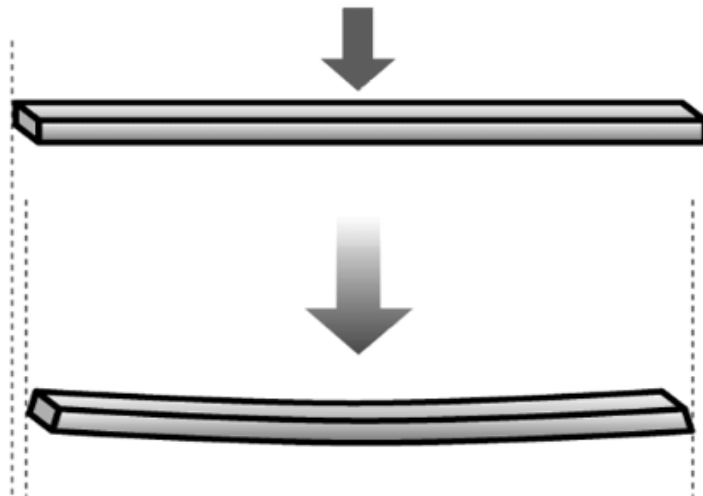
Figura 11: Representación de un esfuerzo de compresión



Fuente: Revista “Temas para la educación”

- **Flexión:** La flexión es una combinación de esfuerzos de compresión y de tracción. Mientras que las fibras superiores de la pieza están sometida a un esfuerzo de flexión (se alargan), las inferiores se acortan, o viceversa, produciendo una deformación a lo largo de su eje, que tiendan a doblarlo. El rasgo más destacado es que un objeto sometido a flexión presenta una superficie de puntos llamada fibra neutra tal que la distancia a lo largo de cualquier curva contenida en ella no varía con respecto al valor antes de la deformación. El esfuerzo que provoca la flexión se denomina momento flector. [18]

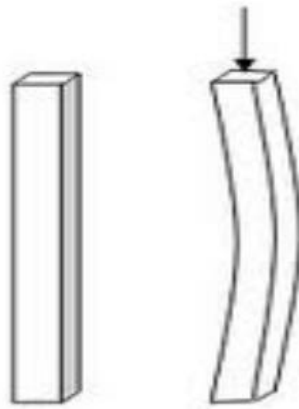
Figura 12: Representación de un esfuerzo de flexión



Fuente: Revista “Temas para la educación”

- **Pandeo:** El pandeo es un comportamiento típico de los elementos estructurales (estrechos y largos), que están sometidos a esfuerzos de compresión. Cuando la carga de compresión aumenta progresivamente llega a un valor en el cual el elemento esbelto, en lugar de limitarse a cortar su altura, curva su eje; una vez que esto ocurre, aunque no se incrementó el valor de la carga el elemento continúa curvándose hasta el colapso definitivo. Una característica del pandeo es que las deformaciones y tensiones no son proporcionales a las cargas actuantes, aun cuando el material se comporte elásticamente (las tensiones son proporcionales a las deformaciones específicas). [18]

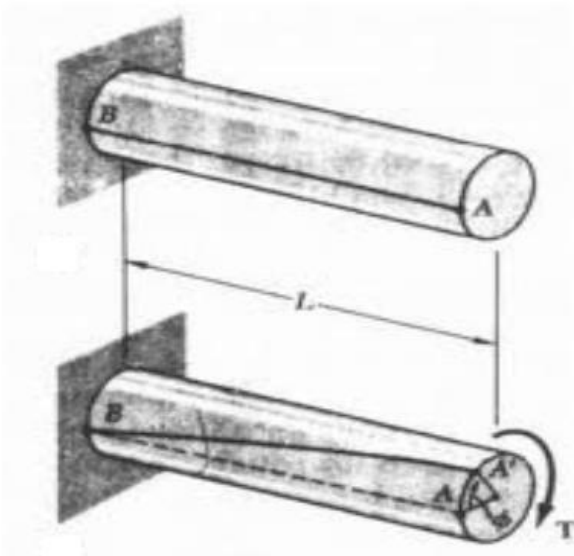
Figura 13: Representación de un esfuerzo de pandeo



Fuente: Revista “Temas para la educación”

- **Torsión:** La torsión es la sollicitación (reacción interna) que se presenta cuando se aplica un momento sobre el eje longitudinal de un elemento constructivo o prisma mecánico, como pueden ser ejes o elementos donde una dimensión predomina sobre las otras dos, aunque es posible encontrarla en situaciones diversas. Dichas fuerzas son las que hacen que una pieza tiende a retorcerse sobre su eje central, dando lugar a tensiones cortantes. Están sometidos a esfuerzos de torsión los ejes, las manivelas y los cigüeñales. [18]

Figura 14: Representación de un esfuerzo de torsión



Fuente: Revista “Temas para la educación”

- **Fatiga:** La fatiga consiste en la repetición cíclica de una carga sobre un material. Estas cargas repetidas pueden formar una micro grieta sobre un defecto estructural,

principalmente debido a una concentración de tensiones, que se va propagando carga a carga hasta producir el fallo del material por fatiga. La rotura por fatiga tiene aspecto frágil aún en metales dúctiles, puesto que no hay apenas deformación plástica asociada a la rotura. El proceso consiste en un inicio y posterior propagación de fisuras, que crecen desde un tamaño inicial microscópico hasta un tamaño macroscópico capaz de comprometer la integridad estructural del material. La superficie de fractura es perpendicular a la dirección del esfuerzo. [18]

- **Cizalladura:** La cizalladura es el esfuerzo que soporta una pieza cuando sobre ella actúan fuerzas perpendiculares contenidas en la propia superficie de actuación, haciendo que las partículas del material tiendan a resbalar o desplazarse las unas sobre las otras. Normalmente, el esfuerzo de cortadura no se presenta aislado, suele ir acompañado de algún otro esfuerzo, y dependerá del tipo de material a cortar. [18]

1.1.4. Hipótesis

El análisis del nivel de daño en diferentes niveles de peligrosidad sísmica en una estructura de hormigón armado nos permitirá evitar la aparición de fisuras y el posible colapso en elementos sometidos a flexión y compresión

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Analizar el nivel de daño para diferentes niveles de peligro sísmico en elementos sometidos a flexión y compresión en una estructura típica de hormigón armado ubicada en la ciudad de Ambato.

1.2.2. Objetivos específicos

- Analizar las diferentes metodologías y parámetros característicos que relacionan la fisuración de una estructura.
- Comparar los niveles de fisuración que presenta la estructura tipo de hormigón sometida a diferentes niveles de peligro sísmico.
- Analizar y cuantificar el nivel de daño que puede presentar una estructura típica de hormigón armado ubicada en Ambato.

CAPÍTULO II



METODOLOGÍA

2.1 Materiales

Material

- Material bibliográfico
- Materiales de oficina. Papel, lápices, esferos, calculadora, etc.

Equipos

Nombre del equipo	Especificaciones
<p>Computadora</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • Tarjeta de Vídeo: AMD Rodeón (TM) R7 M445 • Capacidad de disco duro: 1000 GB • Modelo del procesador: Intel(R) Core(TM) i7-7500U CPU @ 2.70GHz 2.90 GHz • Peso: 2.38 kg • Tipo de memoria interna: DDR4
<p>Software especializado para el cálculo estructural (ETABS V19)</p> 	<ul style="list-style-type: none"> • ETABS Ultimate 2016 – Network (Academic 10 User). • Duración de la licencia: 1 año • Licencia Standalone • Código: 1KE9EBAKNQMLJN5 • Usuario: PABLO

Fuente: Pablo Navarrete

2.2 Métodos

2.2.1 Plan de recolección de datos

Para realizar el presente trabajo de investigación se utilizará una metodología aplicada, exploratoria y descriptiva, la misma que se llevará a cabo en etapas para dar cumplimiento al problema y los objetivos planteados.

- Obtener los planos estructurales y arquitectónicos de una estructura tipo de hormigón armado ubicada en el cantón Ambato

- Identificar los materiales y el sistema estructural presente en la estructura para el proyecto
- Revisión detallada de información referente a las metodologías y parámetros característicos que está relacionado con la fisuración de una estructura.
- Comparar los niveles de fisuración que presenta una estructura tipo de hormigón armado sometida a diferentes niveles de peligro sísmico. Este análisis se realizará mediante el diseño de un modelo matemático. Para realizar la comparación nos basaremos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en el capítulo referente a Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente.
- Clasificación del nivel de fisuración en los elementos susceptibles a sufrir daños en viviendas de mampostería son los muros (largos y cortos), las vigas y los entresijos, así también como en elementos a compresión como son columnas. Se clasificará la fisuración en fisuras leves, moderadas y graves.
- Analizar y se cuantificar el nivel de daño que presenta una estructura típica de hormigón armado la cual se realizará mediante el diseño de un edificio a través de un modelo matemático.

2.2.2 Plan de procesamiento y análisis de información

2.2.2.1 Plan de procesamiento

- Revisión bibliográfica y datos para procesarlos
- Generación de tablas a través de los datos obtenidos ya sea en la bibliografía revisada o a través del modelo matemático
- Elaborar gráficas y tablas con los datos obtenidos

2.2.2.2 Plan de análisis de información

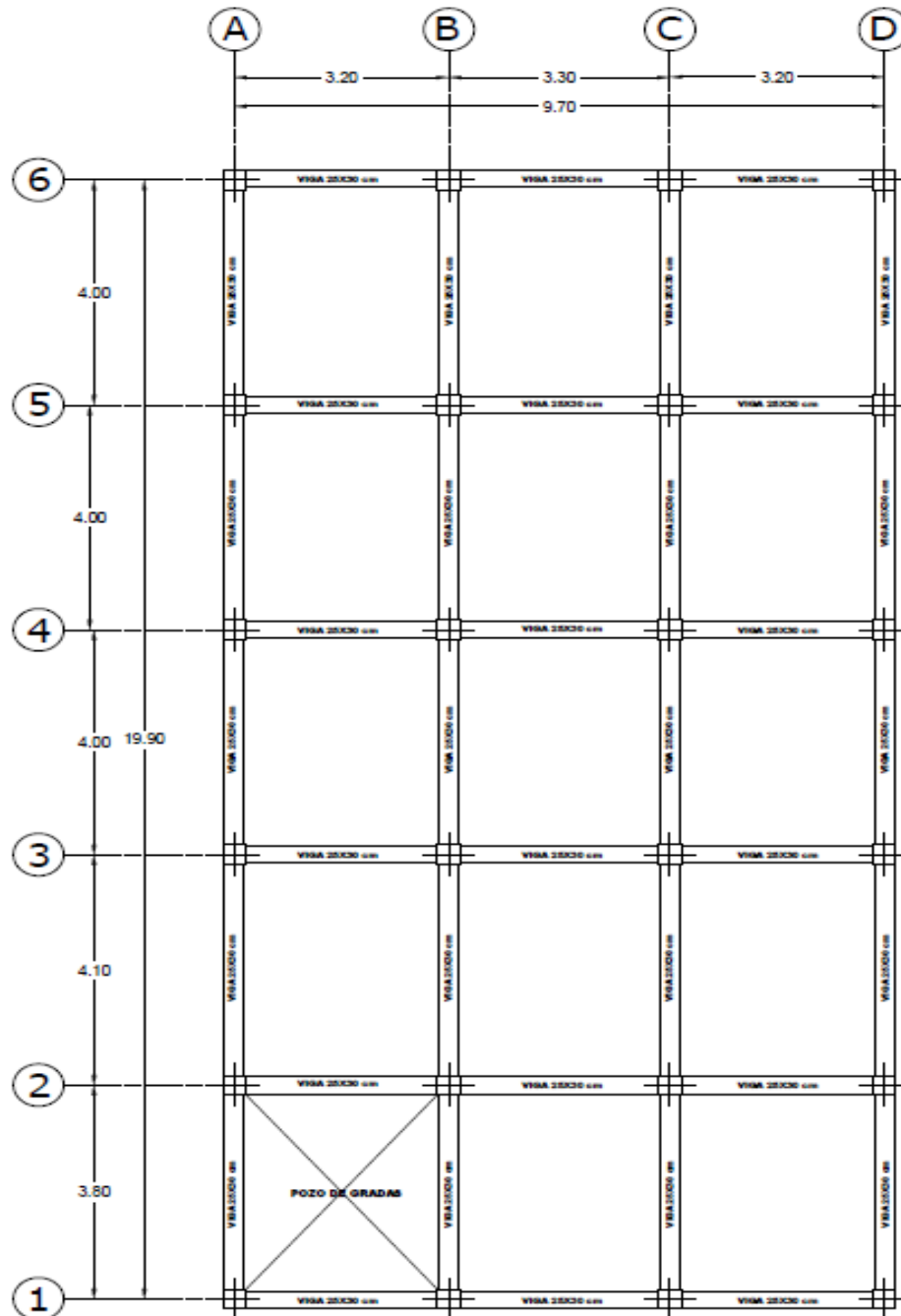
- Generar un análisis con los datos obtenidos anteriormente conjuntamente con la hipótesis del proyecto
- Interpretar los datos de las tablas y gráficas en base a los objetivos y generar conclusiones y recomendaciones

2.2.3 Recolección de datos

2.2.3.1 Planos de la edificación

- Plano arquitectónico

Figura 15: Planta tipo

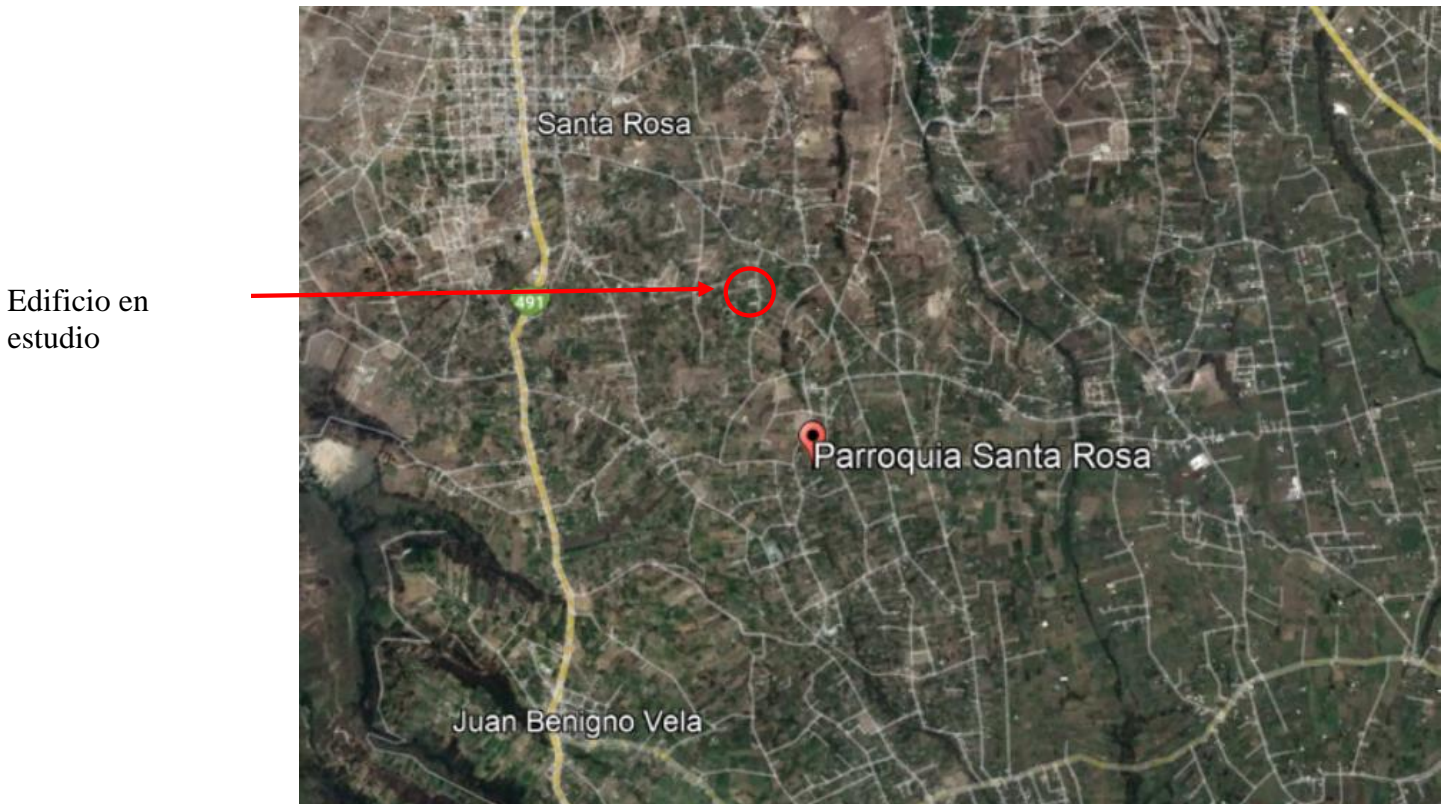


Fuente: Pablo Navarrete

2.2.3.2 Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en la parroquia de Santa Rosa, cantón Ambato, provincia de Tungurahua, en las calles José Peralta y Juan Montalvo, en la tabla 1 se presenta la coordenada de la ubicación el proyecto.

Figura 16: Ubicación de la edificación



Fuente: Google Earth

Tabla 14: Coordenada de la edificación

Puntos	Coordenadas (WGS 84 Zona 17S)	
	Este	Norte
1	759939.28	9858082.49

Fuente: Google Earth

2.2.3.3 Características de la estructura

La edificación es una vivienda unifamiliar, consiste en un bloque estructural de 5 pisos y un tapagrada.

Sistema Estructural: el sistema estructural corresponderá a un sistema aporticados de hormigón armado, con vigas descolgadas sin muros estructurales ni subsuelos, la cuál será usada como vivienda.

Categoría de la Estructura: la categorización de la edificación se la denomina como Otras Estructuras, en función al uso de la edificación y se le otorga un coeficiente =1.0, valor de importancia de la estructura como se observa en la siguiente figura:

Tabla 15: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS-2015; Cap. 4, 4.4, Tabla 6

2.2.3.4 Estudio de materiales

2.2.3.4.1 Resistencia a la compresión del hormigón

Se empleará un hormigón estructural ($f^c \geq 210\text{kg/cm}^2$), para todos los elementos estructurales de f^c de 240 kg/cm^2 dado que es la resistencia que tenían los hormigones de las construcciones en la actualidad.

2.2.3.4.2 Acero de refuerzo en elementos estructurales

Vigas

Cuantía mínima de acero

$$\text{Para } f'c = 240 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \text{ y } f_y = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

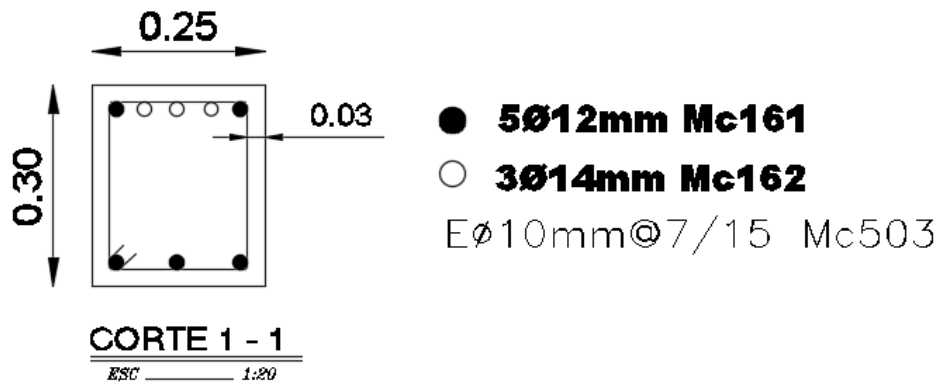
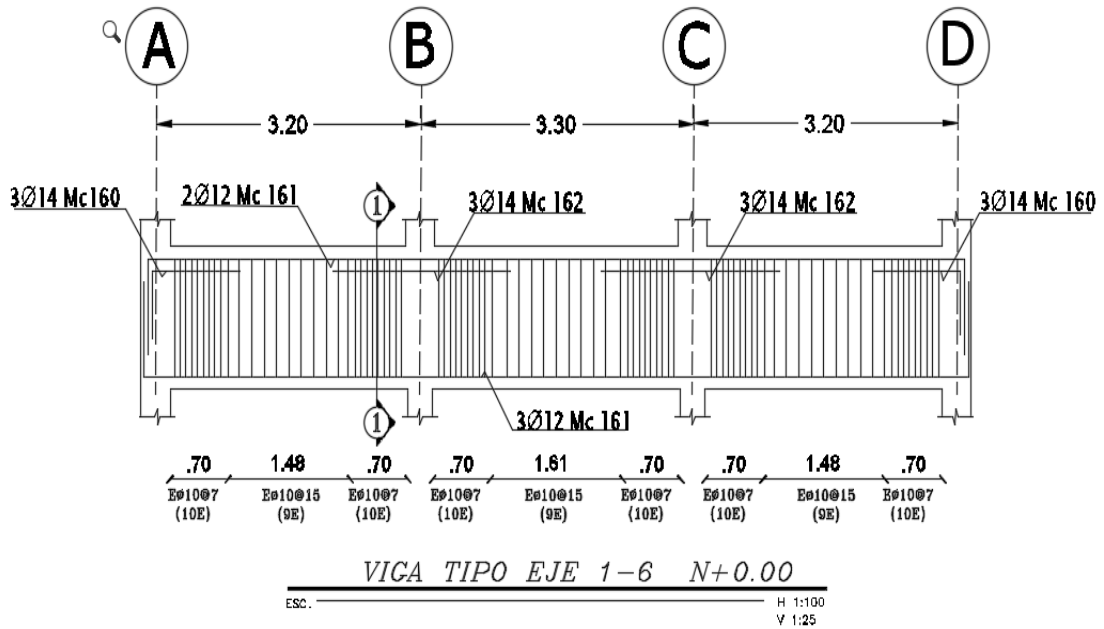
$$p_{\min} = 0.33\%$$

$$p_{\min} = 0.5 \times p$$

$$p_{\min} = 1.2\% \text{ Vigas simplemente armadas}$$

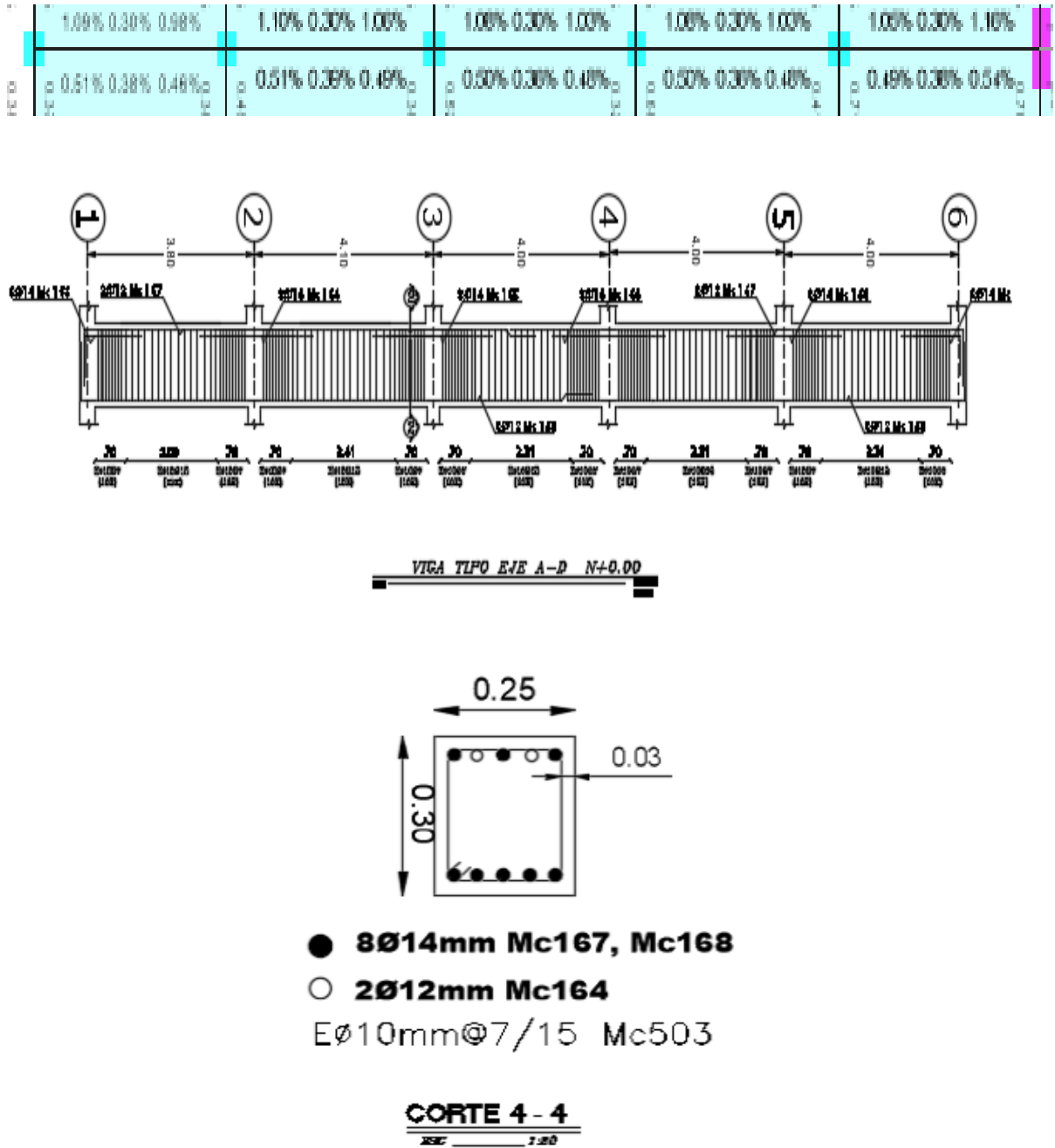
Figura 17: Porcentaje y armado de viga más demanda en el eje X

0.67%	0.21%	0.64%	0.63%	0.22%	0.69%	0.60%	0.23%	0.73%
0.32%	0.30%	0.31%	0.30%	0.30%	0.33%	0.32%	0.30%	0.35%



Fuente: Pablo Navarrete

Figura 18: Porcentaje y armado de viga más demanda en el eje Y



Fuente: Pablo Navarrete

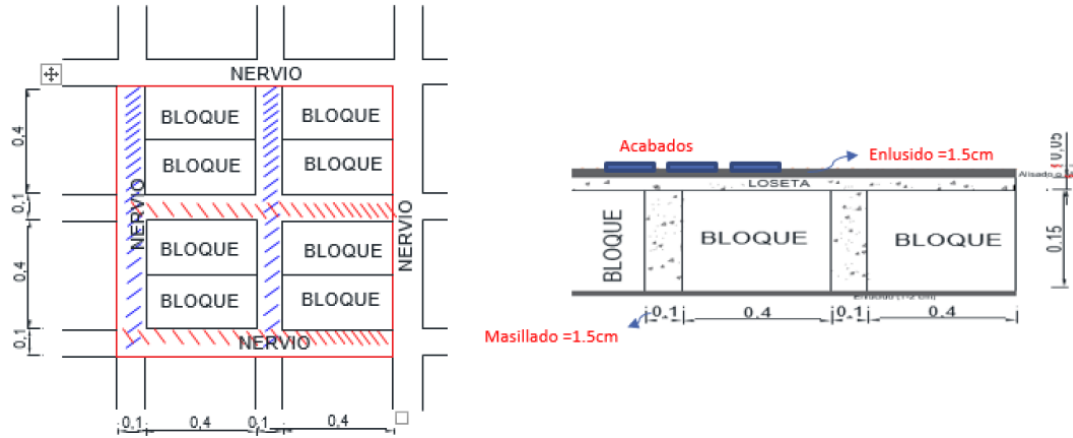
Cumple con el porcentaje mínimo del 1% y el máximo del 3%.

2.2.3.5 Cargas gravitacionales

Cuantificación de cargas muertas

- **Peso adicional de la losa**

Figura 19: Corte de losa



Fuente: Pablo Navarrete

Espesor de la losa alivianada: 3cm por luz mayor

$$h_{losa} = 3 \text{ cm} \times 4.10$$

$$h_{losa} = 12.30$$

$$h_{losa} = 15 \text{ cm}$$

Se considera que las instalaciones sanitarias pasarán por la altura de la losa por lo que se adoptara una losa de 20 cm de altura

$$h_{losa} = 20 \text{ cm}$$

Tabla 16: Peso propio de las paredes

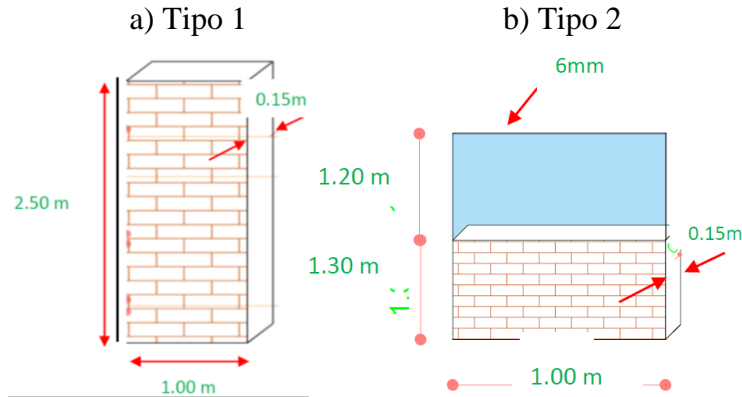
Peso propio de losa						
Elemento	Dimensiones (m)			Peso específico (Kg/m ³)	Peso (Kg/m ²)	Para asignar
W _{Loseta}	1.00	1.00	0.05	2400	120	P _p =249.6 kg/m ²
P _p nervios	0.10	3.60	0.15	2400	129.6	
Penlucido+masillado	1.00	1.00	0.03	1900	57	
Pacabados	1.00	1.00	0.015	1600	24	
			Cantidad	Peso		
P _{bloque}			8	8	64	
			CM _{losa} (kg/m ²)		394.6	

Fuente: Pablo Navarrete

- **Peso propio de paredes**

Para calcular el valor de la carga muerta de las paredes se realizó mediante la altura, la longitud y el espesor de los tipos de paredes con la ayuda de los planos. En la edificación se pudo cuantificar dos tipos de paredes que llamaremos en este caso tipo 1 y tipo 2.

Figura 20: Tipo de pared para cuantificación



Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 17: Peso propio de las paredes

Peso propio de paredes							
Tipo	Elementos	Dimensiones (m)		Peso específico (Kg/m ³)	Peso total (Kg/m)	Longitud (m)	Total Kg
		Altura	Espesor				
1	Pared	2.50	0.15	1600	600	105.62	63372
2	Pared	1.20	0.15	1600	288	8.80	2534.4
	Vidrio	1.30	0.006	2600	20.28	8.80	178.464
Total (Kg)							66084.864
Área losa (m ²)							190.57
CM (kg/m ²)							346.774

Fuente: Pablo Navarrete

- **Cargas muertas para modelación**

Subsuelo 1 y Entrepiso 2, 3 y 4

$$\text{Adicional de carga muerta ACM} = \text{CMlosa} + \text{CMpared} - \text{Pp}$$

$$\text{ACM} = 394.6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 346.77 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} - 249.6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{ACM} = 467.10 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Terraza accesible

Adicional de carga muerta **ACM = CMolsa + CMpared – Pp**

$$ACM = 394.6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} - 249.6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$ACM = 145 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \text{ (Directo a la losa)}$$

$$ACM = 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \text{ (Directo a las vigas)}$$

Tapagrada

Adicional de carga muerta **ACM = CMolsa + CMpared – Pp**

$$ACM = 394.6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 150 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} - 249.6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$ACM = 145 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \text{ (Directo a la losa)}$$

Carga viva para la modelación

Los valores que se ocuparan de acuerdo a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) para una ocupación de unidad educativa, en la siguiente tabla se presenta los siguientes valores:

Subsuelo 1 y Entrepiso 2,3 y 4

$$CV(\text{Asignar a losa}) 200 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Terraza accesible

$$CV(\text{Asignar a losa}) 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

Subsuelo 1 y Entrepiso 2,3 y 4

$$CV(\text{Asignar a losa}) 70 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

2.2.3.6 Irregularidades de la estructura

Las irregularidades se evaluaron según la sección 5.2.1 con lo establecido en la tabla 12 y tabla 13, con los criterios de la NEC-SE-DS Peligro sísmico. En el caso de estructuras irregulares se usarán los coeficientes de configuración estructural que penalizan al edificio con la finalidad de tener en cuenta la irregularidad.

Sistema estructural

Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con

muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).

Irregularidad en planta (\emptyset_p) NEC-SE-DS.

Tabla 18: Irregularidades en planta

Piso	1. Torsión en planta	2. Retroceso en las esquinas	3. Irregularidad en el sistema de piso	4. Ejes no ortogonales
1	-	1.0	1.0	1.0
2	-	1.0	1.0	1.0
3	-	1.0	1.0	1.0
4	-	1.0	1.0	1.0
5	-	1.0	1.0	1.0
6	-	1.0	1.0	1.0

Fuente: Pablo Navarrete

Tipo 3. Discontinuidades en el sistema de piso

$$\text{Área}_{\text{total}} = 156.34 \text{ m}^2$$

$$\text{Área}_{\text{hueco}} = 12.16 \text{ m}^2$$

$$\frac{12.16 \text{ m}^2}{156.34 \text{ m}^2} < 0.5$$

$$\mathbf{0.06 < 0.5}$$

Evaluación

$$\emptyset_{pa} = \min\emptyset(1,2,3) = 1.0$$

$$\emptyset_{pb} = \min\emptyset(4) = 1.0$$

$$\mathbf{\emptyset_p = 1.0}$$

Irregularidad en elevación (\emptyset_e) NEC-SE-DS.

Tabla 19: Irregularidades en elevación

Piso	Piso flexible	Distribución de masa	3. Irregularidad geométrica
1	0.9	1.0	1.0
2	1.0	1.0	1.0
3	1.0	1.0	1.0
4	1.0	1.0	1.0
5	1.0	1.0	1.0
6	1.0	1.0	1.0

Fuente: Pablo Navarrete

Tipo 1. Piso flexible

Piso 1

$$K1 = \frac{12}{L^3} = \frac{12}{4.10^3} = 0.17$$

$$K2 = \frac{12}{L^3} = \frac{12}{3.30^3} = 0.33$$

$$\frac{K1}{K2} \leq 0.70$$

$$\frac{0.17}{0.33} \leq 0.70$$

0.51 < 0.70 IRREGULAR

Piso 1

$$K3 = \frac{12}{L^3} = \frac{12}{2.57^3} = 0.71$$

$$K4 = \frac{12}{L^3} = \frac{12}{3.13^3} = 0.39$$

$$\frac{K3}{K4} \leq 0.70$$

$$\frac{0.70}{0.39} \leq 0.70$$

1.82 < 0.70 REGULAR

Evaluación

$$\phi_{ea} = \min\phi(1) = 0.9$$

$$\phi_{eb} = \min\phi(4) = 1.0$$

$$\phi_e = 0.9$$

2.2.3.7 Carga sísmica

Para determinar la carga sísmica que se va a presentar en la edificación se realiza con los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), que depende de las características de la zona y características del edificio, los resultados se presentan en la siguiente tabla que permite obtener el cortante basal y la gráfica del espectro de respuesta sísmica.

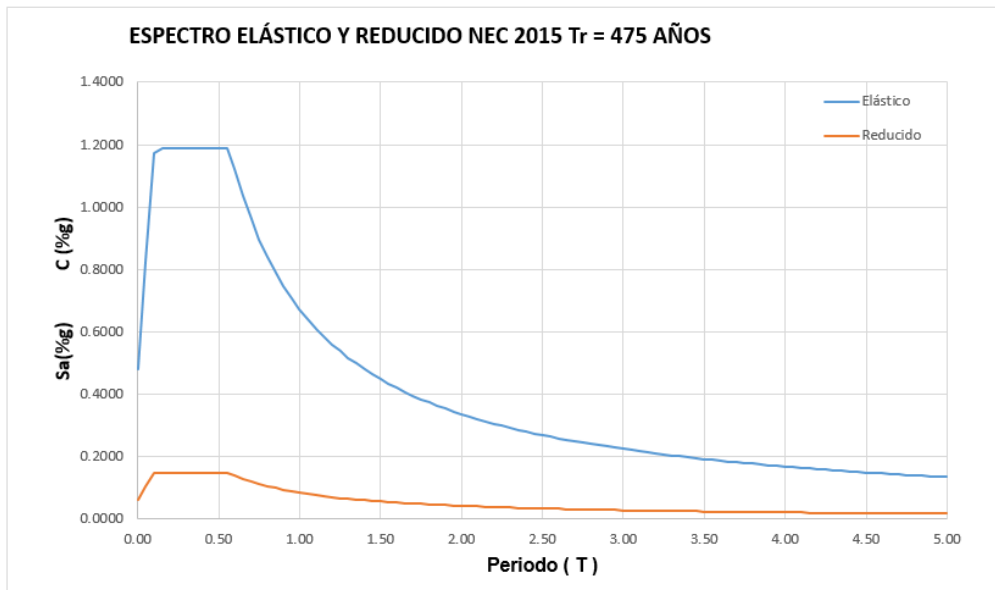
Tabla 20: Factores de carga sísmica y de configuración estructural

Sitio	AMBATO
Tipo de suelo	C
S. Estructural	H.A Sin muros con vigas descolgadas
Uso	Vivienda Unifamiliar

Parámetros	VALOR	NEC-SE-DS
DATOS ELÁSTICO		
Z (%g)	0.40	3.1.1
η	2.48	3.3.1
fa	1.20	3.2.2 a
fd	1.11	3.2.2 b
fs	1.11	3.2.2 c
r	1.00	3.3.1
DATO REDUCIDO		
R	8.00	6.3.4b
I	1.00	4.1 Tabla 6
ϕ_p	1.00	5.2.3 Tabla 13
ϕ_e	1.00	5.2.3 Tabla 14
hn (m)	13.3.0	6.3.3
Ct	0.055	6.3.6 a
α	0.90	6.3.3 a
CÁLCULOS		
Ta (s)	0.5647	
To (s)	0.1027	
Tc (s)	0.5647	
Sa (%g)	1.1904	
C (%g)	0.1488	
k	1.032	

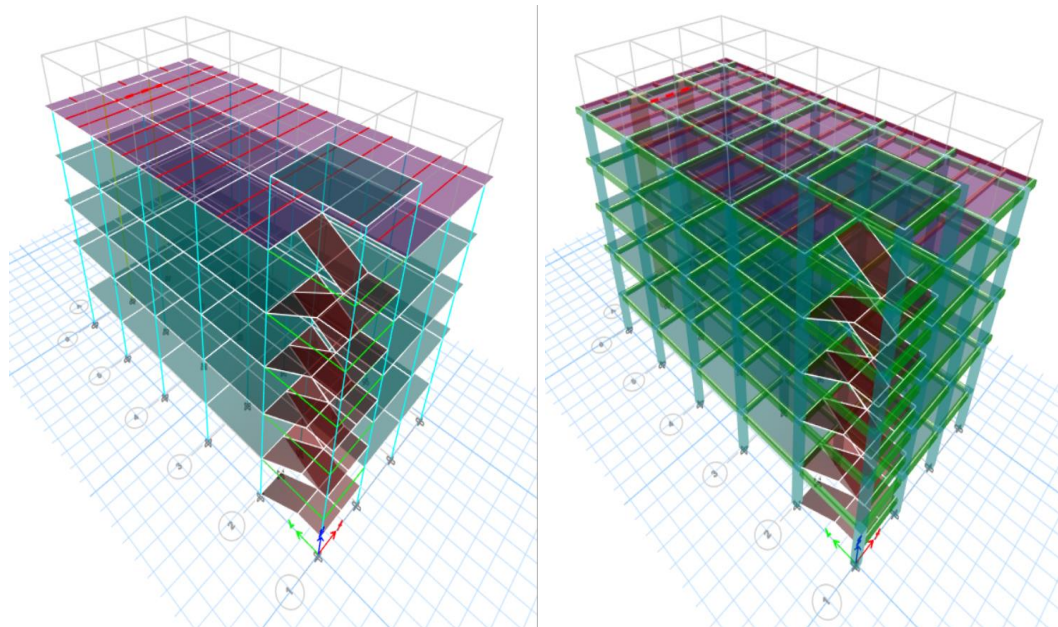
Fuente: Pablo Navarrete

Figura 21: Espectros de respuesta



Fuente: Pablo Navarrete

Figura 22: Estructura modelada en Etabs



Fuente: Etabs 2019

2.2.3.8 Metodologías sobre la fisuración de una estructura

En el área de la ingeniería sísmica, se ha identificado diversos esquemas para sistematizar los métodos y técnicas de la vulnerabilidad sísmica, con el objetivo de predecir el daño debido a un sismo con la menor incertidumbre. Sin embargo, todas las metodologías y

parámetros difieren debido a los diferentes niveles de dependencia de los siguientes factores como son: la naturaleza, el objetivo de la evaluación, la calidad del estudio, disponibilidad de información, características de la estructura, la escala de la evaluación, los criterios de la metodología, el grado de confiabilidad de los resultados esperados y el uso de la información obtenida.

Investigaciones realizadas por diversos autores detallan clasificaciones realizadas por Corsanego y Petrini en 1990 [19] y Dolce en 1994, entre otros, en donde muestran esquemas clasificando las técnicas de evaluación, la cuales presento a continuación.

2.2.3.8.1 Corsanego y Petrini (1990)

Estos autores presentan un esquema en la que clasifican las técnicas de evaluación como directas, indirectas, convencionales e híbridas.

La primera conocida como técnicas directas son las que permiten predecir directamente y en una sola etapa, el daño causado por un sismo. Las mismas que se dividen en dos subcategorías: Métodos tipológicos. – clasifica los edificios en clases dependiendo de los materiales, técnicas de construcción, características de construcción y otros factores que influyen en la respuesta sísmica. Este método define la vulnerabilidad como la probabilidad de una estructura de sufrir cierto daño para una intensidad sísmica definida. La evaluación de daño se hace en base a lo observado y registrado después de los terremotos o sismos anteriores y también en el conocimiento experto. Los resultados obtenidos mediante este método están considerados en términos de precisión estadística, ya que se basan en una investigación de campo sencilla. En conclusión, los resultados son válidos solo para el área evaluada o para otras con la misma tipología de construcción y el mismo nivel de riesgo sísmico. Un ejemplo de este método son las funciones de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daños (MPD) desarrollada por Whitman en 1973 [20] que posteriormente la estudiaremos. Métodos mecánicos. - Esta subcategoría predice el efecto sísmico en la estructura mediante el uso de modelos mecánicos adecuados. Dentro de estos métodos pueden distinguirse dos grupos que están relacionados con el tipo de modelo utilizado para representar la estructura, es decir basados en modelos simples y análisis más detallados. La dificultad del primero es que se debe analizar un gran número de edificios en un periodo de tiempo corto y solo requiere

unos pocos parámetros de entrada, un ejemplo de este método fue desarrollado por Calvi [21] y aplicado en la ciudad de Catania. Los del segundo grupo son generalmente utilizados para la evaluación de estructuras individuales, debido a que requieren análisis detallados y modelos refinados; no son adecuados para la evaluación de escenarios sísmicos, donde es necesario disponer de la vulnerabilidad de un gran número de estructuras. Los dos procedimientos de análisis más utilizados dentro de los métodos mecánicos son: el análisis lineal (estático y dinámico) y el análisis no lineal (estático y dinámico). Un ejemplo de los más conocidos que interfieren procedimientos de análisis estático no lineal son el método del espectro de capacidad (MEC) desarrollado por Freeman, el cual se ha incorporado en el ATC-40 [22], el método del coeficiente de desplazamiento utilizado en el FEMA 273 y 356 [23] [24] y el método N2 desarrollado por Fajfar [25], el cual ha sido empleado en el Eurocódigo 8.

La segunda clasificación presentada por Corsanego y Petrini es conocida como técnicas indirectas, en las cuales determinan como primer paso el índice de vulnerabilidad, para luego relacionar el daño con la intensidad sísmica, mediante estudios después del terremoto y a su vez estudios estadísticos. Esta técnica es muy recomendable para edificios a gran escala. Un ejemplo de esta técnica es el método del índice de vulnerabilidad (IVM) [26] y propuestas por Benedetti y Petrini [27]. Con base a la asignación de puntajes se encuentra la técnica rápida del ATC-21 [28], utilizada en los Estados Unidos para obtener la vulnerabilidad

Figura 23: Escala de vulnerabilidad de Benedetti y Petrini

Parámetros	Clase K_i				Peso W_i
	A	B	C	D	
1. Organización del sistema resistente.	0	5	20	45	1.00
2. Calidad del sistema resistente.	0	5	25	45	0.25
3. Resistencia convencional.	0	5	25	45	1.50
4. Posición del edificio y cimentación.	0	5	25	45	0.75
5. Diafragma horizontales.	0	5	15	45	1.00
6. Configuración en planta.	0	5	25	45	0.50
7. Configuración en elevación.	0	5	25	45	1.00
8. Distancia máxima entre los muros.	0	5	25	45	0.25
9. Tipo de cubierta.	0	15	25	45	1.00
10. Elementos no estructurales.	0	0	25	45	0.25
11. Estado de conservación.	0	5	25	45	1.00

Tabla 6.9:
Escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini

Fuente: Web- Geofísica. Ineter.gob

Figura 24: Formulario de para el levantamiento de la vulnerabilidad

No. edificio: _____
Dirección: _____
Fecha: _____ d/m/a No. observador: _____
1. Organización del sistema resistente: ____
2. Calidad del sistema resistente: ____
3. Resistencia convencional <ul style="list-style-type: none"> 1. Número de pisos N: _____ 2. Area total cubierta A_t: _____ m^2 3. Area resistente sentido x A_x: _____ m^2 sentido y A_y: _____ m^2 1. Resistencia cortante mampostería t_k: _____ Ton/m^2 2. Altura media de los pisos h: _____ m 3. Peso específico mampostería P_m: _____ Ton/m^3 4. Peso por unidad de área diafragma P_s: _____ Ton/m^2
4. Posición del edificio y de la cimentación: ____
5. Diafragmas horizontales: ____
6. Configuración en planta $b_1 = a/L$: _____ $b_2 = b/L$: _____
7. Configuración en elevación. Superficie porche %: _____ T/H: _____ $\pm DM/M$ %: _____
8. Distancia máxima entre los muros L/S: _____
9. Tipo de cubierta: ____
10. Elementos no estructurales: ____
11. Estado de conservación: ____

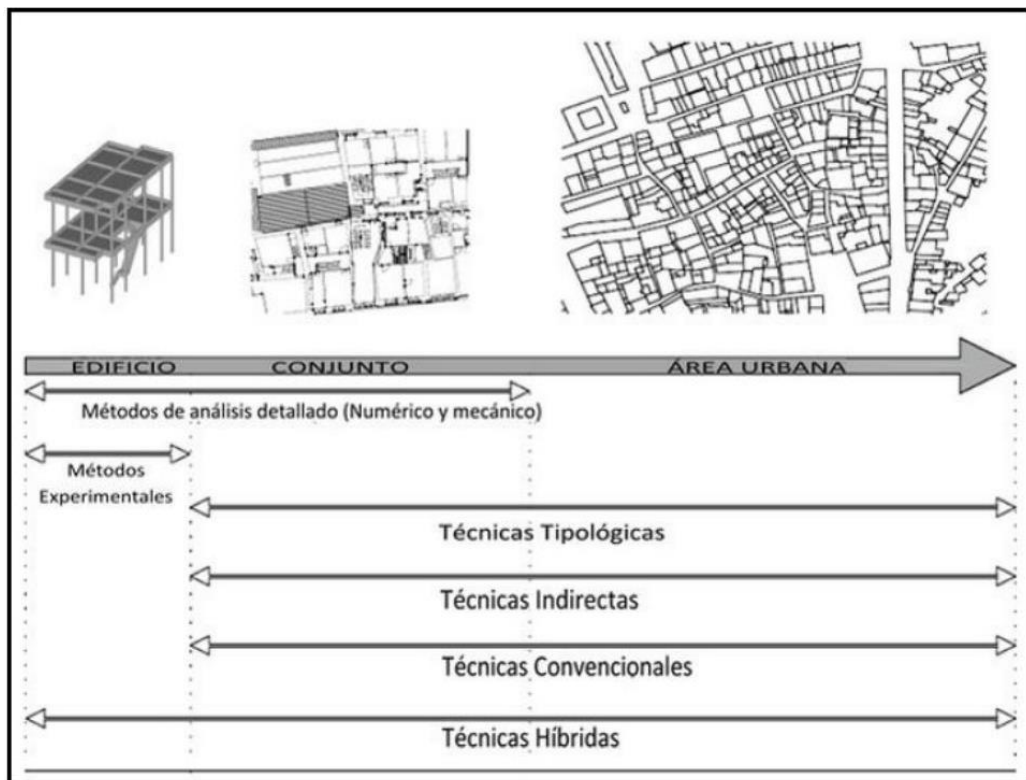
Fuente: Web- Geofísica. Ineter.gob

Mientras tanto, las técnicas convencionales son esencialmente heurísticas e introducen un índice de vulnerabilidad independientemente de la predicción de daño. Se usan básicamente para comparar la vulnerabilidad de diferentes construcciones con una misma tipología ubicadas en una determinada zona, de acuerdo con algunos factores que contribuyan a la resistencia sísmica. Estos índices dan una medida relativa de vulnerabilidad con lo cual los resultados son difíciles de comparar para diferentes tipos de construcciones debido a los diversos factores considerados. Existen dos grupos de métodos convencionales: los primeros que califican empíricamente las diferentes características físicas de las estructuras; los segundos consideran los criterios utilizados en las normativas de proyectos sismo- resistentes, evaluando la relación

demanda/capacidad de los edificios [29]- [30]. Un ejemplo de este es el método HAZUZ FEMA [31]- [32]. Este método utiliza desplazamientos y aceleraciones espectrales como medida de intensidad sísmica y emplea la subjetividad relativa de la opinión de expertos para la clasificación de daños para 36 tipos de modelos estructurales. Para cada tipo de construcción y nivel de diseño, utiliza parámetros que permiten definir la capacidad de la estructura, las derivadas máximas de entrepiso y finalmente los desplazamientos espectrales en los umbrales de los diferentes estados de daño.

Finalmente, dentro de esta clasificación se encuentran las técnicas híbridas las cuales combinan las características de los métodos descritos anteriormente, tales como las funciones de vulnerabilidad sobre la base de la vulnerabilidad observada y juicios de expertos. Regularmente la vulnerabilidad se define en clases según la escala macrosísmica EMS-98 [33]. Este es el caso del modelo macrosísmico y mecánico propuesto por Lagomarsino y Giovinazzi [34], que combina las características de los métodos tipológicos y técnicas indirectas.

Figura 25: Técnicas de análisis de evaluación de la vulnerabilidad

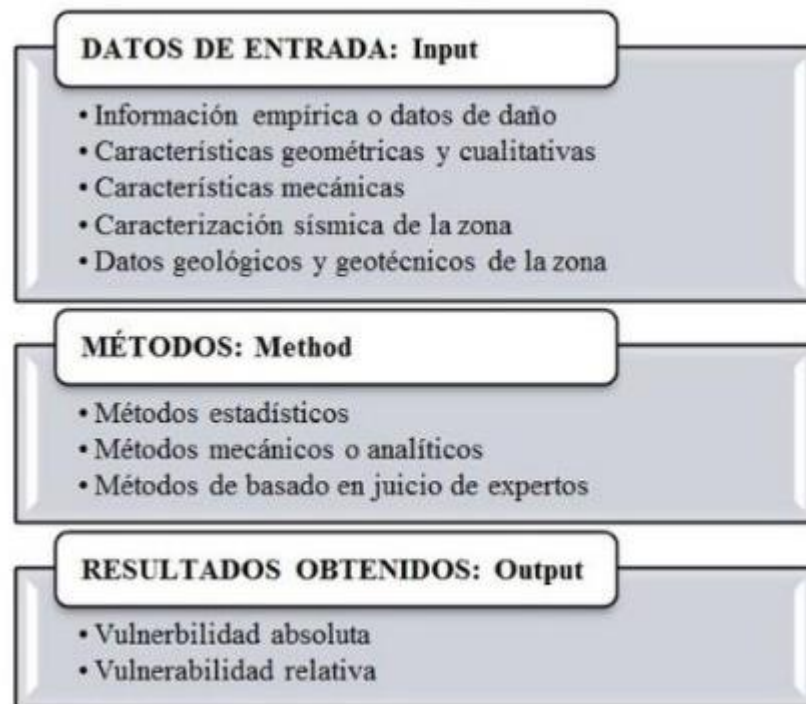


Fuente: Revista “Ingeniería y Sociedad UC”

2.2.3.8.2 Dolce et al (1994)

Dolce et al. (29) ha propuesto una clasificación que examina separadamente las etapas fundamentales que comprende un análisis de vulnerabilidad: los datos de entrada, el método empleado y los resultados obtenidos; incluso es posible obtener diferentes combinaciones de estas etapas. Con respecto a los métodos, la clasificación considera tres tipos que se encuentran a continuación.

Figura 26: Clasificación de las técnicas de evaluación de la vulnerabilidad (Dolce et al.)



Fuente: Revista “Ingeniería y Sociedad UC”

Métodos estadísticos. Con base en un análisis estadístico de las construcciones caracterizadas por los datos de entrada, la evaluación de la distribución del daño se realiza a partir de la observación y cuantificación estadística de los daños ocasionados por sismos pasados. Es llamada Vulnerabilidad observada

Métodos mecánicos o analíticos. Estos utilizan modelos mecánicos para predecir el daño de la estructura por medio de algún parámetro que describe el comportamiento de la edificación frente a un sismo, como puede ser la deriva máxima de entrepiso, la

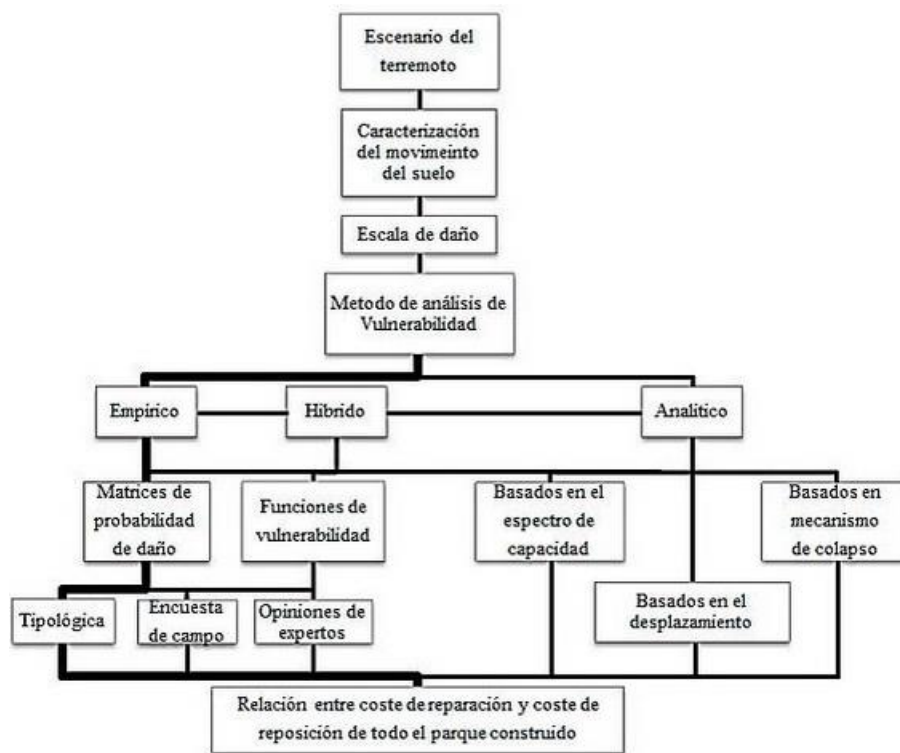
ductilidad o un índice de daño. Este método es también conocido como vulnerabilidad calculada.

Métodos con base en juicio de expertos. Evalúan cualitativa y/o cuantitativamente los factores que rigen la respuesta sísmica de los edificios.

2.2.3.8.3 Calvi et al

Otro enfoque sobre como caracterizar las metodologías de análisis de vulnerabilidad ha sido desarrollado por Calvi et al [35]. En esta clasificaron resalta que el objetivo de una evaluación de vulnerabilidad sísmica es obtener la probabilidad de que un determinado tipo de edificio sufra un determinado nivel de daño bajo un sismo de una determinada severidad. Los diferentes métodos que se han propuesto en el pasado para evaluar la vulnerabilidad de las estructuras se pueden dividir en métodos empíricos y métodos analíticos; ambos pueden ser considerados métodos híbridos. Tal como se muestra en la figura 27 y se describen más adelante.

Figura 27: Componentes de una evaluación de riesgo sísmico y métodos para evaluar la vulnerabilidad



Fuente: Libro “Contribuciones a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios” (pp 1:26)

De forma general, los métodos de análisis de la vulnerabilidad cuantifican el daño mediante una determinada escala, que suele adoptar valores discretos. Ejemplos de uso frecuente incluyen la escala MMI (Wood y Neuman, 1931) [36], la escala MSK [37] y la escala EMS [33]. Cuando se emplean métodos empíricos para evaluar, la escala de daño está basada en observaciones y consideraciones estadísticas. Cuando se usan métodos analíticos, la escala de daño suele estar relacionada con propiedades mecánicas de la estructura asociadas a estados límite tales como la capacidad de desplazamiento lateral.

2.2.3.8.4 Los métodos empíricos/estadísticos

Son métodos de evaluación sobre la base de datos de los daños observados. Estos métodos son utilizados para definir la vulnerabilidad de estructuras existentes desde los años 1970. Muchos de ellos se utilizan la intensidad macrosísmica o PGA en lugar de las ordenes espectrales, lo que ha creado una gran dispersión de los resultados, por lo tanto, son enfoques razonables y posibles que pueden ser inicialmente empleados en los análisis de riesgos sísmicos a gran escala.

Sin embargo, estos métodos se caracterizan por un alto grado de subjetividad, con un enfoque menos exigente pero que son más económicos de implementar. [2]. Entre los inconvenientes de esos enfoques se encuentra la falta de datos, así como la imposibilidad de evaluar condiciones físicas de las diversas características de los elementos expuestos de una manera precisa y directa.

Hay dos tipos principales de métodos empíricos que se basan en los daños observados después de los sismos en una determinada tipología de edificios. El primero son las matrices de probabilidad de daño que expresa en una forma discreta la probabilidad condicional de que una estructura sufra un nivel de daño (j), dado un sismo con un nivel de intensidad (i).

$$P[D = j/i]$$

Mientras que la segunda son relaciones gráficas o matemáticas que expresan en forma continua la vulnerabilidad en función de algún parámetro que describa el nivel de intensidad del sismo.

2.2.3.8.5 El método de Matrices de Probabilidad de Daño (MPD)

Una de las primeras aplicaciones de este tipo de métodos fue el trabajo realizado por Whitman et al. [20]. A partir de un levantamiento de daños causado por el sismo de San Fernando en 1971, cubriendo aproximadamente 1600 construcciones de 5 o más niveles, se generaron matrices de probabilidad de daño para cada tipo de construcción. La forma general de estas muestras en la Tabla 1. Cada número en la matriz expresa la probabilidad que una construcción de una determinada clase experimente un nivel de daño por una causa de intensidad sísmica dada. El daño se obtiene como la relación entre el costo de reparación y el costo de reposición. Este tipo de método se encuentra dentro de las técnicas directas presentada por Corsanego y Petrini [19], puesto que establece una relación directa entre la tipología de la construcción y daño observado.

Tabla 21: Formato de la matriz de probabilidad de daño para una tipología dada

Estado Daño	Daño	Daño no estructural	Relación de daño	Intensidad del sismo				
				V	VI	VII	VIII	IX
0	Ninguno	Ninguno	0-0.05	-	-	-	-	-
1	Ninguno	Menor	0.05-0.3	-	-	-	-	-
2	Ninguno	Localizado	0.3-1.25	-	-	-	-	-
3	No notable	Generalizado	1.25-3.5	-	-	-	-	-
4	Menor	Sustancial	3.5-4.5	-	-	-	-	-
5	Substancial	Amplio	7.5-20	-	-	-	-	-
6	Mayor	Casi total	20-65	-	-	-	-	-
7	Edificio inutilizable		100	-	-	-	-	-
8	Colapso		100	-	-	-	-	-

Fuente: Archives of Computational Methods in Engineering

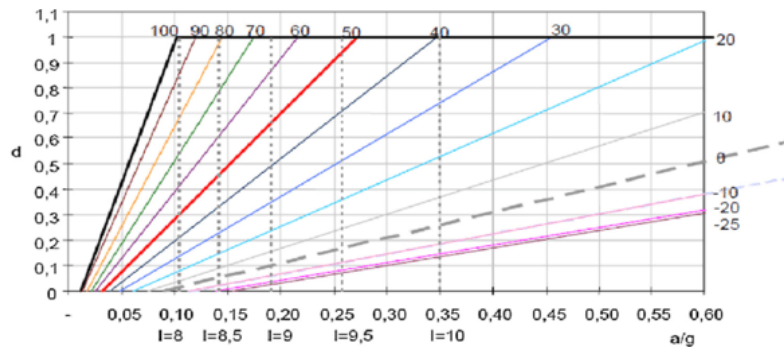
2.2.3.8.6 El método del índice de vulnerabilidad (IVM)

Este método es basado en datos empíricos y clasificados como una técnica directa. Los investigadores utilizaron datos obtenidos mediante inspección para realizar la calificación del proyecto y construcción sismo resistente de los edificios mediante un coeficiente denominado índice de vulnerabilidad (Iv) que incorpora parámetros que controlan el daño

causado por la acción sísmica.

Este método relaciona el índice de vulnerabilidad obtenido, con el grado del daño global d que sufre la estructura en estudio, a través de funciones de vulnerabilidad para cada grado de intensidad macrosísmica del terremoto o para diferentes niveles de aceleración máxima (PGA), tal como se muestra en la Figura 28. Este factor de daño d varía entre 0 y 1 y se define como la relación entre el coste de reparación y el coste de reposición.

Figura 28: Funciones de vulnerabilidad para diferentes valores del índice de daño



Fuente: Researchgate.net uploaded by Ehsan Noroozinejad Farsangi

Se utiliza en total 11 parámetros a evaluar en la calificación de los edificios tanto de mampostería simple como concreto armado. Los valores de los coeficientes de calificación aplicados K_i , varían según las condiciones de calidad desde A (óptimo) hasta D (desfavorable) que, a su vez, se ponderan mediante un factor W_i para dar cuenta de su importancia relativa [38]. El índice global de vulnerabilidad de cada edificio, se evalúa utilizando la siguiente formulación:

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} K_i W_i$$

Una diferencia y ventaja del método del índice de vulnerabilidad respecto al método de matrices de probabilidad de daño es que permite caracterizar la vulnerabilidad de un edificio o grupo de edificios similares dentro de una misma tipología, en vez de utilizar una definición de vulnerabilidad general para toda la tipología.

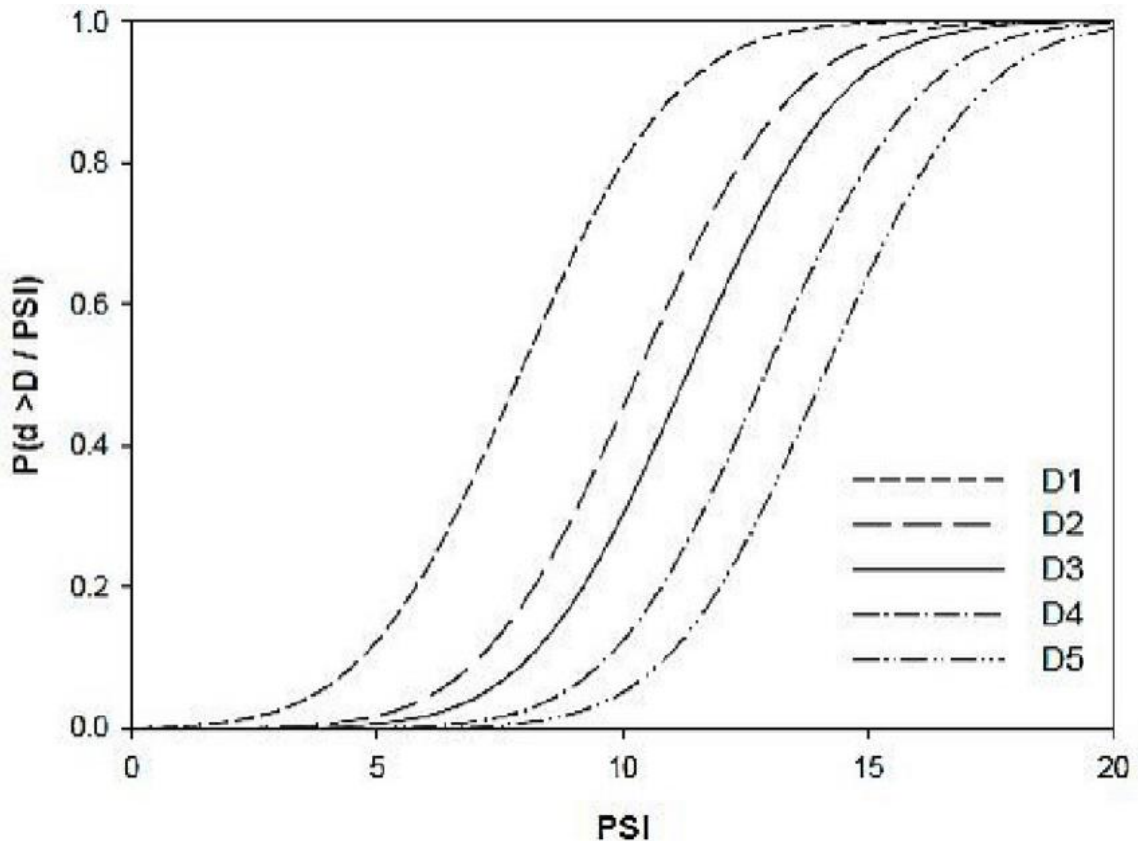
2.2.3.8.7 El método de las curvas continuas de vulnerabilidad

Esta clase de método es de naturaleza empírica, se desarrolló utilizando los daños observados en edificios sometidos a terremoto; se planteó poco después del método MPD;

un obstáculo para la obtención de las curvas es el hecho de la intensidad macrosísmica no es una variable continua. Este problema fue resuelto por Spence et al. (1992) [39], a través del uso de una escala de parámetros de intensidad para obtener las funciones de vulnerabilidad basada en el daño observado en edificios utilizando la escala de daño MSK.

Figura 29:

Curvas de vulnerabilidad de para pórticos de concreto armado utilizando el PSI y MSK.



Fuente: Researchgate.net uploaded by Juan Carlos Vielma

Otras alternativas de curvas de vulnerabilidad empíricas con base en la observación de daños post-terremoto han sido propuestas para superar inexactitudes o calibrar los resultados obtenidos con métodos analíticos y/o ensayos de laboratorio, en donde el movimiento del terremoto se caracteriza con la velocidad máxima del terreno (PGV).

2.2.3.8.8 Métodos de selección

Este método permite evaluar rápidamente el comportamiento sísmico de edificios sobre la base de los resultados correlacionados. El comportamiento sísmico de una construcción se representa por un índice sísmico, I_s , que debe ser calculado para cada planta del pórtico

y en cada dirección del edificio mediante la siguiente ecuación:

$$I_s = E_o \times S_D \times T$$

Donde, E_o es un descriptor del comportamiento básico estructural, S_D es un parámetro relativo a la concepción estructural de la construcción y T es otro parámetro relacionado con la edad del edificio. Para estimar E_o es necesario encontrar el producto del índice de resistencia de los elementos verticales C con el índice de ductilidad F de los mismos elementos, teniendo en cuenta el modo de falla del edificio, el número de plantas y la posición de la planta estudiada. El coeficiente S_D tienen en cuenta la influencia de la distribución de resistencia, rigidez y masas entre las plantas del edificio. Una vez obtenido el índice I_s , este debe compararse con un índice de referencia I_{so} (Índice de fallo sísmico) para determinar si el edificio puede considerarse seguro frente a un determinado nivel de terremoto.

2.2.3.8.9 Los métodos mecánicos e híbridos

Estos métodos se basan en principios de la mecánica estructural, permiten caracterizar con algoritmos de evaluación de vulnerabilidad detallados y transparentes el significado físico directo y calibran directamente las características de los edificios existentes y la amenaza [35]. Utilizan principalmente el análisis no lineal consideran la degradación de rigidez de los edificios existentes y se usan preferiblemente para estudios individuales de vulnerabilidad debido al considerable esfuerzo computacional involucrado. No obstante, pueden ser utilizados en estudios paramétricos para la planificación urbana, soluciones de reacondicionamiento sísmico y otra políticas o iniciativas similares.

Cualquiera que sea la complejidad de los modelos, una comparación con las observaciones de daños es importante para la validación. Esta comparación puede no ser fácil en la práctica, en particular debido a las incertidumbres relativas a los movimientos del terreno y debido a la falta de datos o de la subjetividad en los juicios de expertos. Los modelos híbridos se pueden encontrar en aquellos casos en los que métodos empíricos y analíticos se combinan con las observaciones y los procedimientos específicos de calibración pueden ser utilizados para desarrollar los modelos estructurales evitando, al mismo tiempo, el esfuerzo computacional excesivo. Los modelos híbridos pueden ser especialmente ventajosos cuando hacen falta datos de daño para ciertos niveles de intensidad sísmica en

la zona geográfica en consideración, y permiten también la calibración de los modelos analíticos que se emplean en las simulaciones numéricas.

2.2.3.8.10 Método basado en el espectro de capacidad

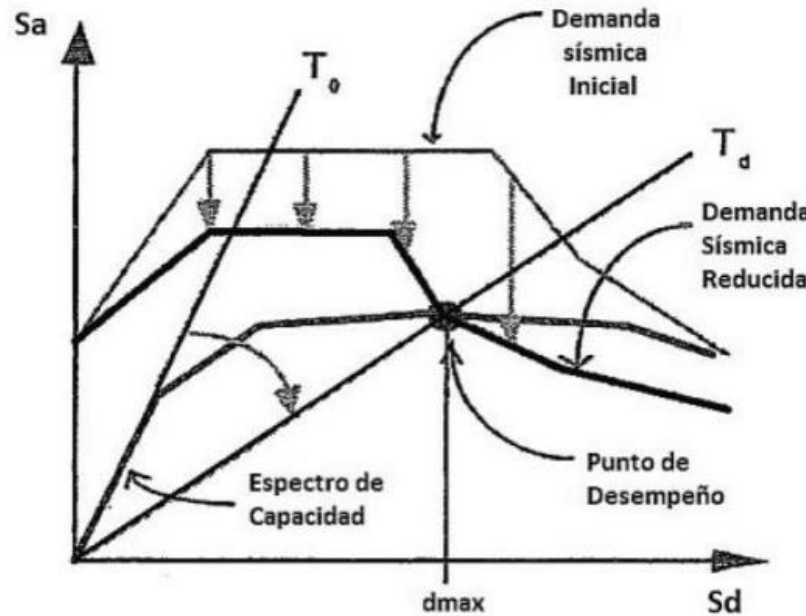
Es una técnica de análisis sísmico con base en comportamiento desarrollado inicialmente por Freeman et al. [40]; luego fue adoptado y modificado como un procedimiento de análisis no lineal estático por ATC-40 y FEMA 440 [41]- [42] e implementando en la metodología HAZUS. El MEC establece procedimientos simples para determinar el punto de capacidad por demanda (performance point) de una estructura cuando está sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad. Mediante un procedimiento gráfico se compara la capacidad para resistir fuerzas laterales con la demanda sísmica, representada por medio de un espectro de respuesta reducido, lo que significa la superposición de los espectros de capacidad y de demanda en un sistema cartesiano de formato ADRS (espectro de respuesta en aceleraciones - espectro de respuesta en desplazamientos), tal como se muestra en la Figura 26.

El espectro de capacidad es obtenido a partir de un análisis estático no lineal con empuje incremental (pushover). Utilizando un enfoque mecánico simple, la estructura es sometida a una carga estática lateral que representa por un modelo de un solo grado de libertad; además se caracteriza la demanda sísmica inicial mediante un espectro de respuesta elástica $S_{ae}(T)$ que se convierte al sistema cartesiano de formato S_a-S_d . El punto de intersección de los espectros de capacidad y demanda es el punto de máxima solicitud de la capacidad de la estructura por parte de la demanda a que se ve sometida (punto de capacidad demanda).

La metodología HAZUS (Hazard US) fue desarrollada para estimar las pérdidas potenciales debidas a terremotos [2]- [43]. Originalmente, incluye seis módulos diferentes como se muestra en la Figura 11: 1.-Estimación de la peligrosidad sísmica; 2.-Realización de un inventario de edificios y su clasificación; 3.-Evaluación de la vulnerabilidad, es decir cálculo del daño físico directo para cada clase de edificio y para cada nivel de peligrosidad, 4.- Daño físico por inundaciones; 5.- Las pérdidas directas económicas/sociales; 6.- Pérdidas económicas indirectas evaluadas a largo plazo. La evaluación de la vulnerabilidad del módulo [44] se realiza mediante el MEC del

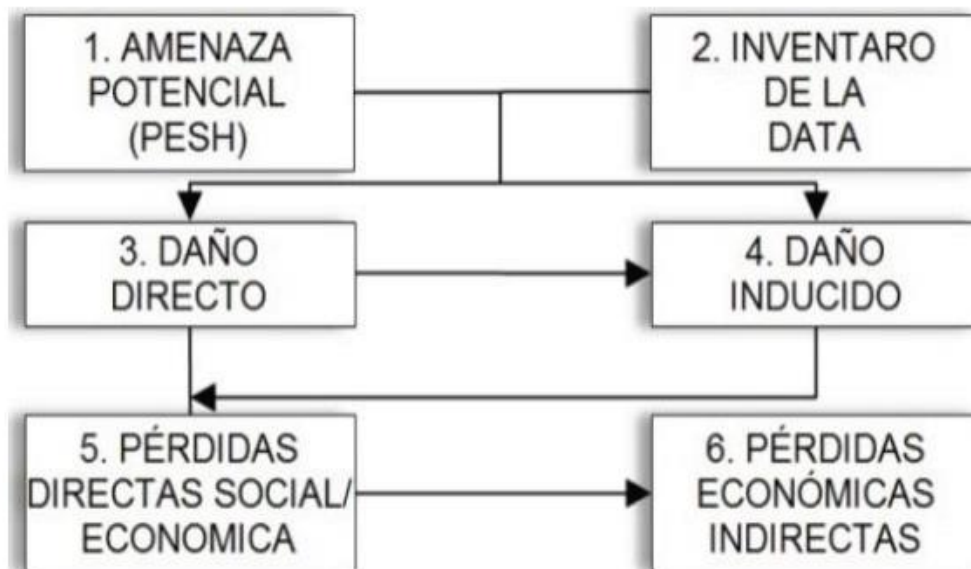
ATC-40; las curvas de fragilidad están representadas por funciones de distribución log-normal y se definen para cuatro estados límite de daños.

Figura 30: MEC para determinar el punto de capacidad por demanda.



Fuente: Revista “Ingeniería y Sociedad UC”

Figura 31: Módulos de HAZUS

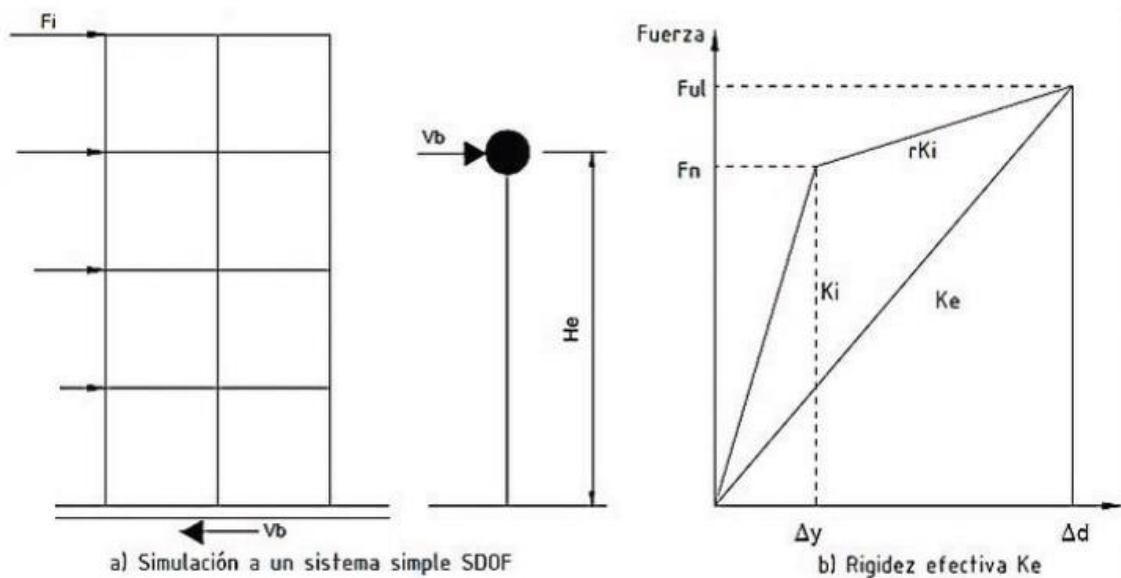


Fuente: Revista “Ingeniería y Sociedad UC”

2.2.3.8.11 Método basado en desplazamiento

Este método fue desarrollado por Priestley et al [45]; en este método se propone emplear el desplazamiento como indicador fundamental del daño y una representación espectral de la demanda sísmica. Es conocido también como método directo de diseño basado en desplazamiento (Direct Displacement Based Design DDBD), donde la respuesta de una estructura de múltiples grados de libertad se representa mediante un sistema de un grado de libertad equivalente a un oscilador con una masa efectiva (m_e). La curva fuerza-desplazamiento bilineal de la estructura se caracteriza en términos de rigidez efectiva o secante (K_e) en del desplazamiento máximo (Δ_d).

Figura 32: Fundamentos del DDBD, simulación de la estructura en SDOF y rigidez efectiva K_e .



Fuente: Revista “Ingeniería y Sociedad UC”

El método contempla que para un nivel de ductilidad de demanda se calcule un amortiguamiento viscoso equivalente, representativo de la combinación del amortiguamiento elástico e hysterético de la energía absorbida durante la respuesta elástica. Con el desplazamiento de diseño determinado para la respuesta máxima y el correspondiente amortiguamiento estimado a partir de la ductilidad de demanda esperada, se obtiene el periodo efectivo (T_e) de un grupo de espectros de proyectos expresados en

desplazamiento. Esta fuerza de proyecto de la estructura equivalente se distribuye en la estructura real y se dimensiona la estructura; a partir de aquí, se realiza un análisis estático no lineal para verificar que el amortiguamiento de partida se satisface dentro de una tolerancia aceptable (véase la Figura 28). Una versión refinada del enfoque DDBD propuesta por Calvi [21], para edificios de concreto armado en Europa, denominado DBELA, se ha propuesto recientemente [46].

En otro contexto, considerando la importancia de algunas técnicas de evaluación expuesta con anterioridad, se han aplicado 7 técnicas de evaluación de daño en Ugel et al. [47], en donde se expone la aplicación de las técnicas, se realiza un análisis comparativo y se dan conclusiones sobre la implementación las mismas.

2.2.3.9 Daños en el concreto por sismos

El concreto es un material frágil que posee un buen comportamiento ante esfuerzos de compresión, por el contrario, no tiene buen comportamiento ante esfuerzos de tensión.

Para mejorar el comportamiento del concreto a tensión se le incorpora acero de refuerzo de forma longitudinal; además, para mejorar su comportamiento a cortante se incluye acero de refuerzo de forma transversal. Debido al mal comportamiento del concreto a tensión generalmente es el primero en presentar daños en forma de fisuración o agrietamiento, estos daños por lo general no son importantes cuando se tiene un ancho de grieta mínimo y no ha sufrido daños el acero de refuerzo. [48]

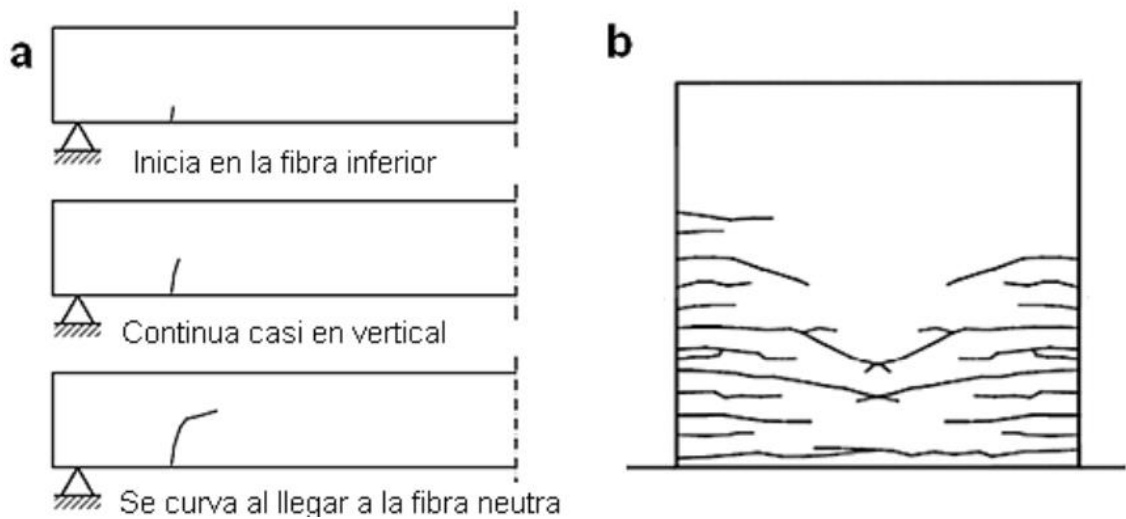
2.2.3.9.1 Fisuración.

Una fisura es la separación incompleta entre dos o más partes con o sin espacio entre ellas. Las fisuras pueden deberse a diferentes causas combinaciones de estas. Según las características de los esfuerzos a los que este expuesto al concreto reforzado se describen los siguientes tipos de fisuras.

- **Fisuración por flexión:** Las fisura por flexión generalmente aparecen cuando el elemento se encuentra cargado, y desaparecen (o se cierran) al descargar, inicia en la fibra donde el material se encuentra en esfuerzo de tensión progresando lentamente casi rectas hasta encorvarse al llegar a la fibra neutra (generalmente el centro) antes de la zona en esfuerzo de compresión. [48]

Figura 33: (a) Proceso de una fisura por flexión en viga (b) Fisuras por flexión en

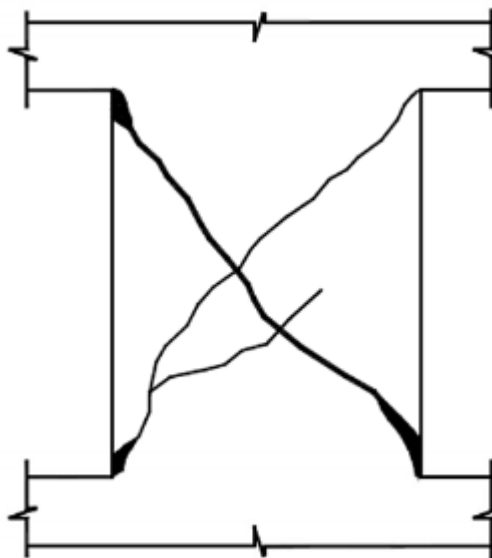
pared



Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

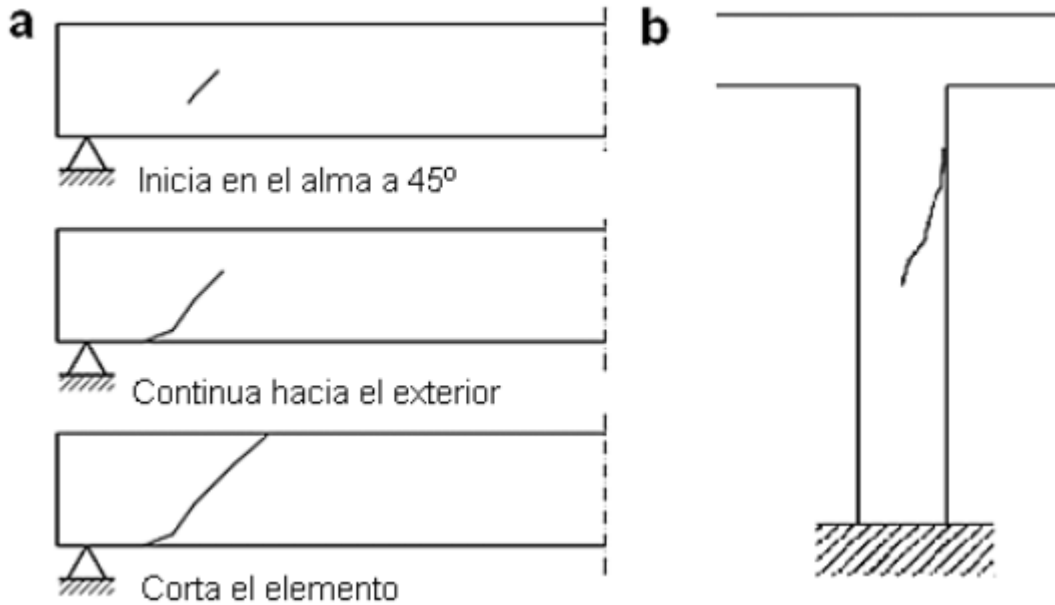
- **Fisuración por cortante:** Inician en el eje central longitudinal del elemento aproximadamente a 45° , progresan rápidamente hacia el exterior del elemento cortando al elemento. En vigas aparecen cerca de los apoyos cuando los estribos se encuentran muy espaciados entre sí o cuando las barras longitudinales no tienen la longitud de desarrollo suficiente. [48]

Figura 34: Fisuras por cortante en paredes de concreto reforzado



Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

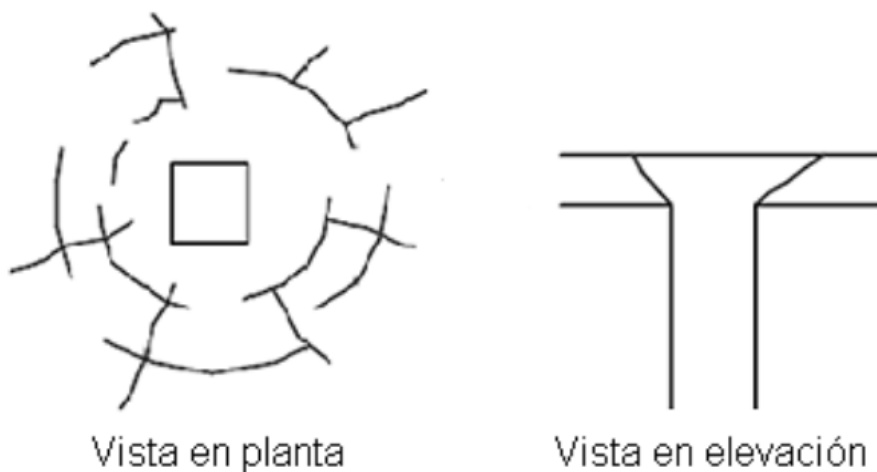
Figura 35: (a) Proceso de una fisura por cortante en viga (b) Fisuras por cortante en columna



Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

- **Fisuración por punzonamiento:** Generalmente aparecen en las uniones de vigas o losas con columnas, tienen características similares a las fisuras por cortante. [48]

Figura 36: Fisuras por punzonamiento unión losa columna

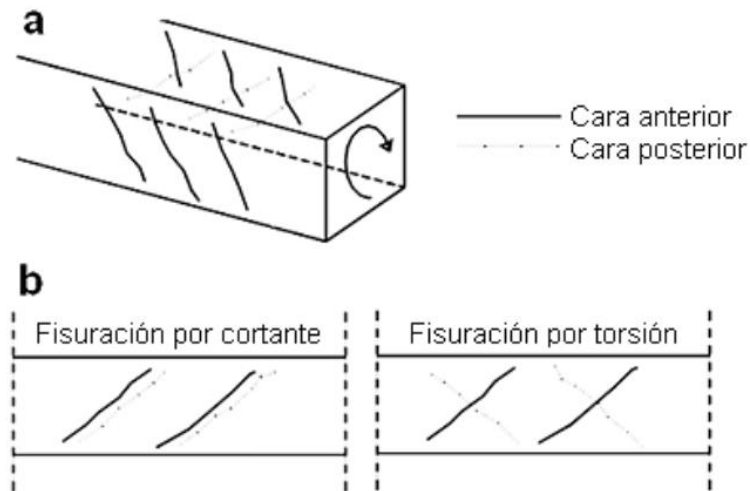


Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de

afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

- **Fisuración por torsión:** Tienen un aspecto similar a las fisuras por cortante, distinguiéndose por formarse en forma de “espiral”. [48]

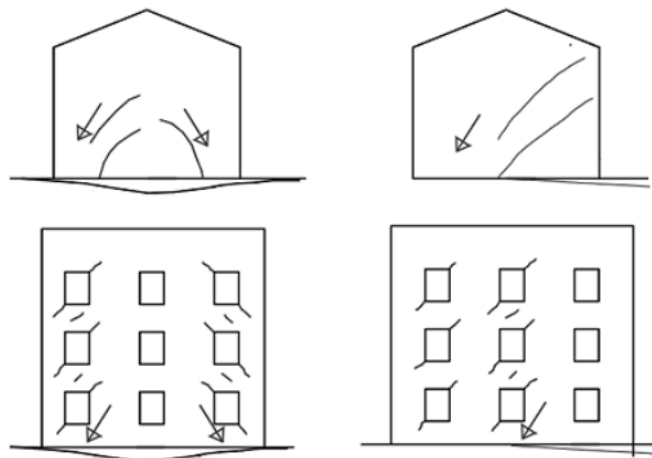
Figura 37: (a) Fisura por torsión (b) Diferencias de fisuración por cortante y por torsión



Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

- **Fisuración por asentamientos:** Este tipo de fisuras no depende directamente de las características de la estructura sino del comportamiento del suelo en el cual está cimentada. [48]

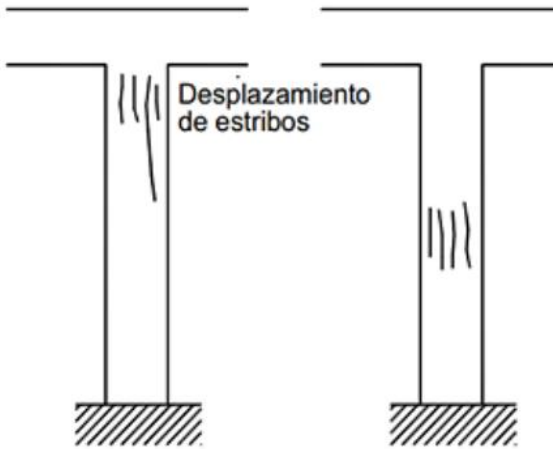
Figura 38: Fisuración por asentamientos



Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

- **Fisuración por compresión:** Inicia cuando el esfuerzo por compresión es mayor que la resistencia a compresión del concreto. Las fisuras crecen en la dirección de la aplicación del esfuerzo. En las columnas son síntomas de falla o colapso de la zona. [48]

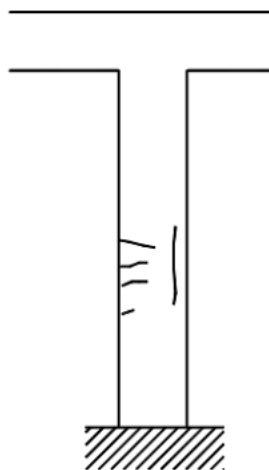
Figura 39: Fisuración por compresión en columnas



Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

- **Fisuración por pandeo por fuerza axial:** generalmente ocurre en elementos esbeltos sujetos a fuerzas de compresión. [48]

Figura 40: Fisuración por pandeo en columnas



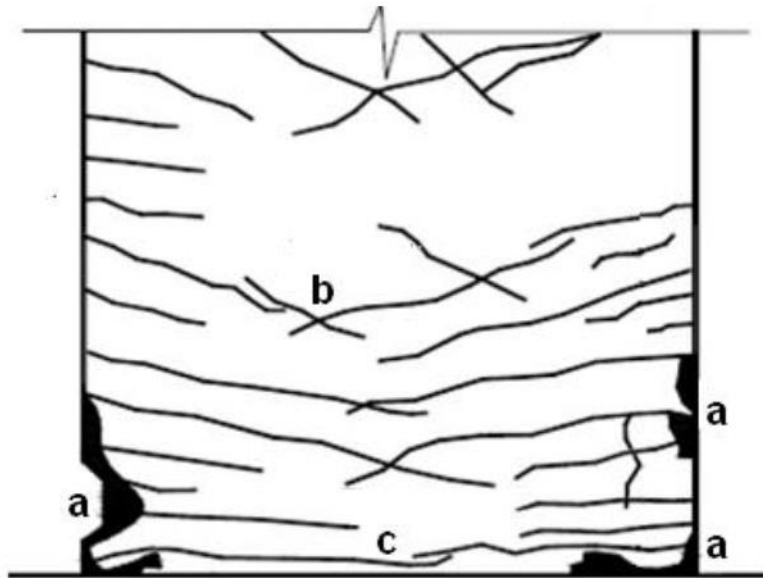
Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de

afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

2.2.3.9.2 Aplastamiento por fuerza axial

Después de la evolución de las fisuras por compresión, si continua con la aplicación del esfuerzo, el concreto es aplastado y el acero de refuerzo sufre pandeo o hasta fracturación, perdiendo toda la capacidad de resistencia. [48]

Figura 41: Daños en pared de concreto reforzado, (a) Aplastamiento del concreto (b) Fisuras por cortante (c) Fisuras por flexión



Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

2.2.3.10 Daños en mamposterías por sismos

Mampostería se le denomina a un arreglo ordenado de unidades unidas con mortero. Al igual que en el concreto, en la mampostería los tipos de daños que se manifiestan son la fisuración y el aplastamiento del elemento.

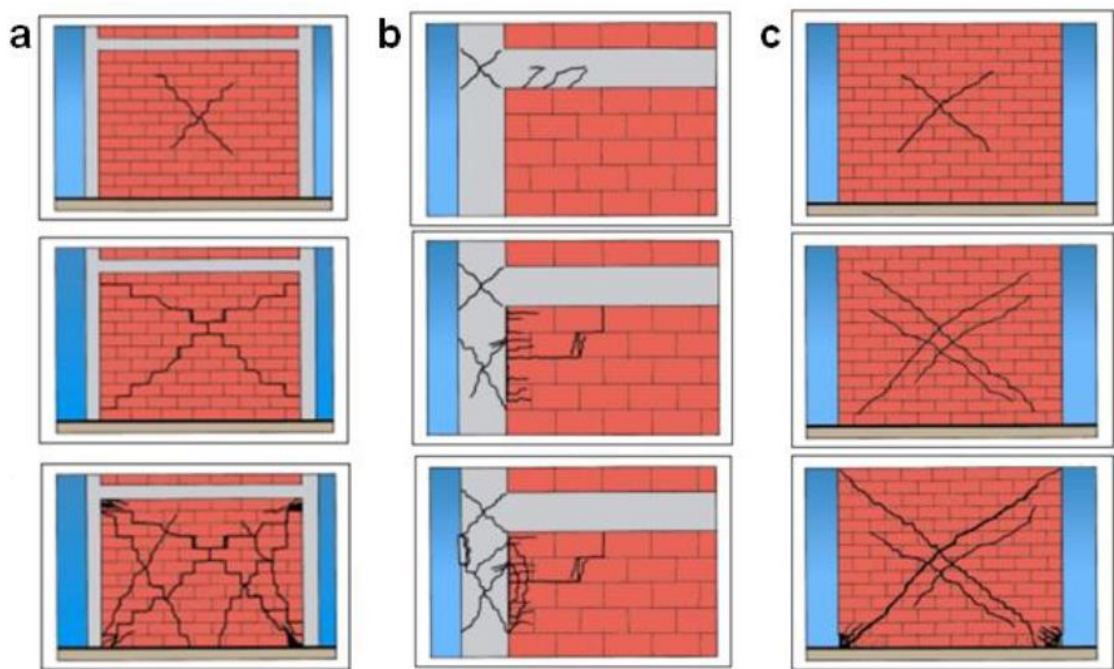
2.2.3.10.1 Fisuración

- **Fisuración por cortante:** las grietas inician en el centro de la pared con diagonales a 45° en dirección hacia las esquinas formando una “X”. Cuando el ancho de estas grietas es excesivo compromete la estabilidad del elemento. Según el trayecto de la fisura se conocen dos tipos de fisuración por cortante:

Por fricción: ocurre para esfuerzos bajos cuando se vence la resistencia de las juntas entre unidades (mortero) produciendo esfuerzos cortantes deslizantes en las juntas horizontales. [48]

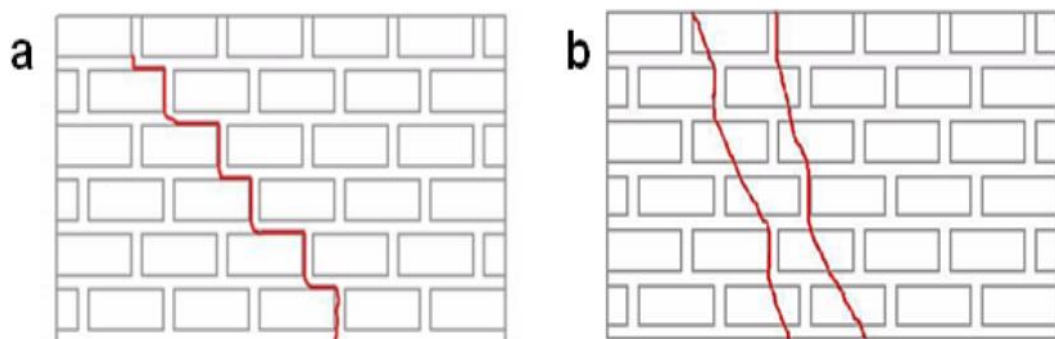
Por tensión diagonal: ocurre para esfuerzos moderados, la resistencia a cortante de las juntas de mortero aumenta debido a los esfuerzos de compresión, por lo tanto, las grietas se dan en las unidades. [48]

Figura 42: Proceso de fisuración por cortante, (a) Pared de mampostería confinada (b) Marco de confinamiento (c) Pared de mampostería reforzada



Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

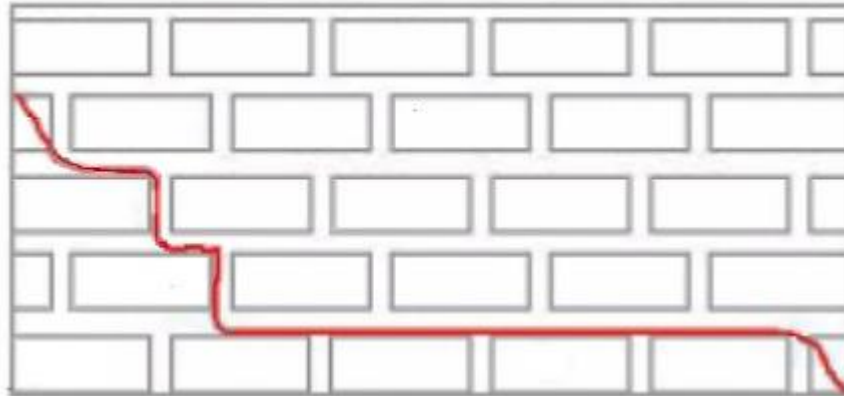
Figura 43: (a) Fisuración por fricción (b) Fisuración por tensión diagonal



Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

- **Fisuración por flexión:** Las grietas son generalmente horizontales y se forman en la parte superior e inferior del elemento cortando el elemento. [48]

Figura 44: Fisuración por flexión



Fuente: Tesis “Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar el nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un Sismo”, Marissa Alvarenga

2.2.3.10.2 Aplastamiento

Cuando la fisuración es excesiva el elemento pierde toda capacidad de resistir esfuerzos y si el elemento se mantiene bajo cargas de compresión ocurre el aplastamiento del elemento. [48]

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis y discusión de resultados

3.1.1 Vulnerabilidad sísmica Método cuantitativo

Se utilizó el programa computacional Etabs 2019 (versión 19.1.0), para realizar el análisis lineal del edificio de estudio con la información descrita en el capítulo 2, este análisis se realizó de acuerdo a lo descrito en la Norma Ecuatoriana de la Construcción para su aceptación y realizar los análisis correspondientes

3.1.1.1 Definición de materiales

Para la resistencia a compresión del hormigón $f'c$ se utilizó el valor descrito en la sección 2.2.3.4.1, para la resistencia a la fluencia del acero f_y se toma el valor del acero corrugado.

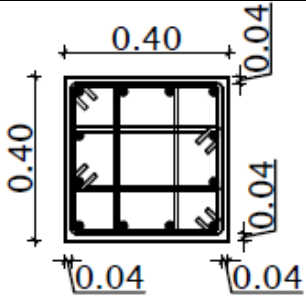
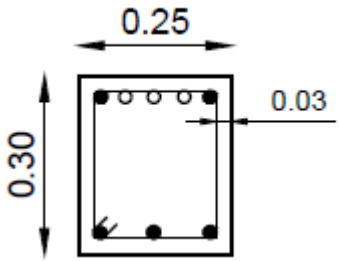
- Hormigón $f'c$: 240 kg/cm² (Dato obtenido de los planos estructurales)
- Modulo elástico del Hormigón: $13100 \times \sqrt{f'c}$
- Acero de refuerzo f_y : 4200 Kg/cm²

3.1.1.2 Definición de secciones

Se define las secciones de los elementos estructurales de vigas, columnas y losas para el modelamiento con sus diferentes dimensiones y armadura como se presenta en la tabla:

Tabla 22: Secciones y áreas de vigas y columnas

N° Piso	Sección	Material del acero	Dimensión	Armadura
En todos los pisos	Columna C 40x40	A615Gr 40	Ancho: 40 cm Profundidad: 40 cm Recubrimiento: 4 cm	Diámetro: 14 mm Acero transversal Diámetro: 10 mm Espaciamiento 10 cm y 15 cm

				
En todos los pisos	Viga V 25x30	A615Gr 40	Peralte: 35cm Base:25cm Recubrimiento: 3cm 	Diámetro: 5 de 12 mm 3 de 14 mm Acero transversal Diámetro: 10 mm Espaciamiento 7 cm y 15 cm

Fuente: Pablo Navarrete

3.1.1.3 Definición del espectro de respuesta sísmica

Se define el espectro de respuesta, el espectro de la NEC 2015 se define con los valores propuestos de la norma debido a que el análisis de la fisuración de los elementos estructurales y no estructurales nos basamos en la norma vigente.

Figura 45: Espectro de respuesta sísmica NEC 2015

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Zone Coefficient, Z:

η Coefficient:

Site Factor, Fa:

Site Factor, Fd:

Soil Type:

Inelastic Behavior Fctor of Subsurface, Fs:

Importance Factor, I:

Response Modification Factor, R:

Define Function

Period	Acceleration
0	0.1488
0.1	0.1488
0.2	0.1488
0.3	0.1488
0.4	0.1488
0.5	0.1488

Plot Options

Linear X - Linear Y

Linear X - Log Y

Log X - Linear Y

Log X - Log Y

Function Graph

E-3

175

150

125

100

75

50

25

0

0.0 1.5 3.0 4.5 6.0 7.5 9.0 10.5 12.0 13.5 15.0

Fuente: Etabs 2019

Definición del cortante basal estático

Para calcular el valor del coeficiente del cortante basal se calcular el valor del periodo de vibración aproximado mediante el método 1 establecido por la norma vigente NEC-2015 con la siguiente formula:

$$T = C_t \times hn^\alpha$$

Donde:

C_t, α : Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn: Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura

Tabla 23: Parámetros para el cálculo del periodo de vibración por el método 1

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

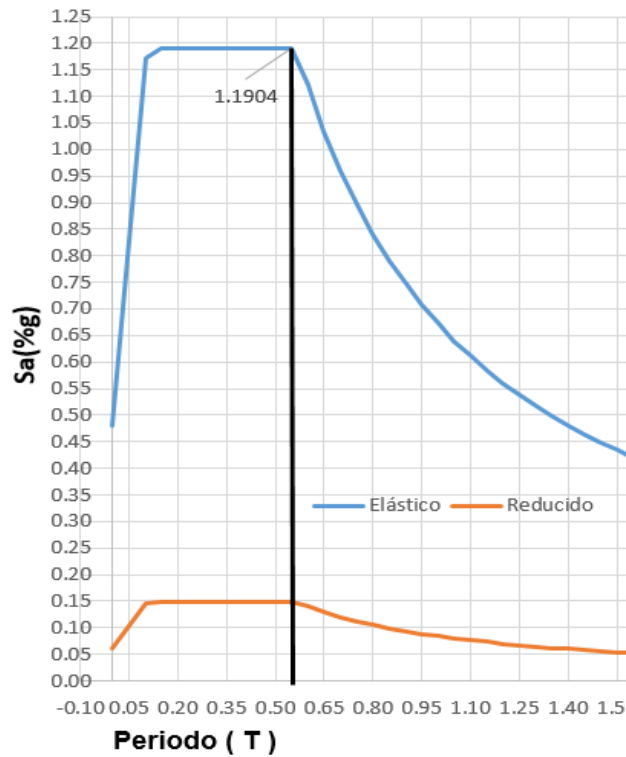
Fuente: NEC-SE-DS 2015

$$T = 0.055 \times 13.30^{0.9}$$

$$\mathbf{T = 0.5647}$$

El periodo fundamental es de 0.5647 segundos, con ese valor se calcula la aceleración mediante la siguiente grafica para el espectro probabilístico de la NEC 2015

Figura 46: Aceleración espectral para el análisis de la estructura



Fuente: Pablo Navarrete

El valor calculado de la aceleración es de 1.1904 g para el espectro de la NEC 2015, estos valores son necesarios para calcular el cortante basal con la siguiente expresión:

$$C = \frac{I \times Sa(Ta)}{R \times \Phi_p \times \Phi_e}$$

Donde:

C: Coeficiente de reducción

I: Factor de importancia

Sa: Espectro de respuesta elástica de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g.)

R: Factor de reducción de resistencia sísmica

ΦP: Coeficiente de configuración en planta

ΦE: Coeficiente de configuración en elevación

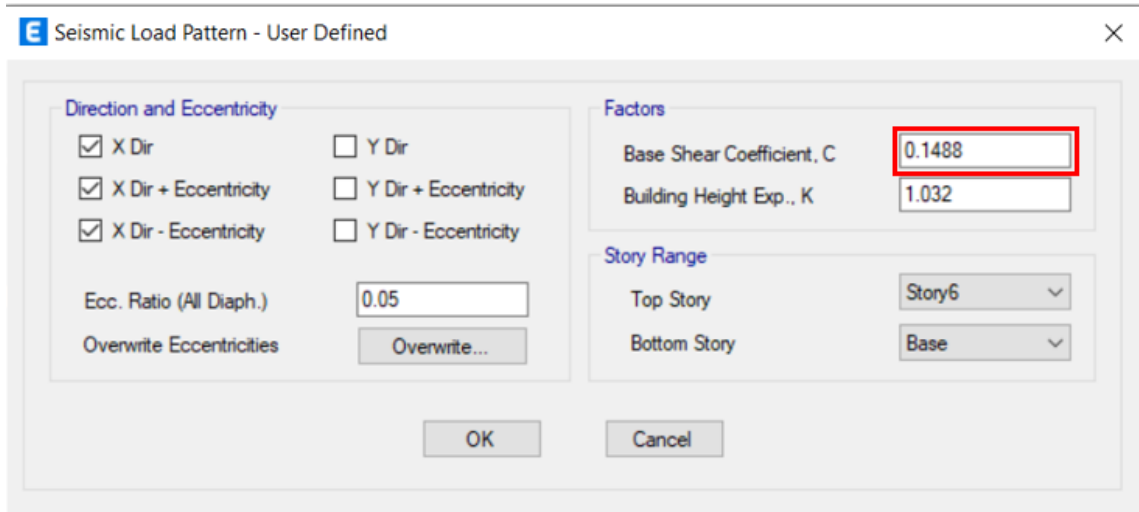
- **Coficiente Basal NEC-2015**

$$C = \frac{1.00 \times 1.1904}{8.00 \times 1.00 \times 1.00}$$

$$C = 0.1488$$

Con el valor del coeficiente calculado se ingresa al ETABS para definir la carga sísmica estática para cada espectro:

Figura 47: Coeficiente de Corte Basal Espectro NEC-2015

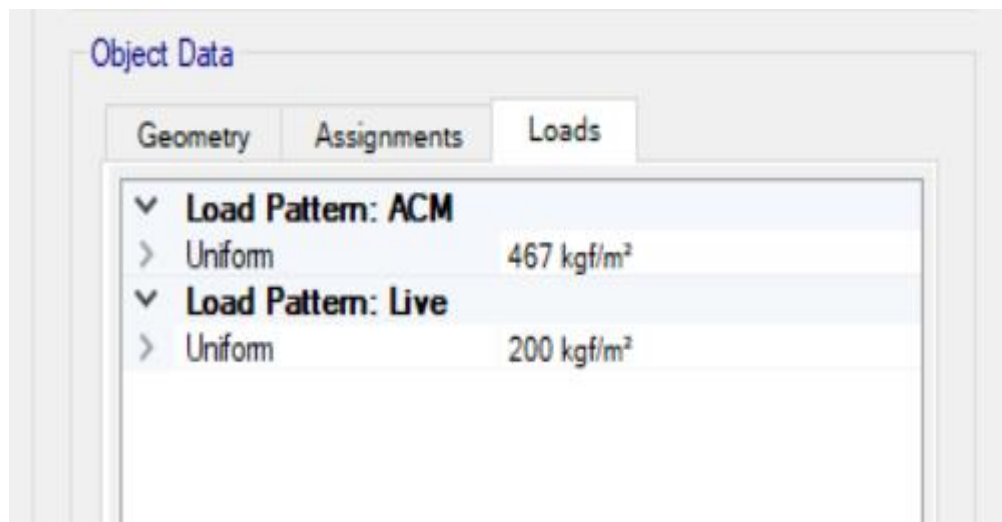


Fuente: Etabs 2019

3.1.1.4 Asignación de cargas

Se asignó las cargas que afecta a la estructura, las cuales son asignados en la losa de cada piso en forma de carga uniforme. Tanto las cargas vivas y el adicional de la carga muerta permanente descritas en la sección 2.2.3.5.

Figura 48: Información de estado de cargas en el piso N+5.70



Fuente: Etabs 2019

3.1.1.5 Análisis de resultados

Para verificar que la estructura cumpla con un diseño optimo se debe realizar los siguientes chequeos según la NEC-SE-DS 2015.

- **Periodo de vibración**

El periodo de vibración de le edificación **T**, se obtiene a partir de dos métodos descritos a continuación. Para el método 1 que se estima el valor con la expresión descrita en la tabla 24. Para el método 2 se debe realizar el análisis lineal para obtener dicho valor, en la figura 49 se presenta los valores del periodo para cada modo de vibración.

Para realizar este chequeo, el valor de T que se obtiene por el método 2 no debe superar en un 30% al valor de Ta obtenido por el método 1.

Figura 49: Valores del periodo para cada modo de vibración

Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.715	1.398	8.7857	77.1883
Modal	2	0.559	1.789	11.2415	126.3714
Modal	3	0.445	2.246	14.1124	199.1609
Modal	4	0.215	4.655	29.2458	855.3185
Modal	5	0.159	6.284	39.4866	1559.1942
Modal	6	0.143	6.988	43.9063	1927.7624
Modal	7	0.12	8.306	52.1876	2723.5411
Modal	8	0.1	9.98	62.7088	3932.3951
Modal	9	0.095	10.496	65.9505	4349.4742
Modal	10	0.095	10.537	66.2034	4382.8961
Modal	11	0.075	13.394	84.1551	7082.0884
Modal	12	0.069	14.527	91.2779	8331.6588

Fuente: Etabs 2019

Tabla 24: Verificación del periodo fundamental de la estructura

PERIODO DE VIBRACION		
Método 1 (Ta)	0.565	Ta2 <=1.3Ta1
Método 2 (Ta)	0.715	CUMPLE
1.3Ta1	0.734	

Fuente: Pablo Navarrete

Se observa en la tabla 24 que la edificación cumple con este chequeo ya que el valor de periodo del análisis es menor que el 30% del periodo calculado por el método 1, lo que significa que la estructura es aceptada generando valores bajos de derivas. Por lo que no es necesario incrementar las secciones o tampoco aplicar algún método de reforzamiento para bajar el periodo de vibración.

- **Torsión en planta**

Este chequeo se debe comprobar por los dos primeros modos de vibración de la estructura tengan un movimiento translacional, ya que las cargas sísmicas son más grandes en los dos primeros modos de vibración por lo que se espera que se produzca la mayor cantidad de disipación de energía. El tercer modo de vibración se espera que sea totalmente torsional.

Se calcula el porcentaje de torsión que produce cada modo de vibración con la siguiente expresión que hace referencia al porcentaje de masa de la estructura que se desplaza, la cual relaciona el giro en Z con el mayor valor de desplazamiento en dirección X y en la dirección Y, esta relación debe ser menor al 30% para que tenga comportamiento traslacional.

$$\%Torsion = \frac{R_z}{\max(U_x; U_y)} \times 100$$

$$\%Torsion \leq 30\%(\text{Traslacional})$$

Figura 50: Factores de participación

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
Modal	1	0.715	0.0003	0.8547	0	0.0003	0.8547	0	0.5331	0.0001	0.0009
Modal	2	0.559	0.6872	0.0006	0	0.6875	0.8553	0	0.0008	0.4432	0.1429
Modal	3	0.445	0.1506	0.0001	0	0.8381	0.8554	0	0.0019	0.12	0.6792
Modal	4	0.215	0.0001	0.0992	0	0.8382	0.9545	0	0.3941	0.0001	0.0002
Modal	5	0.159	0.1122	0.0001	0	0.9503	0.9546	0	9.347E-06	0.3497	0
Modal	6	0.143	0.0019	0.0012	0	0.9523	0.9558	0	0.0004	0.001	0.1003
Modal	7	0.12	0.0001	0.0205	0	0.9524	0.9763	0	0.0167	0	0.0055
Modal	8	0.1	0.014	4.637E-06	0	0.9663	0.9763	0	0	0.0246	0.0206
Modal	9	0.095	0.0007	0.006	0	0.967	0.9823	0	0.0086	0.0009	0.0011
Modal	10	0.095	4.023E-05	0.0053	0	0.9671	0.9876	0	0.0078	0.0001	2.439E-05
Modal	11	0.075	0.0193	4.893E-05	0	0.9864	0.9877	0	0.0001	0.0237	0.0036
Modal	12	0.069	0.0001	0.0049	0	0.9865	0.9926	0	0.0128	0.0001	2.74E-05

Fuente: Etabs 2019

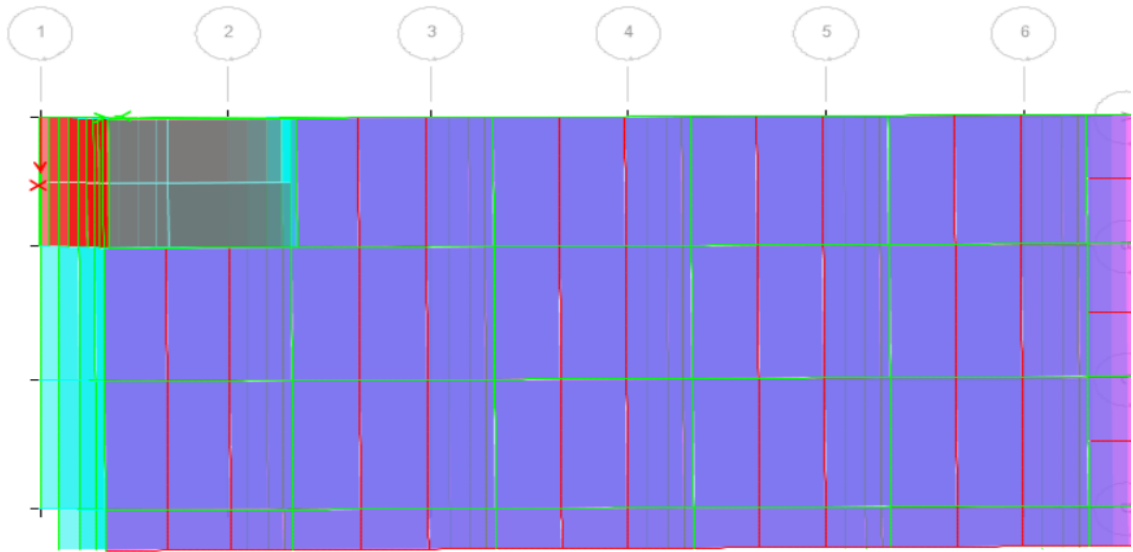
Tabla 25: Factores de participación y verificación

FACTORES DE PARTICIPACION					
MODO	UX	UY	RZ	%TORSION	
1	0.0003	0.8547	0.0009	0.1053	OK TRANSLACIONAL
2	0.6872	0.0006	0.1429	20.7945	OK TRANSLACIONAL
3	0.228	0.0001	0.6792	297.8947	TORSIONAL

Fuente: Pablo Navarrete

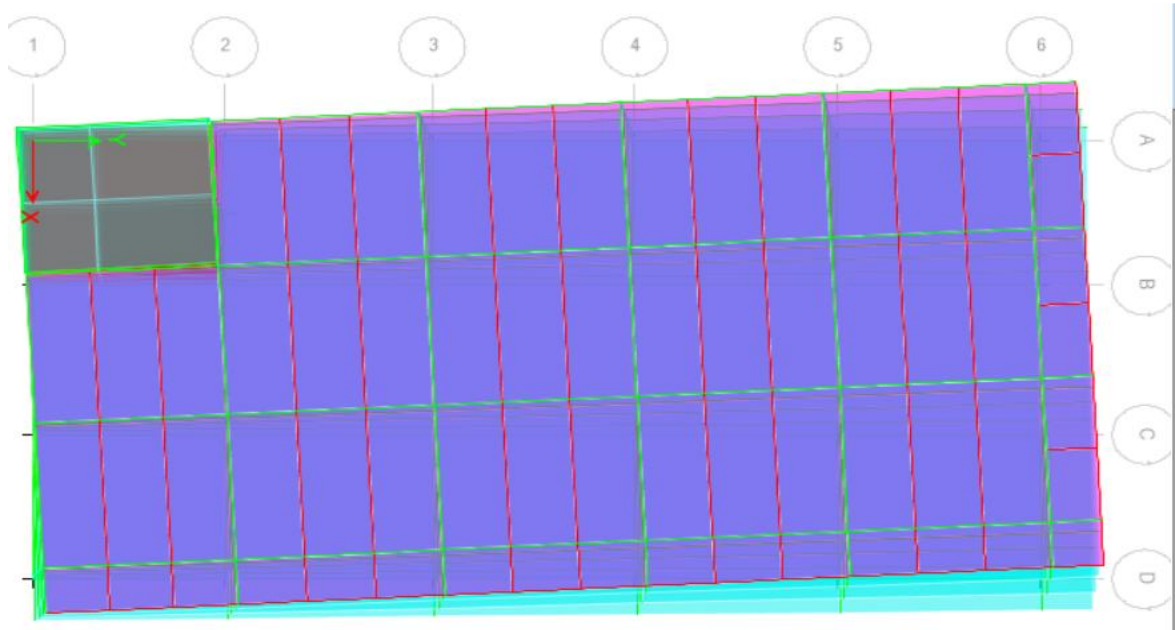
Según la tabla 25, la estructura presenta comportamiento translacional en el primer y segundo modo de vibración, lo cual no supera el 30% de la participación rotacional permitida, por lo que no sufre torsión en planta con la configuración estructural de la misma, la cual no presenta entrantes excesivos como se muestra en la figura 51. En la figura 51 se muestra el comportamiento de la edificación en el primer modo de vibración, se observa como los elementos no tiene desplazamiento excesivo. Es recomendable que la estructura no presente torsión en sus dos primeros modos de vibración debido a que pueden producirse grandes daños en los edificios durante sismos intensos y llegar al colapso de la estructura. En el caso de la estructura de acuerdo a los cálculos en la tabla 25 y el gráfico 51 no se produce torsión en los primeros modos de vibración.

Figura 51: Primer modo de vibración



Fuente: Etabs 2019

Figura 52: Segundo modo de vibración



Fuente: Etabs 2019

- **Masa acumulada**

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS), en la sección 6.2.2. Hace referencia que para el análisis dinámico espectral en todos los modos de vibración considerados en la participación de la masa modal deben garantizar que al menos se

acumule el 90% de la masa total de la estructura en cada dirección horizontal que se encuentra considerada. [4]

Tabla 26: Masa acumulada de la estructura

MODO	Sum UX	Sum UY
1	0.0003	0.8547
2	0.6875	0.8553
3	0.8381	0.8554
4	0.8382	0.9545
5	0.9503	0.9546
6	0.9523	0.9558
7	0.9524	0.9763
8	0.9663	0.9763
9	0.967	0.9823
10	0.9671	0.9876
11	0.9864	0.9877
12	0.9865	0.9926

Fuente: Pablo Navarrete

En la tabla anterior se muestran las masas acumuladas de la estructura que se determinó mediante Etabs 2019, se acumula el 90% de masa en el quinto modo para la dirección X y en el cuarto modo para la dirección Y, para ambos casos cumplen ya que se encuentran en los modos para el análisis.

- **Cortante basal**

En la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS en la sección 6.2.2 estipula que el valor del cortante dinámico total aplicado en la base, realizado por el método de análisis dinámico no debe superar el 80% (estructuras regulares) o el 85% (estructuras irregulares) obtenido por el método estático, en el caso que supere se debe realizar un ajuste del corte basal de los resultados obtenidos. [4]

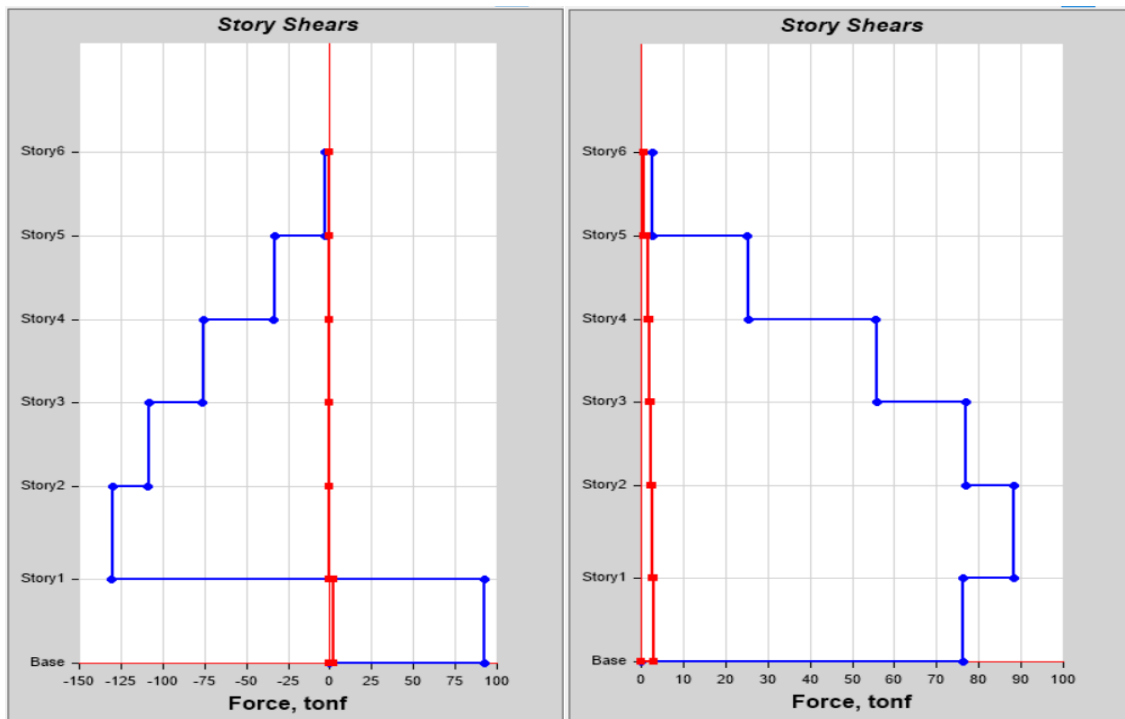
Tabla 27: Validación del análisis dinámico NEC-2015 y corrección

CORTANTE BASAL ESTATICO VS DINAMICO
--

V DINA \geq 80% (REGULAR)			
V DINA \geq 85% (IRREGULAR)			
EN X			Factor
V DINA (ESP X)	88.27	95.26	CUMPLE
V ESTA (SX)	92.66		
Despues de la correccion			
V DINA	98.8624	106.69	CUMPLE
V ESTA	92.66		
EN Y			Factor
V DINA (ESPE Y)	80.91	90.88	CUMPLE
V ESTA (SY)	89.03		
Despues de la correccion			
V DINA	90.6192	101.79	CUMPLE
V ESTA	89.03		

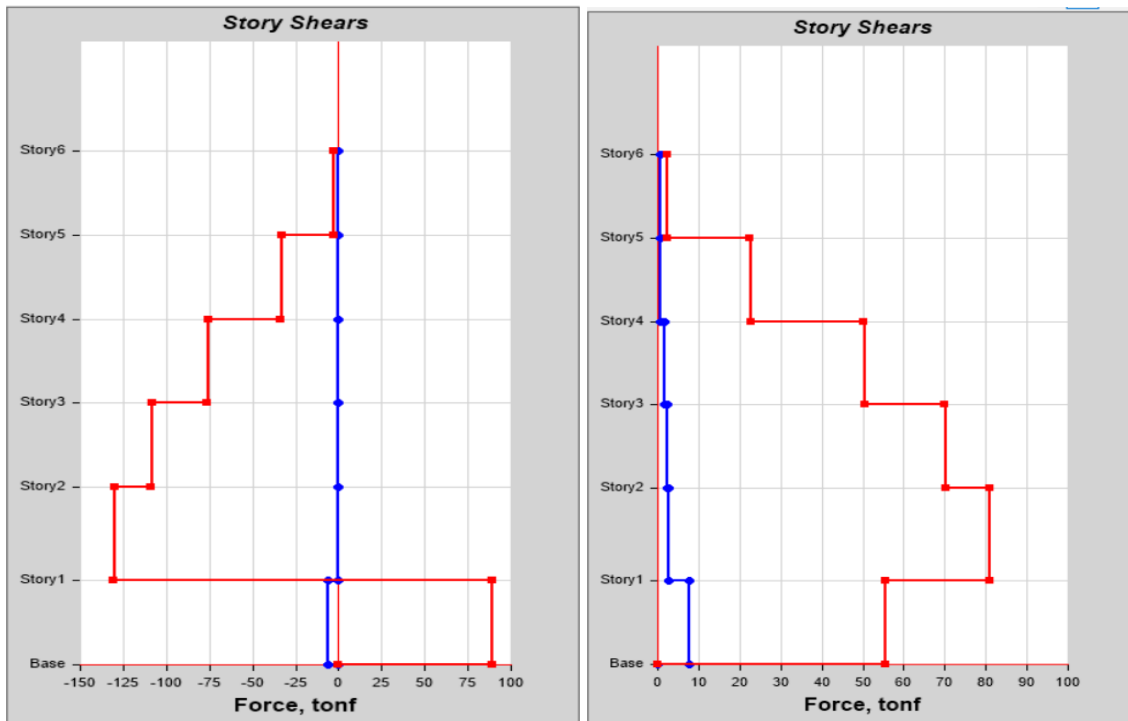
Fuente: Pablo Navarrete

Figura 53: Cortante basal estático vs Cortante basal dinámico sentido X



Fuente: Etabs 2019

Figura 54: Cortante basal estático vs Cortante basal dinámico sentido Y



Fuente: Etabs 2019

Como se presenta en la tabla anterior, el cortante basal en dirección X y Y, supera el 85% del cortante estático que establece la norma, para lo cual se calcularon los factores que requiere el cortante para cumplir con el 85%, este valor se lo ingresa en el Etabs para validar el análisis. El factor tanto en el sentido X como en el sentido Y se calculó mediante la siguiente expresión:

$$\text{Factor} = 1 + \left(\frac{85}{100} - \frac{V \text{ dinámico}}{V \text{ estático}} \right)$$

$$\text{Factor} = 1 + \left(\frac{85}{100} - \frac{24.99}{30.21} \right)$$

Factor = 1.02

- **Derivas de piso**

Para controlar las deformaciones de la estructura la Norma ecuatoriana de la Construcción en su sección 4.2.2 establece que la deriva máxima obtenida para cada piso no debe superar los límites de la deriva elástica como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 28: Valores de derivas inelásticas máximas de piso ΔM

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructura metálica y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Para el análisis de las derivas de piso se utiliza el máximo valor de la respuesta en el desplazamiento de la edificación, generada por el sismo de diseño. Se debe analizar tanto derivas estáticas como dinámicas para la dirección X y Y.

Para el cálculo de la deriva máxima inelástica ΔM de cada piso, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS en la sección 6.3.9 Control de la deriva de piso nos presenta la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$$

Donde:

ΔM : Deriva máxima elástica

ΔE : Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

R: Factor de reducción de resistencia

Derivas por cortante dinámico

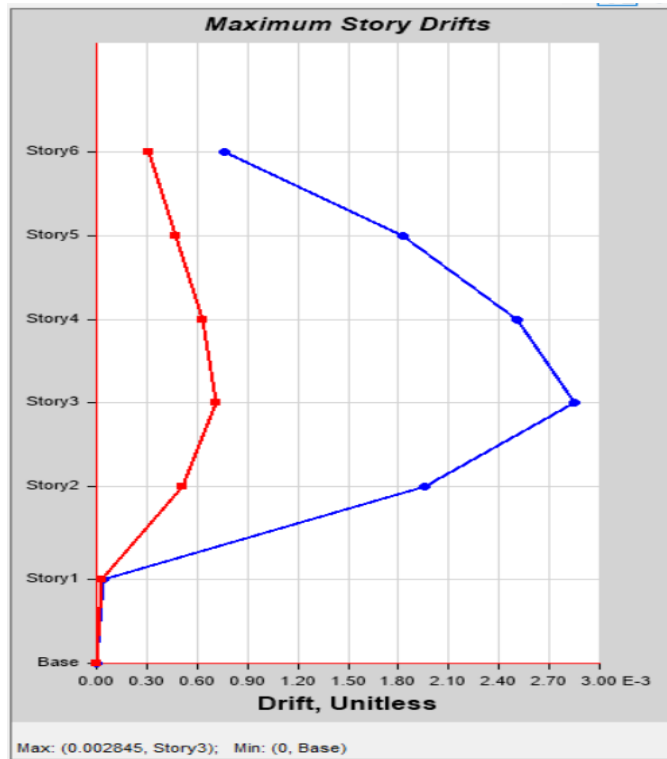
Como se indica en la figura 55 y 57 y pudiéndolo comprobar mediante la tabla 29 las derivas inelásticas causadas por el cortante dinámico no supera el 2% en todos los pisos de la estructura, con un valor máximo de 1.707% en el sentido X y un valor de 1.5246% en el sentido Y para el nivel N+8.40.

Tabla 29: Derivas de piso por cortante dinámico

DERIVAS DE PISO POR CORTANTE DINÁMICO					
SENTIDO X			SENTIDO Y		
PISO	DERIVA ELA	DERIVA INELA	PISO	DERIVA ELA	DERIVA INELA
1	0.0000350	0.021	1	0.000084	0.0504
2	0.001958	1.1748	2	0.00209	1.254
3	0.002845	1.707	3	0.002541	1.5246
4	0.002511	1.5066	4	0.001996	1.1976
5	0.001823	1.0938	5	0.001194	0.7164
5	0.000761	0.4566	5	0.000776	0.4656

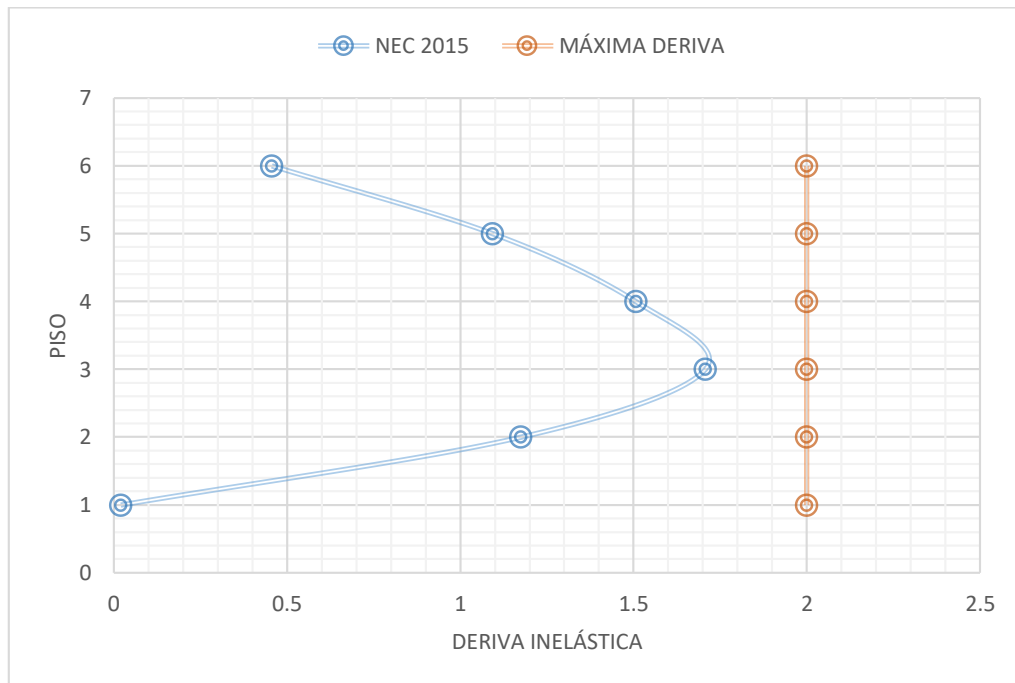
Fuente: Pablo Navarrete

Figura 55: Derivas por cortante dinámico sentido X



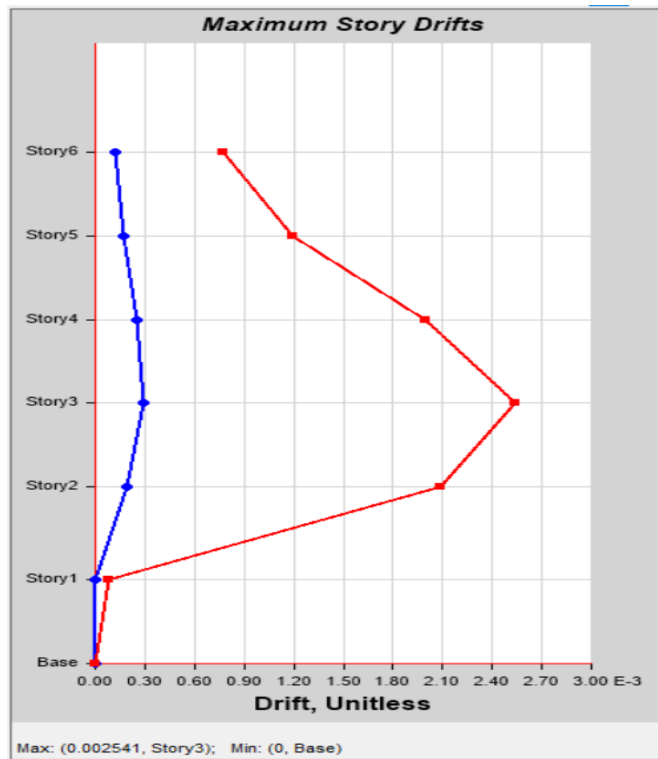
Fuente: Etabs 2019

Figura 56: Derivas inelásticas por cortante dinámico sentido X



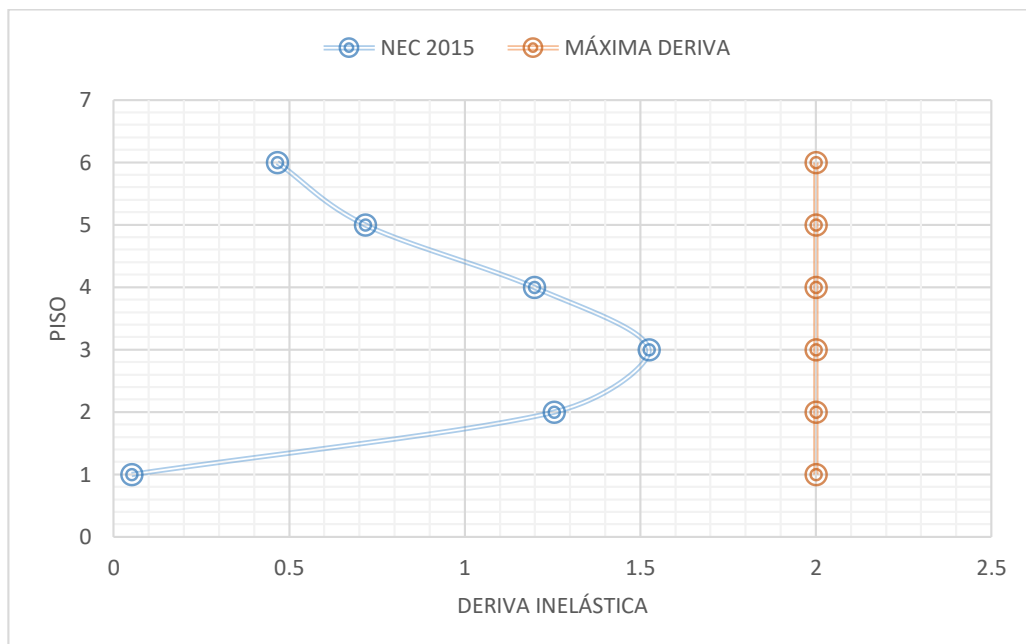
Fuente: Pablo Navarrete

Figura 57: Derivas por cortante dinámico sentido Y



Fuente: Etabs 2019

Figura 58: Derivas inelásticas por cortante dinámico sentido Y



Fuente: Pablo Navarrete

Derivas por cortante estático

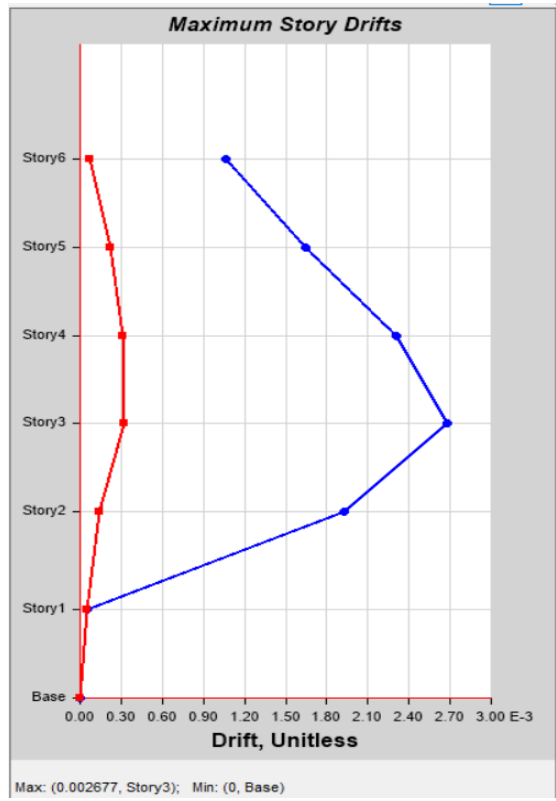
Como se indica en la figura 59 y pudiéndolo comprobar mediante la tabla 30 las derivas inelásticas causadas por el cortante estático no supera el 2% en todos los pisos de la estructura, con un valor máximo de 1.60% en el sentido X, mientras que en la figura 61 se puede visualizar la deriva inelástica causada en el nivel N+8.40 supera el 2% en el sentido Y con un valor máximo de 2.31%.

Tabla 30: Derivas de piso por cortante estático

DERIVAS DE PISO POR CORTANTE ESTÁTICO					
SENTIDO X			SENTIDO Y		
PISO	DERIVA ELA	DERIVA INELA	PISO	DERIVA ELA	DERIVA INELA
1	0.0000490	0.0294	1	0.000134	0.0804
2	0.00193	1.158	2	0.003256	1.9536
3	0.002677	1.6062	3	0.003863	2.3178
4	0.002308	1.3848	4	0.002979	1.7874
5	0.001644	0.9864	5	0.001747	1.0482
6	0.001066	0.6396	6	0.001133	0.6798

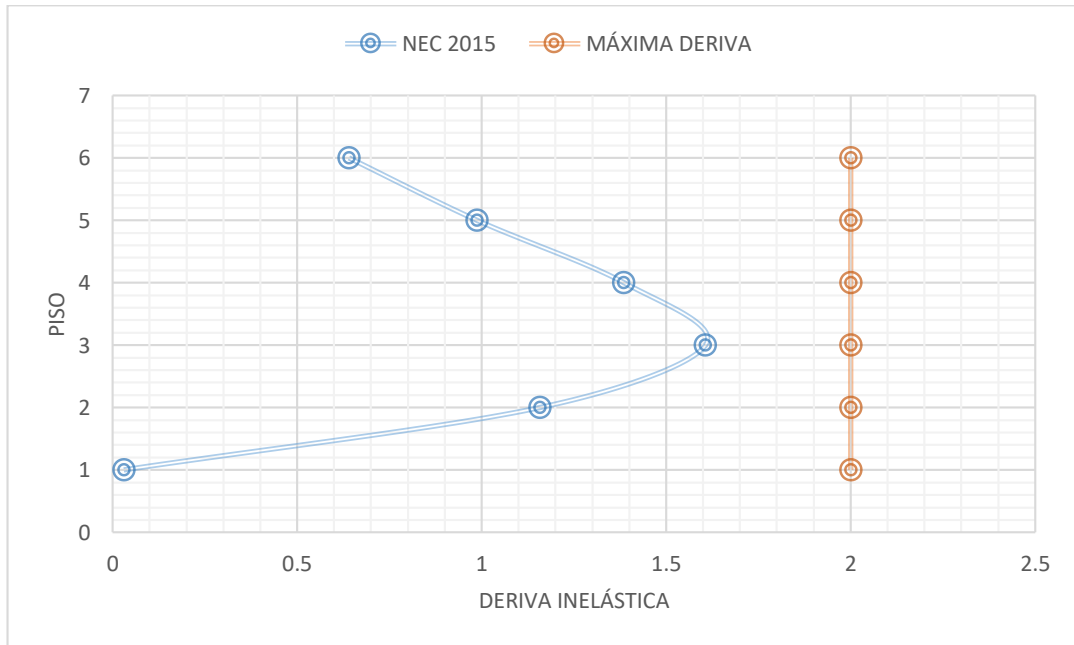
Fuente: Pablo Navarrete

Figura 59: Derivas por cortante estático sentido X



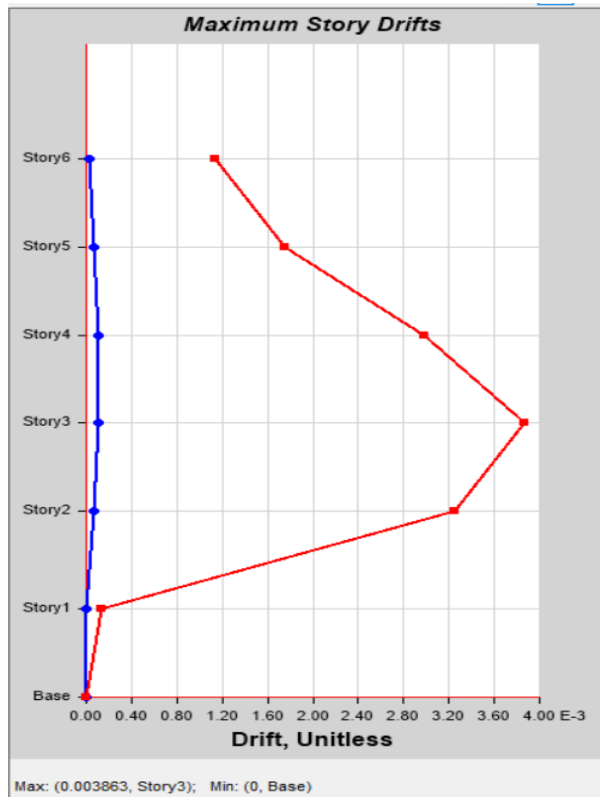
Fuente: Etabs 2019

Figura 60: Derivas inelásticas por cortante estático sentido X



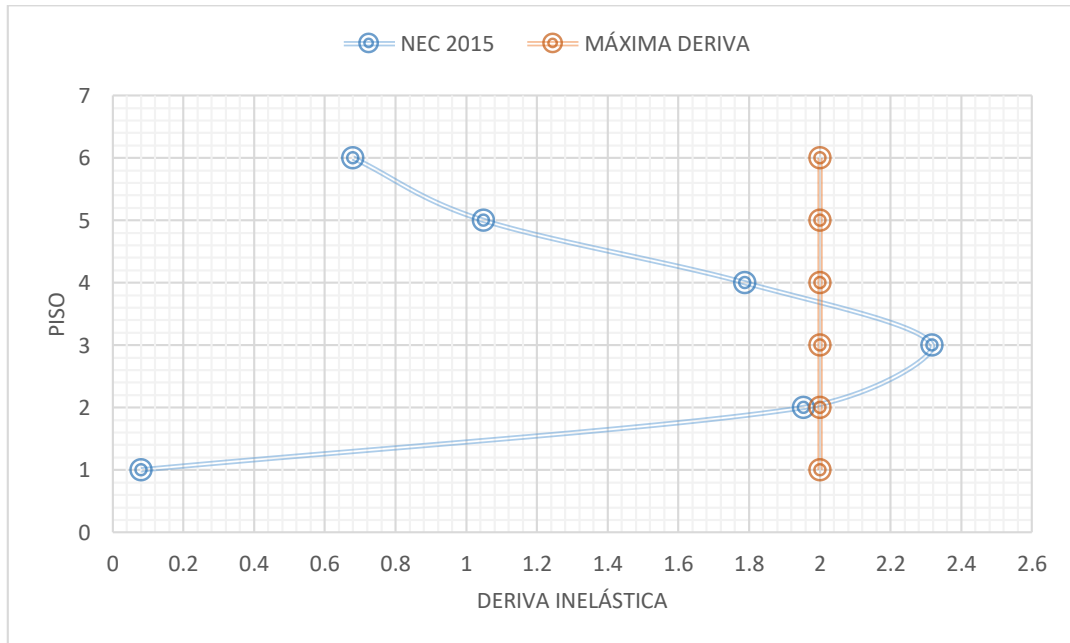
Fuente: Pablo Navarrete

Figura 61: Derivas por cortante estático sentido Y



Fuente: Etabs 2019

Figura 62: Derivas inelásticas por cortante estático sentido Y



Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 31: Resumen de las máximas derivas de piso

DERIVAS DE PISO					
ANALISIS ESTATICO			ANALISIS DINAMICO		
EN X			EN X		
DERIVA ELASTI	0.00267 7	CUMPLE	DERIVA ELASTI	0.00284 5	CUMPL E
DERIVA INELA	1.6062		DERIVA INELA	1.707	
EN Y			EN Y		
DERIVA ELASTI	0.00386 3	NO CUMPLE	DERIVA ELASTI	0.00254 1	CUMPL E
DERIVA INELA	2.3178		DERIVA INELA	1.5246	

Fuente: Pablo Navarrete

3.1.1.6 Niveles de amenaza sísmica

Para analizar el desempeño de la estructura y de los diferentes elementos estructurales los niveles de amenaza utilizados se representan como espectros de la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Los sismos se clasifican según los niveles de peligro y el periodo de retorno. Los mismos se encuentran en el capítulo NEC-SE-DS, en la sección 4.2.2 y se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 32: Niveles de amenaza sísmica

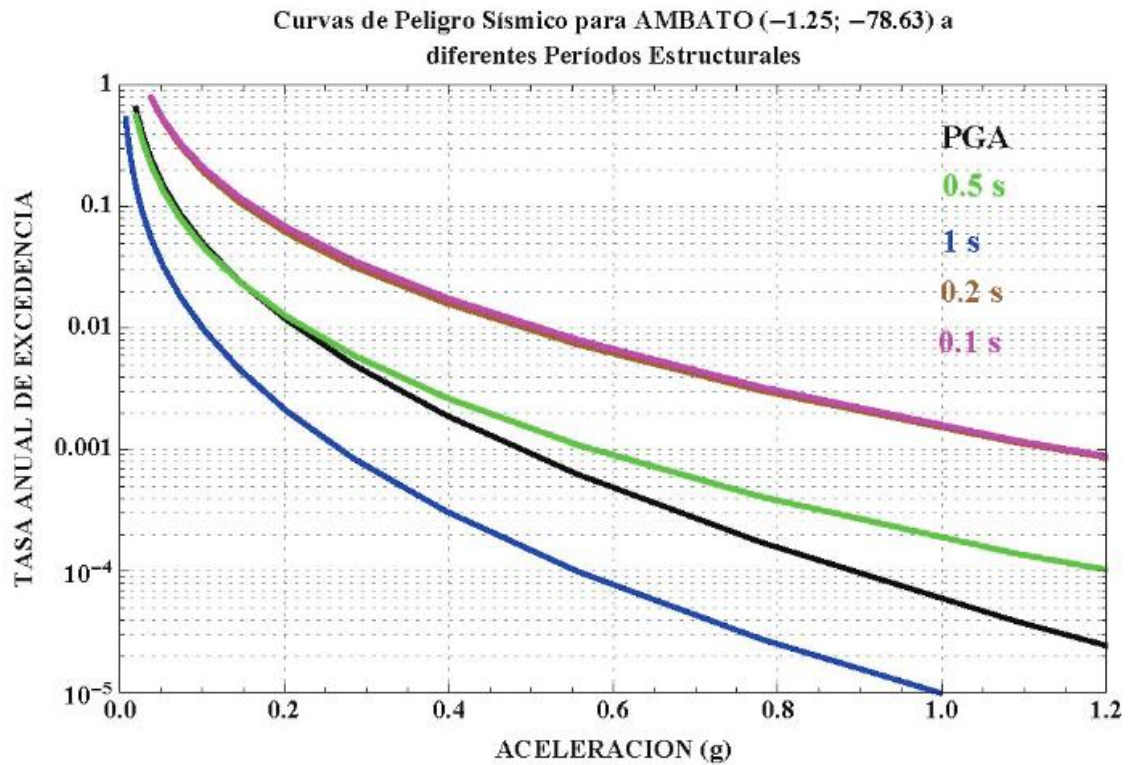
Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)	PGA Rock Ambato
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389	0.20
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444	0.31
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211	0.40
4	Muy raro* (extremo)	2%	2500	0.00040	0.65

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Para obtener los espectros para cada nivel de amenaza presentados en la tabla anterior se lo hace mediante las curvas de peligro sísmico de la ciudad de Ambato, que se encuentra en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo NEC-SE-DS, en la sección 10.4 Curvas

de peligro sísmico la figura N°14, la cual se presenta a continuación:

Figura 63: Curvas de peligro sísmico, Ambato



Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Para encontrar los factores de sitio para cada nivel de amenaza se realiza mediante el procedimiento de interpolación con los valores que se encuentran en la sección 3.2.2 del icapítulo NEC-SE-DS, los cuales dependen del valor de la aceleración espectral que en la edificación en estudio es 2.48 y a su vez del tipo de suelo presente en la misma en nuestro caso tipo C.

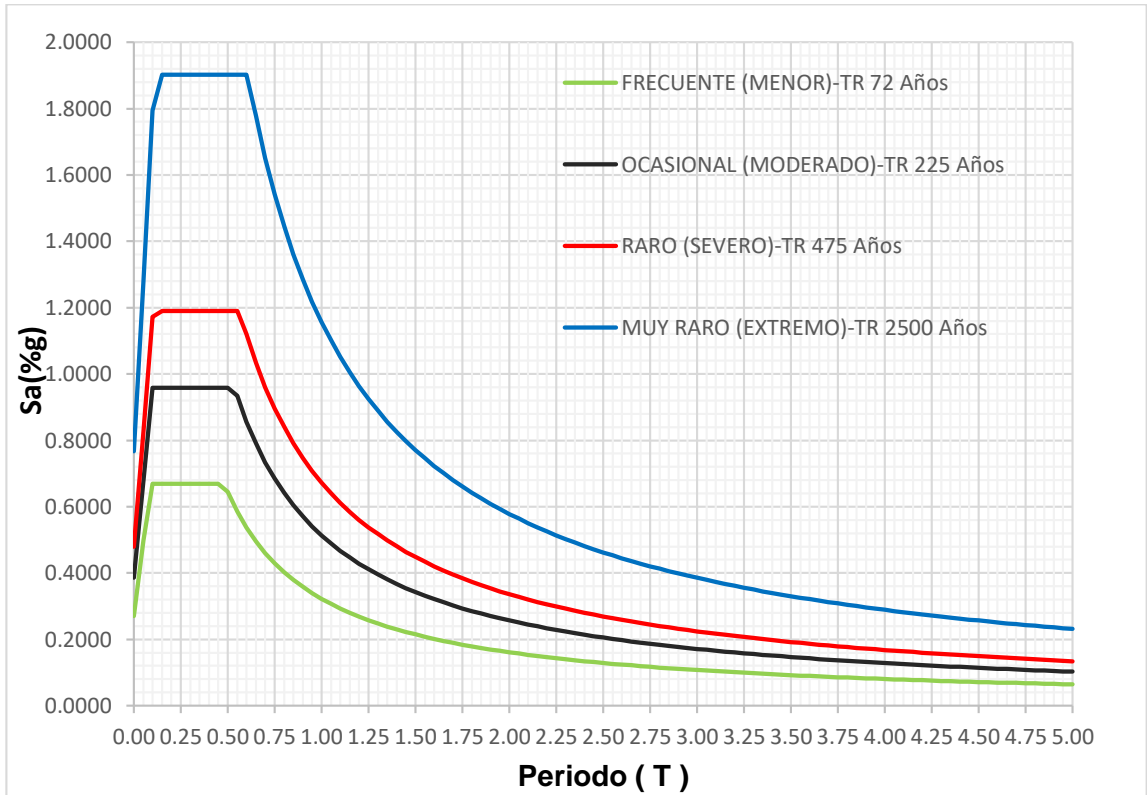
Tabla 33: Factores de sismos

Nivel de sismo	Sismo	Suelo	n	Z	Factores de sitio		
					fa	fd	fs
1	Frecuente (menor)	C	2.48	0.20	1.35	1.32	0.895
2	Ocasional (moderado)		2.48	0.31	1.246	1.182	1.028
3	Raro (severo)		2.48	0.40	1.2	1.11	1.11

4	Muy raro* (extremo)		2.48	0.65	1.18	1.06	1.23
---	------------------------	--	------	------	------	------	------

Fuente: Pablo Navarrete

Figura 64: Espectro de respuesta elástico correspondiente a cada nivel de amenaza



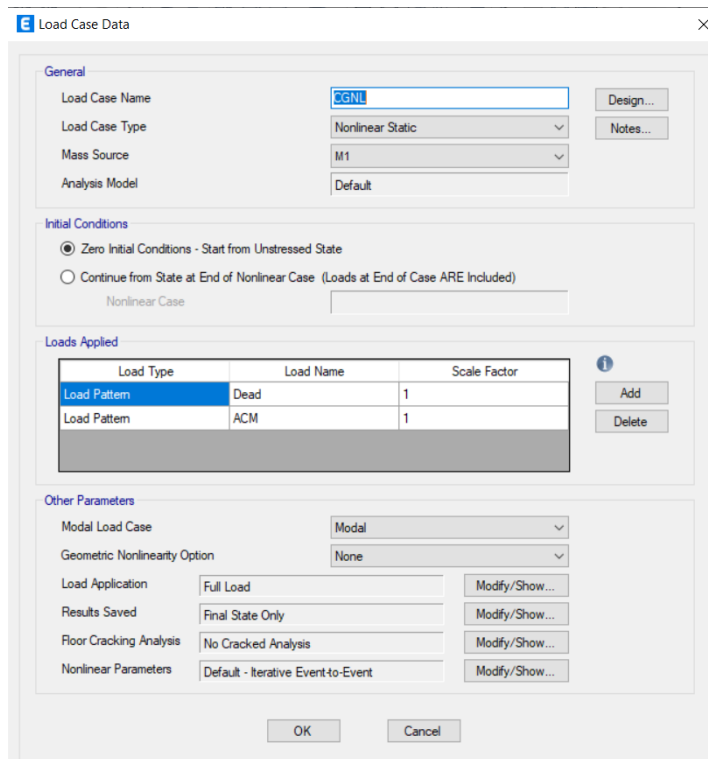
Fuente: Pablo Navarrete

Con los valores de la tabla 33 se ingresa en el programa Etabs para definir los espectros para cada nivel de amenaza sísmica.

3.1.1.7 Carga gravitacional no lineal

Se consideró el efecto inicial de las cargas gravitacionales las cuales deforman a la estructura antes de aplicar las fuerzas del sismo. Se establece un patrón de carga con sus diferentes factores como se muestra en la siguiente figura.

Figura 65: Carga gravitacional no lineal



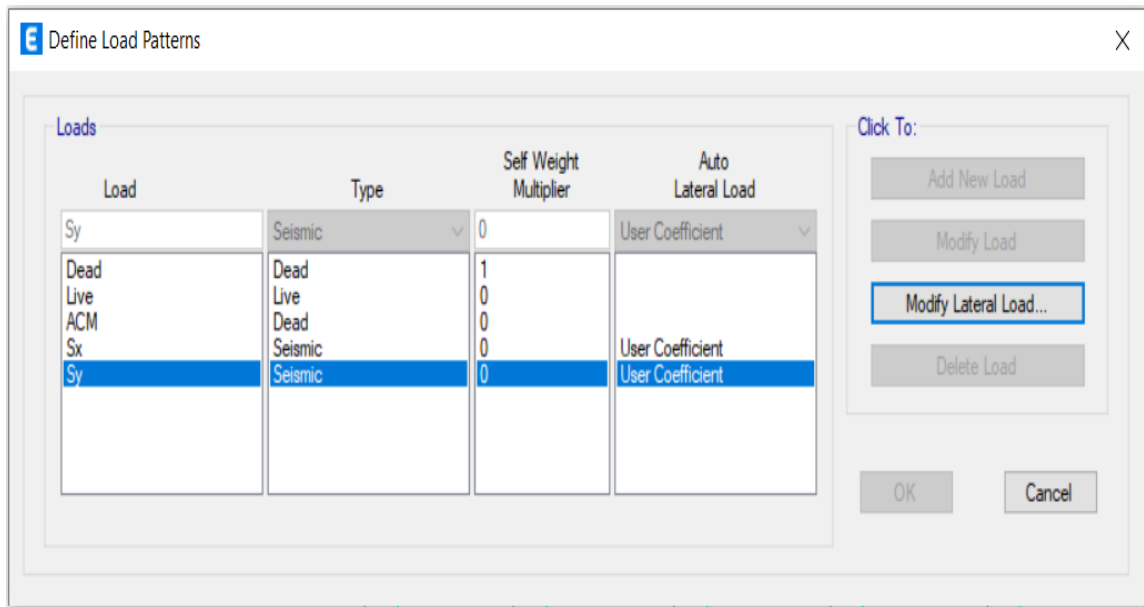
Fuente: Etabs 2019

Carga lateral no lineal

Este estado de carga inicia cuando finaliza la deformación por la carga gravitacional no lineal. Se establece dos casos de cargas para considerar las acciones de los sismos en los dos sentidos de análisis del edificio. El patrón de carga con la que empuja la estructura hasta el colapso está en función cortante de cada piso para lo cual se ingresa dos patrones de carga S_x y S_y que se encuentran en el análisis sísmico lineal que considera el cortante basal estático calculado por el ETABS 2019, especificando los valores de S_a y K que son de 0.5707 y 1 respectivamente.

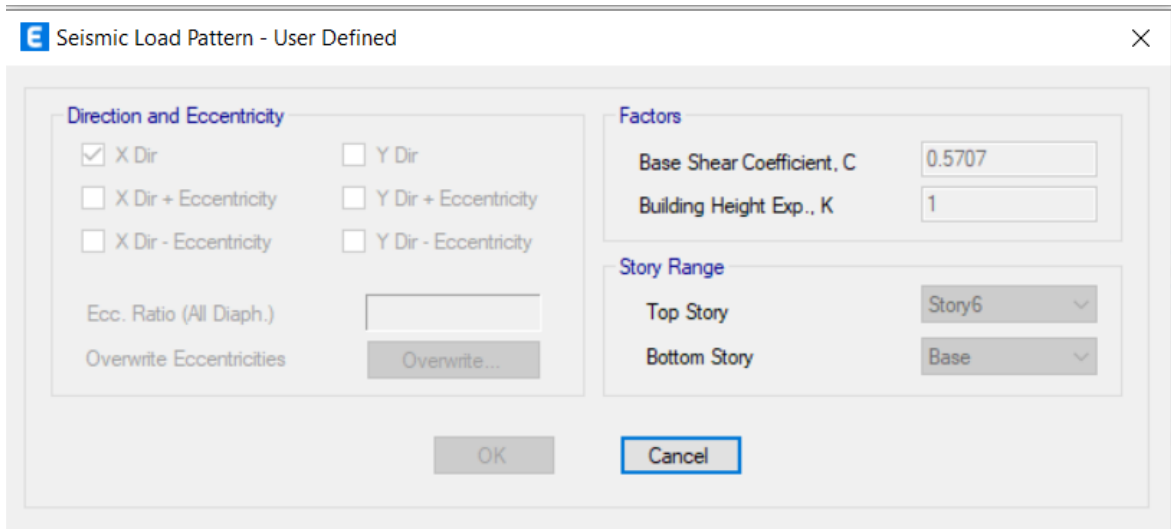
En la siguiente figura se muestra los patrones de carga muerta, carga viva, adicional de carga muerta y la carga sísmica en el sentido X y en el sentido Y donde como se indicó se define como valor de K igual a 1.

Figura 66: Patrones de carga



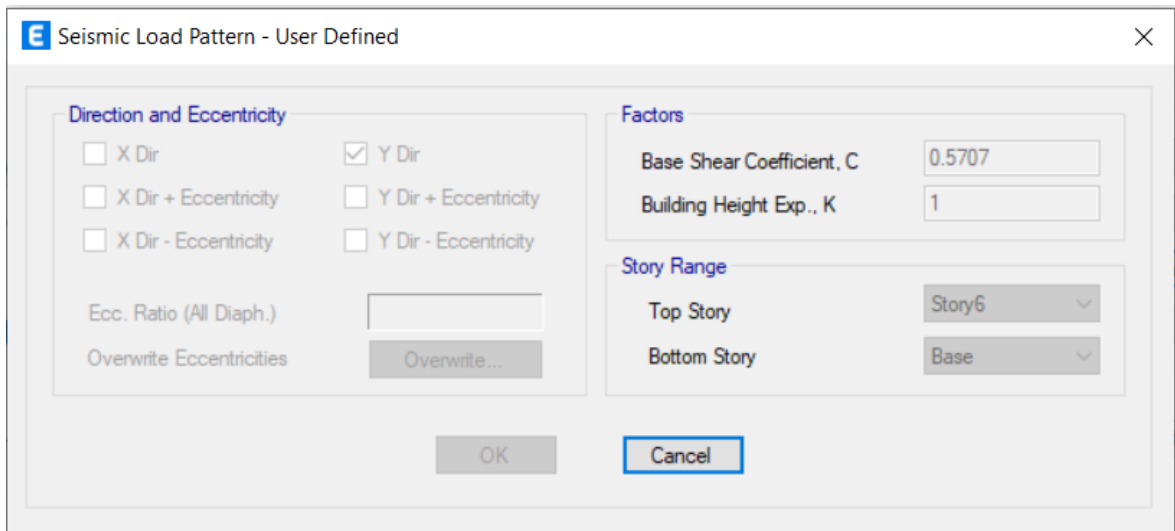
Fuente: Etabs 2019

Figura 67: Carga sísmica en X



Fuente: Etabs 2019

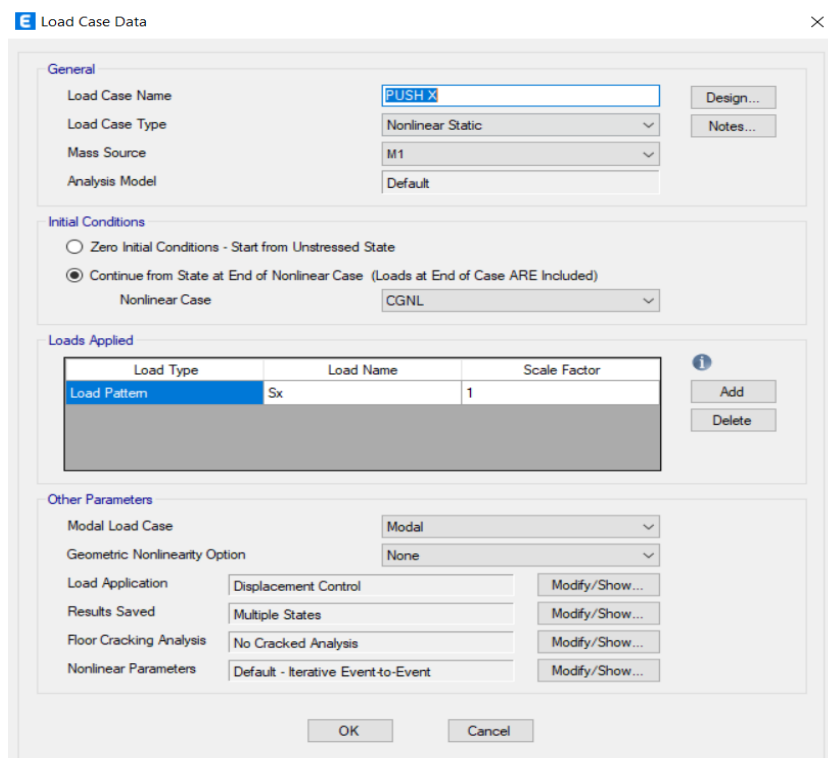
Figura 68: Carga sísmica en Y



Fuente: Etabs 2019

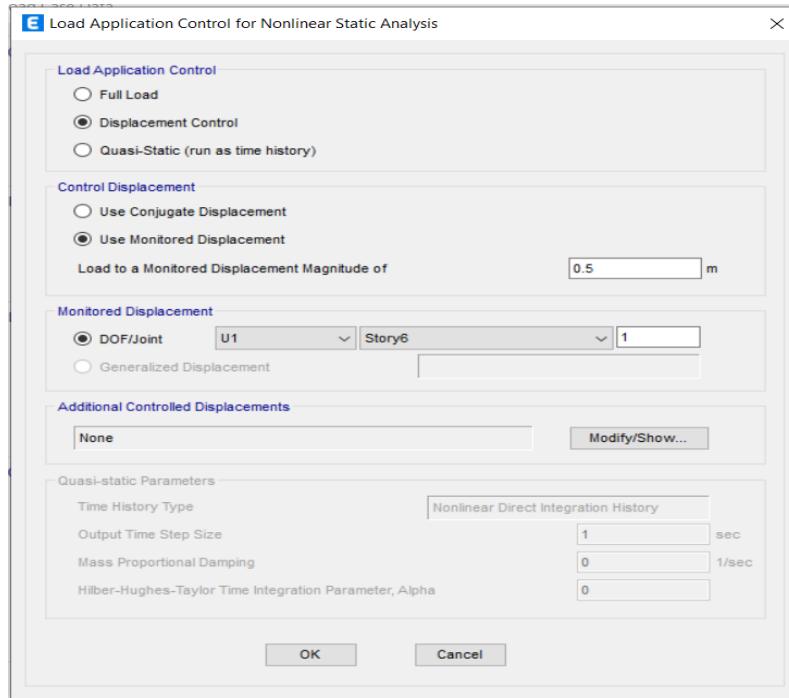
Para la carga no lineal se le asigna el nombre de PUSH X y PUSH Y, para considerar los dos sentidos de análisis, la carga es controlado por los desplazamientos los mismos que se monitorea por nudo ubicado en el quinto piso cerca del centro de masas específicamente en el nudo 41.

Figura 69: Pushover en el sentido X



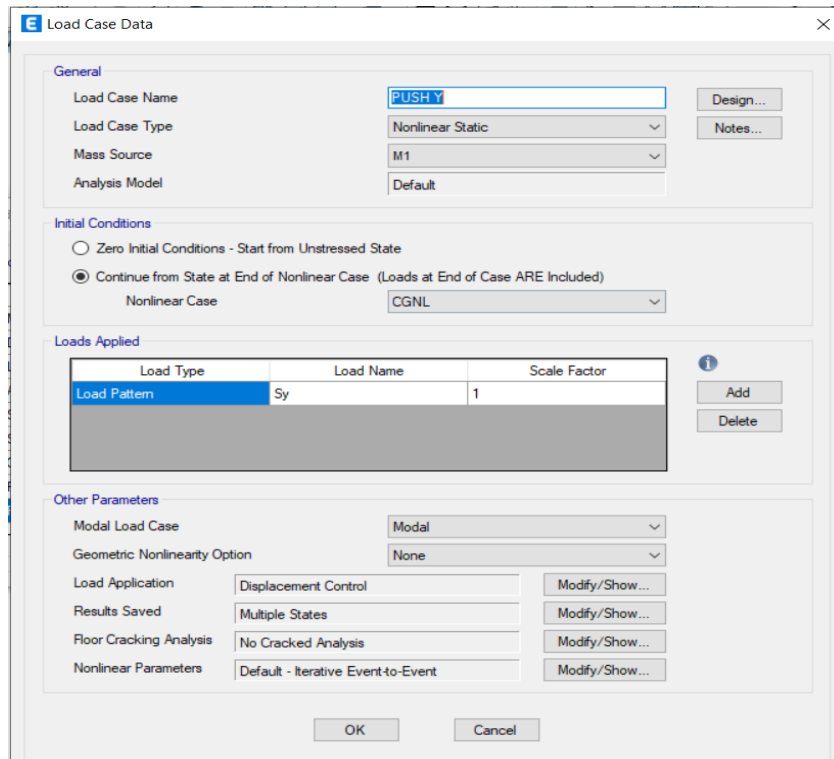
Fuente: Etabs 2019

Figura 70: Control de aplicación de carga sentido X



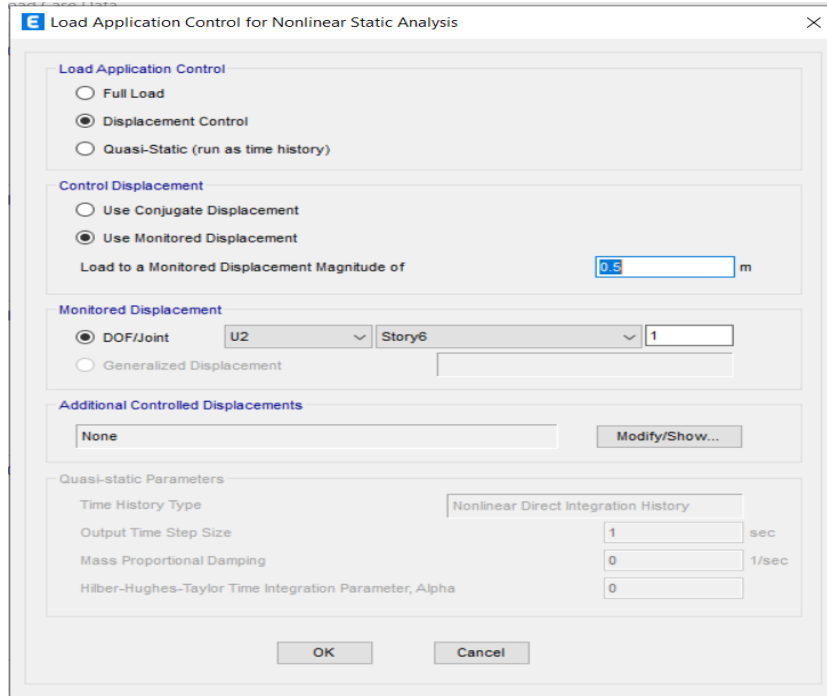
Fuente: Etabs 2019

Figura 71: Pushover en el sentido Y



Fuente: Etabs 2019

Figura 72: Control de aplicación de carga sentido Y



Fuente: Etabs 2019

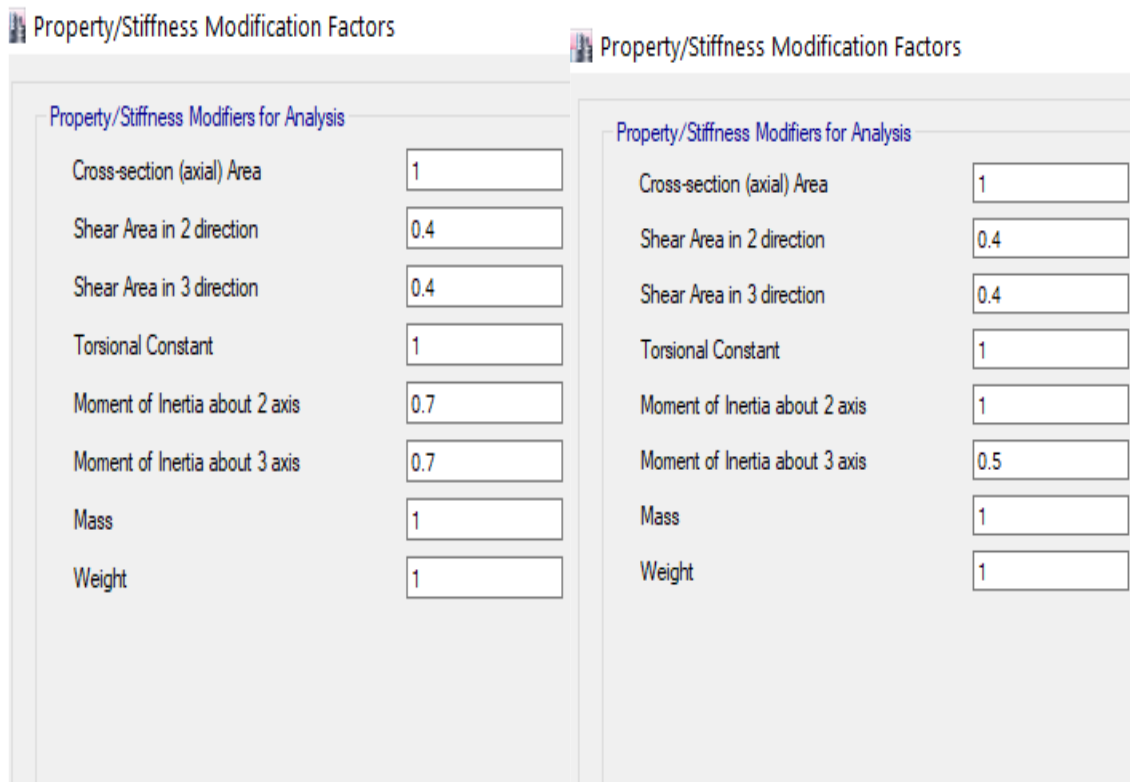
Para controlar el análisis no lineal se realiza mediante el control de desplazamientos para lo cual se debe definir el valor máximo de desplazamiento, este valor debe ser mayor que la deriva máxima permitida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción que es del 2%, para este análisis según FEMA 356 establece un que el desplazamiento máximo es del 4%, la edificación tiene una altura de 13.30 metros, obteniendo un desplazamiento de 0.532 metros.

Inercias agrietadas

Los elementos estructurales como columnas y vigas deben ser agrietadas según la norma ATC 40 para el análisis no lineal, con los valores de 0.5 a flexión y 0.4 para corte en vigas, mientras que para columnas 0.7 y 0.4 para flexión y para corte respectivamente.

Figura 73: Inercias agrietadas

(a) Columnas (b) Vigas



Fuente: Etabs 2019

3.1.1.8 Resultados del análisis estático no lineal – Pushover

Una vez determinados todos los parámetros para el análisis no lineal, procedemos analizar los resultados arrojados por ETABS 2019 para determinar la fisuración de cada elemento sometido a flexión y a compresión, así como para determinar el desempeño sísmico en forma global de la estructura sometida a cada nivel de amenaza sísmica.

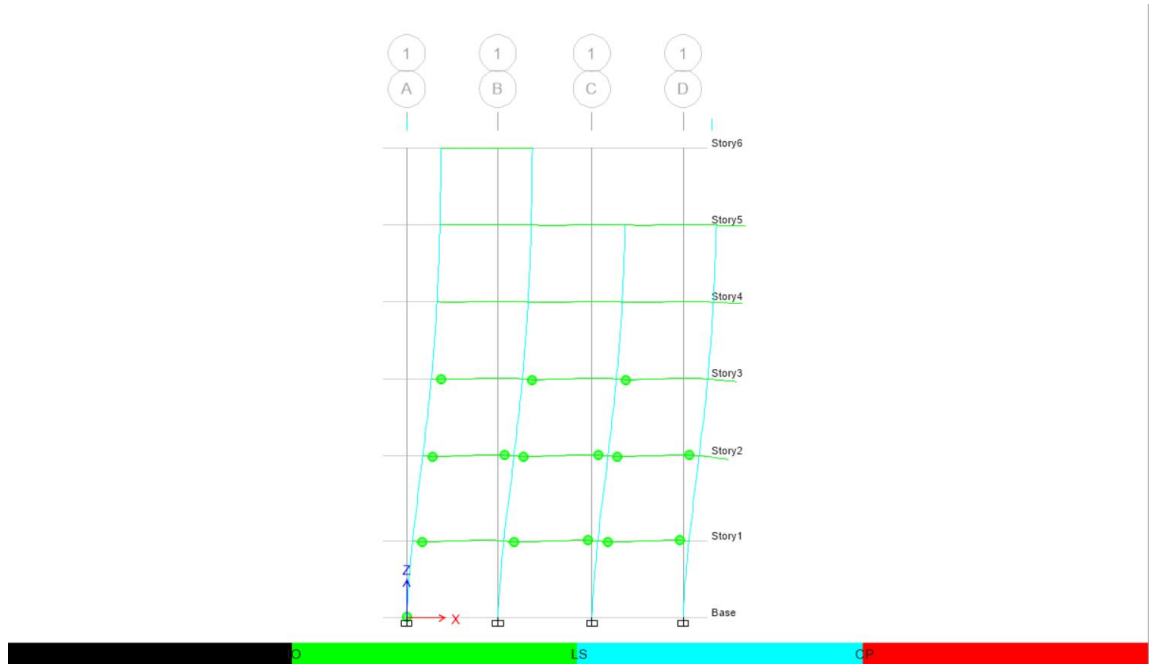
Formación de rotulas plásticas

Los resultados que podemos analizar es la identificación de los elementos dispuestos a fallar por la formación de rotulas plásticas, y así evaluar el comportamiento como la fisuración de cada elemento y de la estructura completa.

- **Dirección X-X**

En las siguientes figuras se presenta la formación de las rotulas plásticas en cada uno de los elementos estructurales ya sean vigas o columnas, las mismas que se presentan debido a los diferentes niveles de amenazas sísmicas ingresados en el programa ETABS, comenzaremos analizando las rotulas plásticas en el sentido X en cada uno de los pórticos.

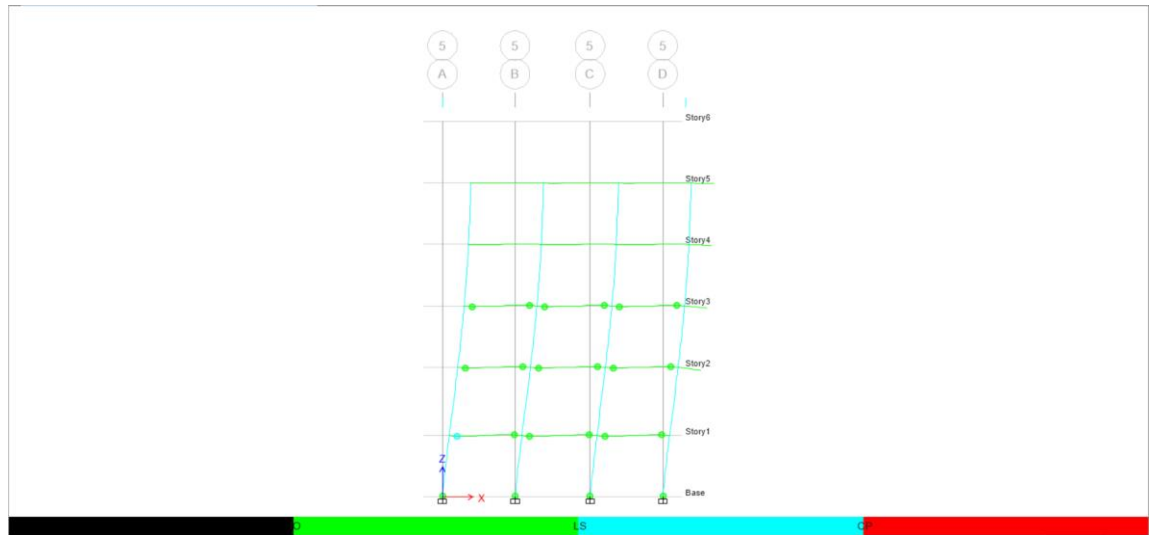
Figura 74: Rotulas plásticas- Pushover Sentido X



Fuente: Etabs 2019

La primera rotula se presenta en el pódico del eje 1, se forma en las vigas de los cuatro ejes A, B, C, D que se da en forma igual en los mismos, el color de verde de la rótula significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida. (IO-LS)

Figura 75: Rotulas plásticas- Pushover Sentido X

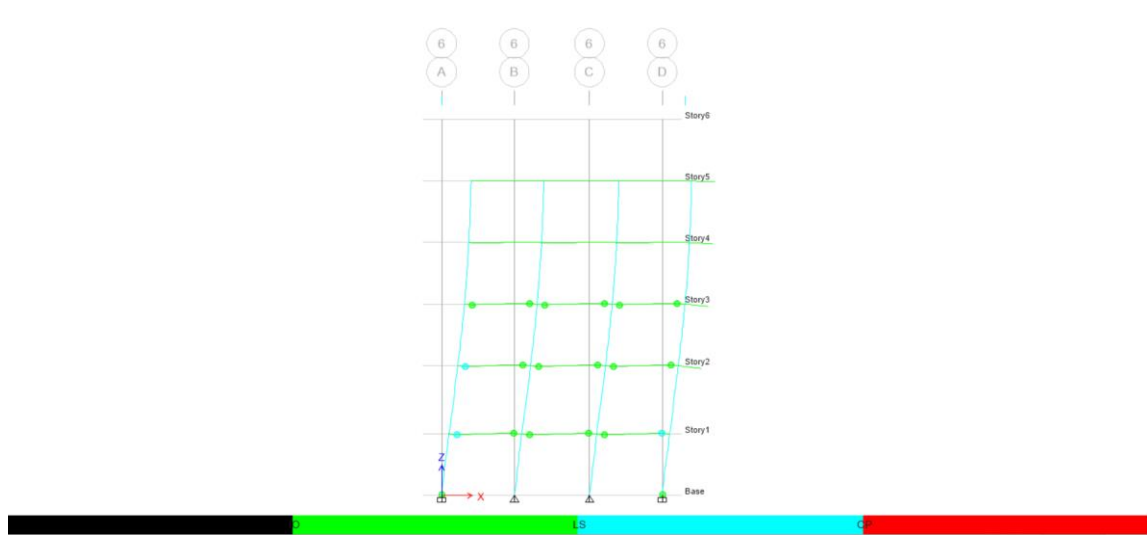


Fuente: Etabs 2019

En el pódico del eje 5 se presenta rotulas plásticas de igual manera dentro del rango

inmediata ocupación – seguridad de vida. (IO-LS), pero a su vez en la viga en el eje A en el piso número 1, podemos evidenciar la aparición de una rotula plástica de color azul o cian que se encuentre en un rango de seguridad de vida – prevención del colapso (LS-CP).

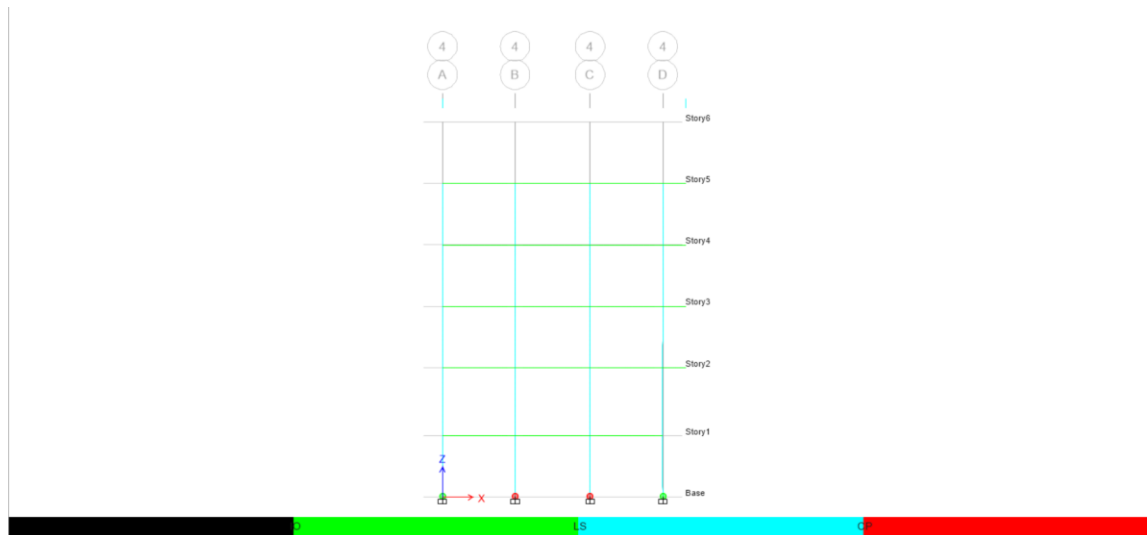
Figura 76: Rotulas plásticas- Pushover Sentido X



Fuente: Etabs 2019

En la figura anterior podemos visualizar en el pórtico 6, específicamente en los ejes A y D la presencia de las rotulas plásticas de color azul o cian las mismas que se encuentran dentro del rango de seguridad de vida – prevención del colapso (LS-CP).

Figura 77: Rotulas plásticas- Pushover Sentido X

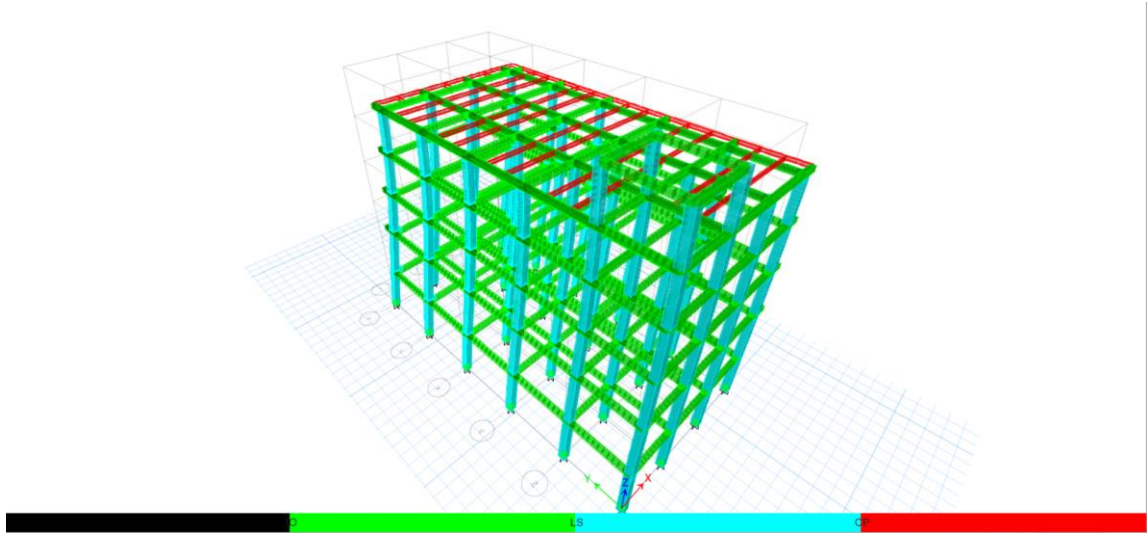


Fuente: Etabs 2019

Por último, se puede visualizar que en el pórtico 4, en los ejes B y C, se presentan dos

rotulas plásticas en las columnas inferiores las cuales se encuentran de color rojo lo que significa que están en el rango de prevención de colapso-colapso (CP- >CP).

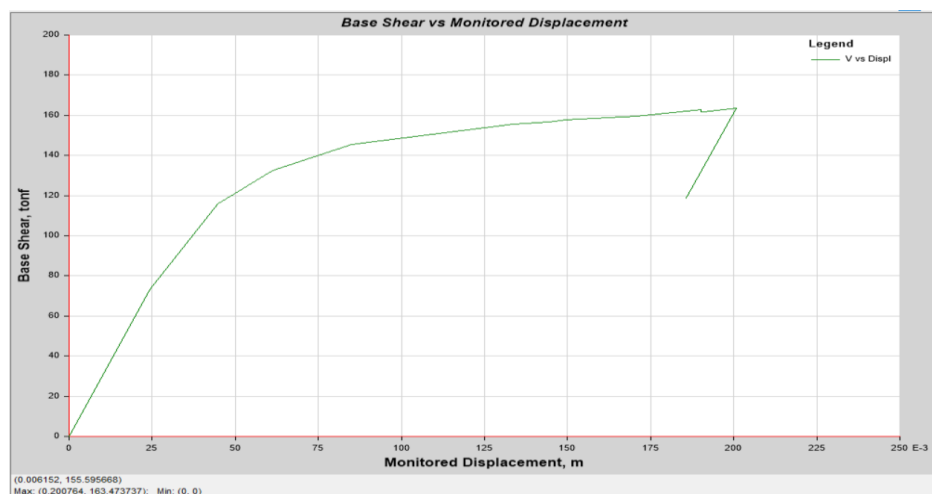
Figura 78: Rotulas plásticas- Pushover Sentido X



Fuente: Etabs 2019

En el desplazamiento ultimo antes que la estructura en forma global colapse, se ha formado 508 rotulas plásticas que se mantiene en el rango inmediata ocupación (A-IO) Se formaron 126 rotulas que se encuentran dentro del rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS) y finalmente 4 rotulas que se encuentran en el rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-CP). Mientras que analizado por rotulas plásticas ningún elemento llega al colapso.

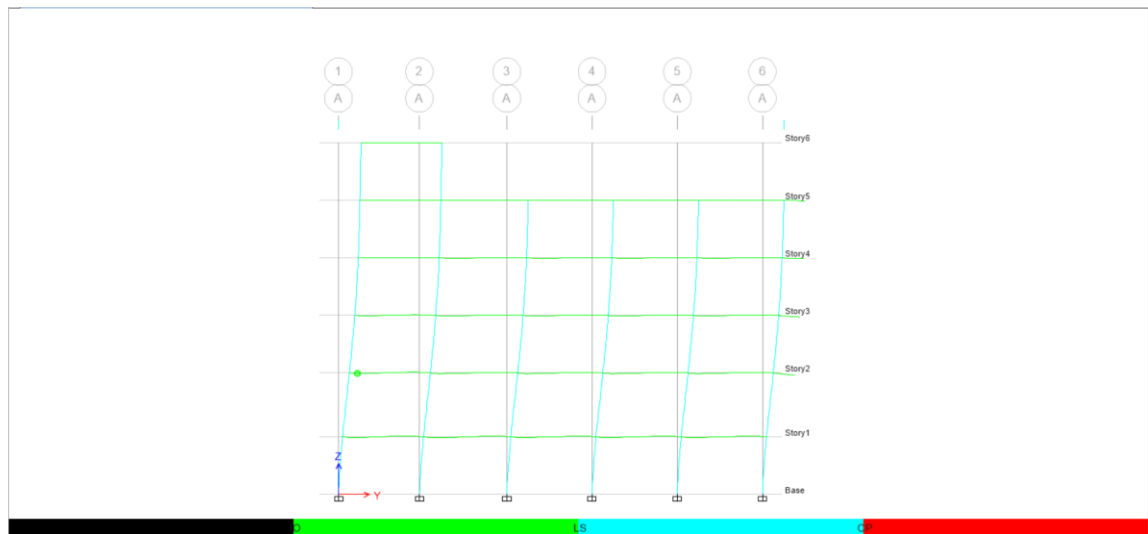
Figura 79: Curva desplazamiento-cortante Sentido X-X



Fuente: Etabs 2019

- **Dirección Y-Y**

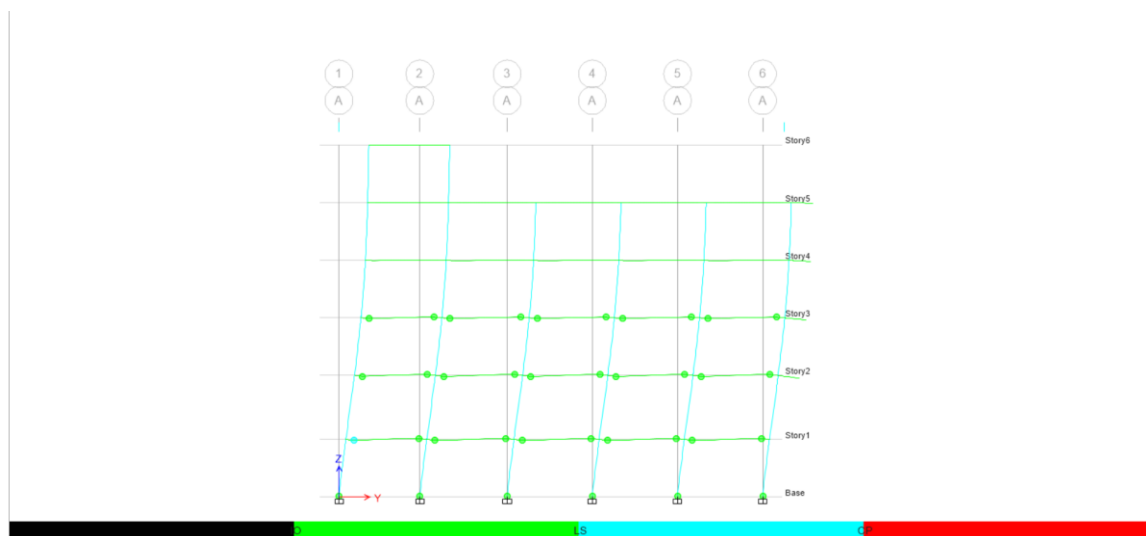
Figura 80: Rotulas plásticas- Pushover Sentido Y



Fuente: Etabs 2019

Se formó la primera rotula plástica en la viga en el eje 1, la misma que se encuentra de color verde que significa que se encuentra en el rango inmediata ocupación – seguridad de vida (IO-LS).

Figura 81: Rotulas plásticas- Pushover Sentido Y

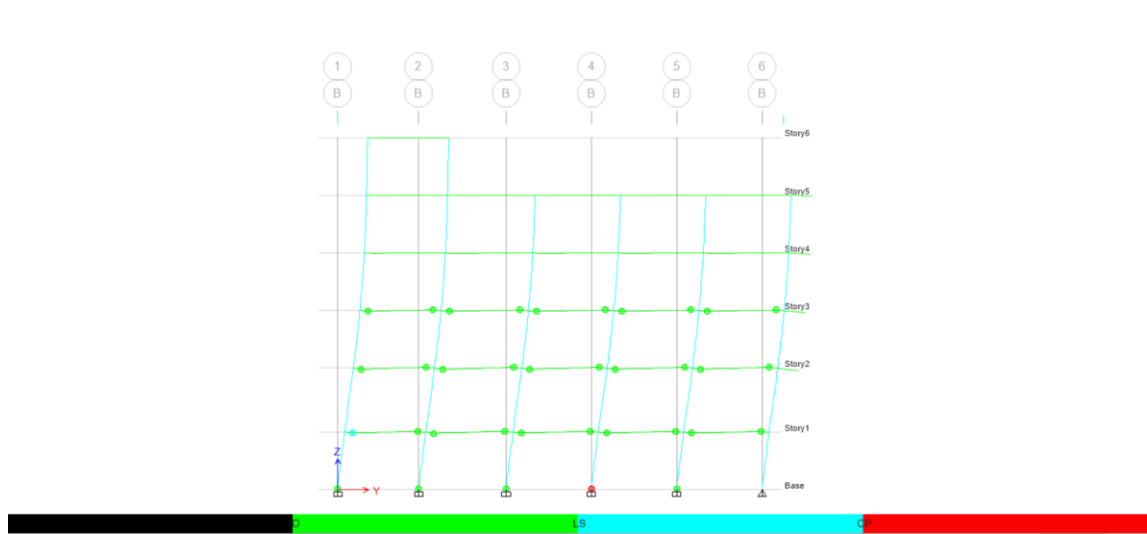


Fuente: Etabs 2019

En la figura anterior podemos visualizar en el pórtico A, específicamente en los ejes 1 la presencia de la rotulas plástica de color azul o cian las misma que se encuentran dentro

del rango de seguridad de vida – prevención del colapso (LS-CP).

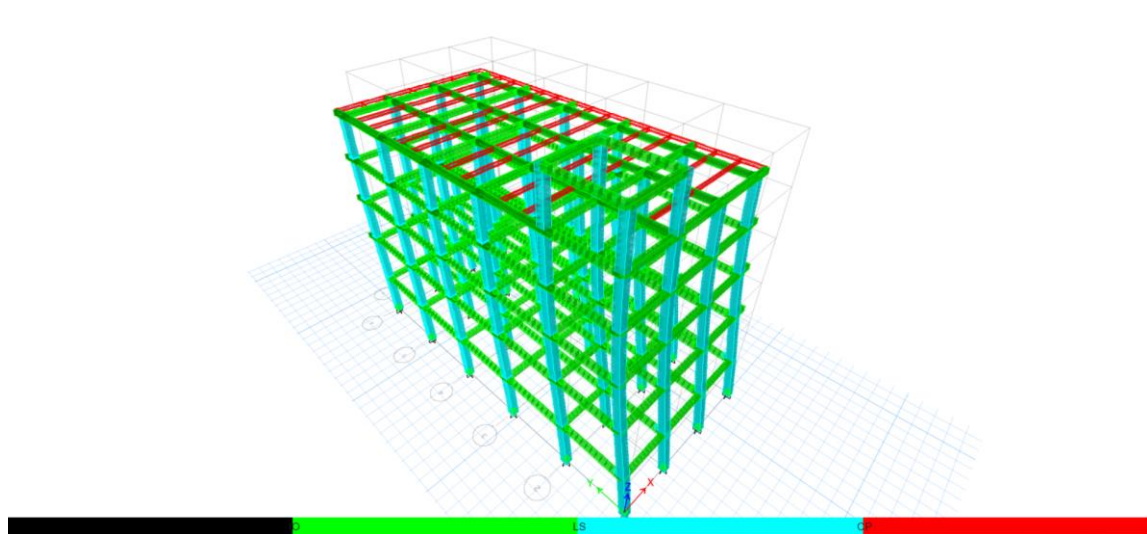
Figura 82: Rotulas plásticas- Pushover Sentido Y



Fuente: Etabs 2019

Por último, se puede visualizar que en el pórtico B, en el eje 4, se presenta una rotula plástica en la columna inferior la cual se encuentran de color rojo lo que significa que están en el rango de prevención de colapso-colapso (CP- >CP).

Figura 83: Rotulas plásticas- Pushover Sentido Y

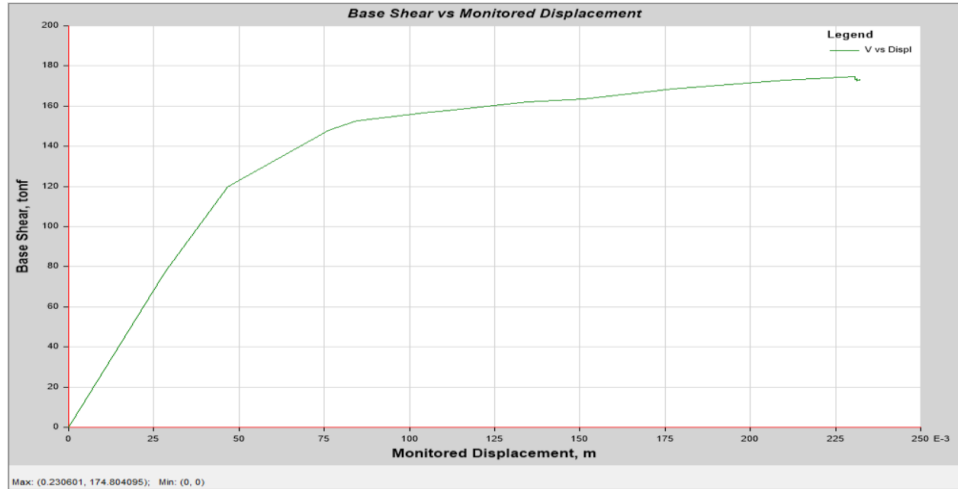


Fuente: Etabs 2019

En el desplazamiento ultimo antes que la estructura en forma global colapse, se ha formado 492 rotulas plásticas que se mantiene en el rango inmediata ocupación (A-IO) Se formaron 137 rotulas que se encuentran dentro del rango inmediata ocupación y seguridad

de vida (IO-LS), 3 rotulas que se encuentran en el rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-CP), y finalmente 2 rotulas plásticas están en el rango de prevención de colapso-colapso (CP- >CP).

Figura 84: Curva desplazamiento-cortante Sentido Y-Y



Fuente: Etabs 2019

3.1.1.9 Desempeño sísmico de elementos estructurales

- Dirección X-X

Tabla 34: Desempeño de elementos estructurales sentido X-X

DESEMPEÑO DE ELEMENTOS-SENTIDO X-X							
STEP	Desplazamiento (m)	Momento (Tonf)	A-IO	IO-LS	LS-CP	C P	TOTAL ELEM.
0	0	0	638	0	0	0	638
1	0.024307	73.4062	638	0	0	0	638
2	0.044855	115.9643	638	0	0	0	638
3	0.061165	132.6373	638	0	0	0	638
4	0.084896	145.6622	634	4	0	0	638
5	0.133785	155.6434	520	118	0	0	638
6	0.144422	156.8533	510	128	0	0	638
7	0.149321	157.7078	508	130	0	0	638
8	0.170729	159.4916	508	130	0	0	638
9	0.190241	162.818	508	129	1	0	638
10	0.190246	161.6407	508	129	1	0	638
11	0.191038	161.8727	508	129	1	0	638
12	0.200764	163.4737	508	128	2	0	638
13	0.185756	118.6906	508	126	4	0	638

Fuente: Pablo Navarrete

Los elementos estructurales en el sentido X-X, al momento de ir aumentando el nivel de esfuerzo de la estructura van apareciendo los diferentes niveles de desempeño de los mismos, los elementos estructurales tanto columnas como vigas se mantienen intactos hasta el paso 4 en el cual aparecen 634 elementos que se encuentra dentro del rango inmediata ocupación (A-IO) y 4 elementos en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS) así va aumentando la aparición de los elementos estructurales dentro de los niveles de desempeño hasta llegar al paso 13 en el cual 508 elementos se encuentran en el rango de rango inmediata ocupación (A-IO), 126 elementos en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS) y 4 elementos dentro del rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-CP), los cuales se puede identificar en la tabla anterior y también podemos visualizar que ningún elemento llega al colapso.

- **Dirección Y-Y**

Tabla 35: Desempeño de elementos estructurales sentido Y-Y

DESEMPEÑO DE ELEMENTOS-SENTIDO Y-Y							
STEP	Desplazamiento (m)	Momento (Tonf)	A-IO	IO-LS	LS-CP	CP	TOTAL ELEM.
0	0	0	638	0	0	0	638
1	0.028353	77.3721	638	0	0	0	638
2	0.046698	119.9209	638	0	0	0	638
3	0.076436	148.0671	638	0	0	0	638
4	0.083852	152.3234	638	0	0	0	638
5	0.08474	152.6289	638	0	0	0	638
6	0.104364	156.831	633	5	0	0	638
7	0.112886	157.9675	608	29	0	1	638
8	0.134386	161.9413	535	101	0	2	638
9	0.150886	163.5293	524	112	0	2	638
10	0.177408	168.4474	496	140	0	2	638
11	0.209889	172.9733	496	140	0	2	638
12	0.230601	174.8041	496	139	1	2	638
13	0.230609	173.3711	496	139	1	2	638
14	0.231311	173.7454	496	139	1	2	638
15	0.231321	172.675	496	138	2	2	638
16	0.232028	173.1215	496	138	2	2	638
17	0.232038	173.0279	496	137	3	2	638
18	0.232039	173.0281	496	137	3	2	638
19	0.232136	173.0864	496	137	3	2	638
20	0.232139	173.086	496	137	3	2	638
21	0.232139	173.0861	496	137	3	2	638

22	0.23214	173.0862	496	137	3	2	638
----	---------	----------	-----	-----	---	---	-----

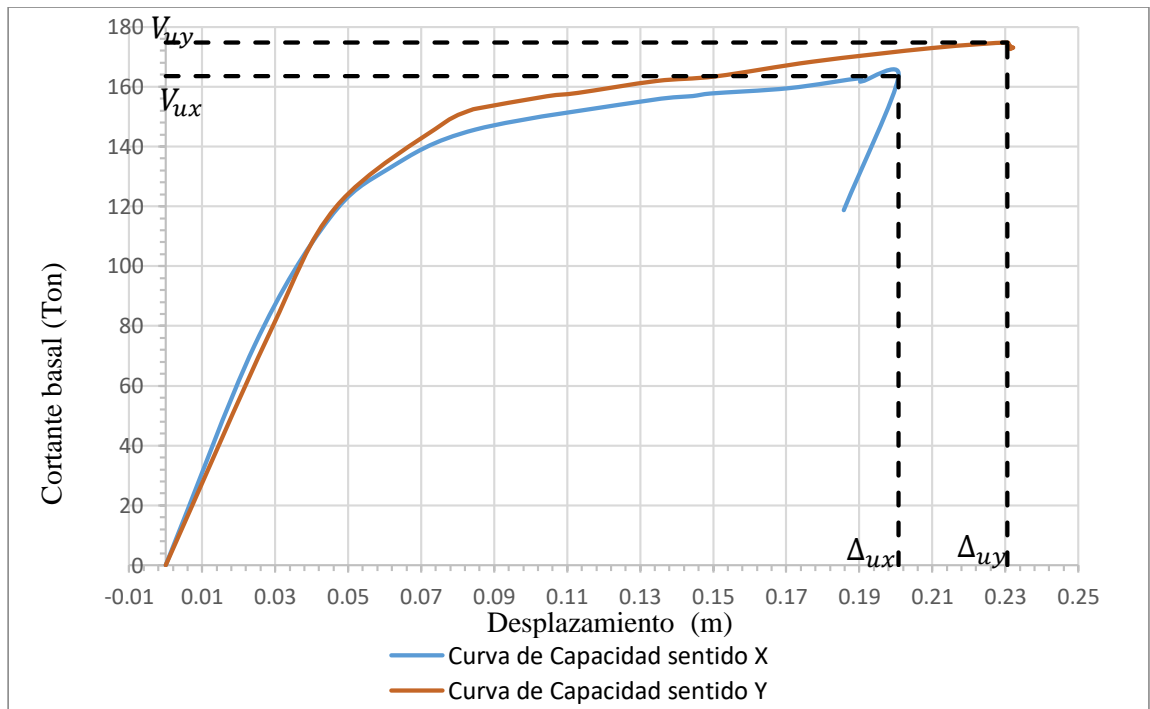
Fuente: Pablo Navarrete

Los elementos estructurales en el sentido Y-Y, al momento de ir aumentando el nivel de esfuerzo de la estructura van apareciendo los diferentes niveles de desempeño de los mismos, los elementos estructurales tanto columnas como vigas se mantienen intactos hasta el paso 6 en el cual aparecen 633 elementos que se encuentra dentro del rango inmediata ocupación (A-IO) y 5 elementos en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS) así va aumentando la aparición de los elementos estructurales dentro de los niveles de desempeño hasta llegar al paso 22 en el cual 496 elementos se encuentran en el rango de rango inmediata ocupación (A-IO), 137 elementos en el rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS) y 3 elementos dentro del rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-CP) y 2 elementos dentro del rango de prevención de colapso-colapso (CP->CP).

3.1.1.10 Curva de capacidad

Como resultado del análisis no lineal se obtiene la curva de capacidad que relaciona el cortante total de la base con el desplazamiento en el último piso de la estructura.

Figura 85: Curva de capacidad



Fuente: Pablo Navarrete

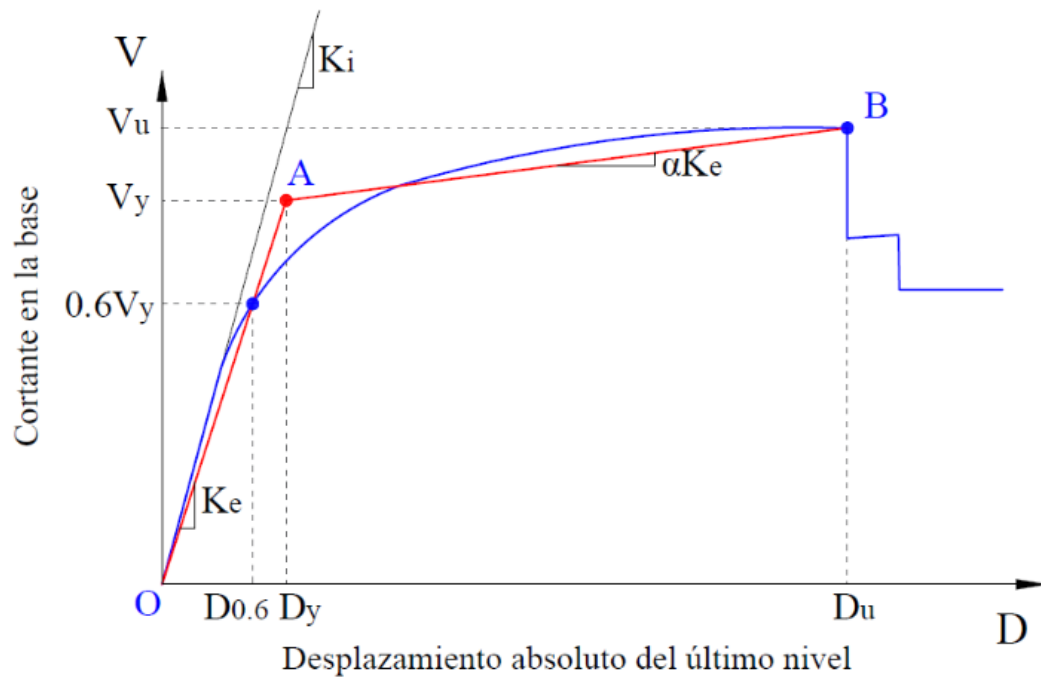
La curva de capacidad para el sentido X tiene un cortante ultimo de 163.4737 Ton con un desplazamiento de 0.2007 m, la estructura empieza a fluir con un desplazamiento de 0.04669 m con un cortante de 135.704 Ton.

Mientras que en el sentido Y tiene un cortante basal ultimo de 174.8041 Ton con el desplazamiento de 0.23601 m, de igual manera la estructura empieza a fluir en este sentido con un cortante basal de 145.5853 Ton con un desplazamiento de 0.05436 m

Representación bilineal de la curva de capacidad

En la representación bilineal de la curva de capacidad simplifica el comportamiento no lineal de la estructura. Se procedió con el método propuesto por FEMA 356.

Figura 86: Representación bilineal de la curva de capacidad



Fuente: FEMA 356, 2000

- **Sentido X**

Desplazamiento último

$$(D_u, V_u) = 0.2007m, 163.4737 \text{ Ton}$$

Punto de fluencia efectiva

$$(D_y, V_y) = 0.0466m, 135.704 \text{ Ton}$$

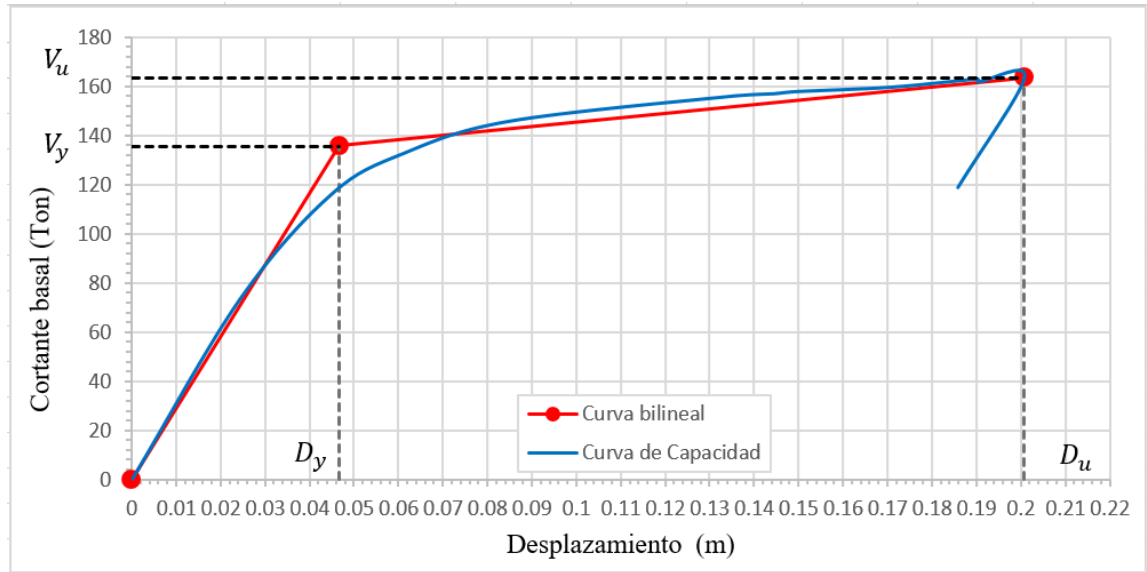
Rigidez lateral efectiva

$$K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = \frac{0.6 \times 135.704 \text{ Ton}}{0.02796} = 2912.1030 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Rigidez lateral inicial

$$K_i = 1490.0299 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Figura 87: Representación bilineal de la curva de capacidad en el sentido X



Fuente: Pablo Navarrete

- **Sentido Y**

Desplazamiento último

$$(D_u, V_u) = 0.23601\text{m}, 174.8041\text{Ton}$$

Punto de fluencia efectiva

$$(D_y, V_y) = 0.05436\text{m}, 145.5853 \text{ Ton}$$

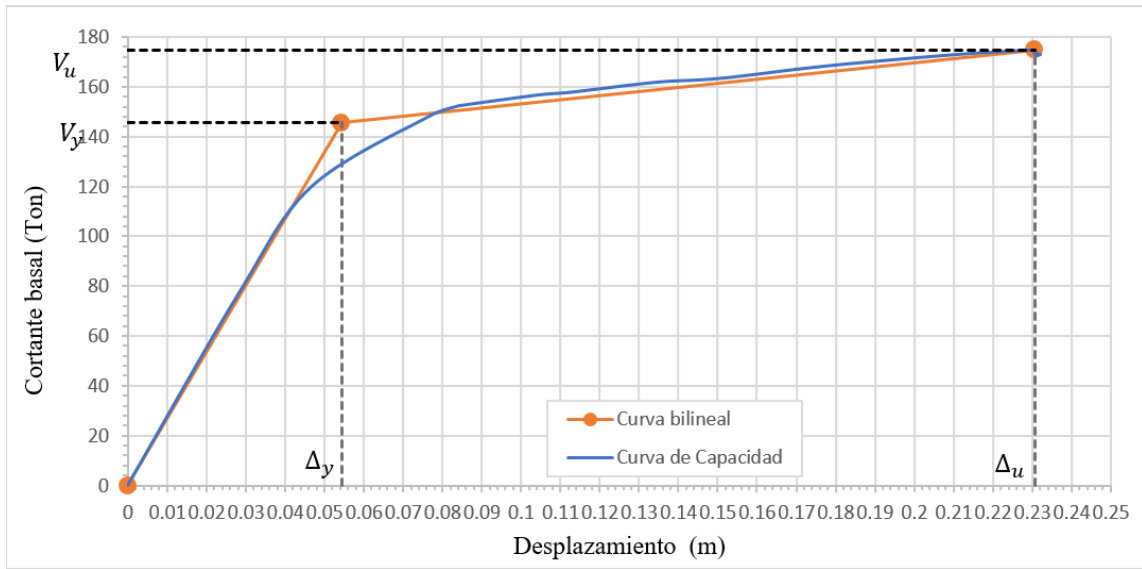
Rigidez lateral efectiva

$$K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = \frac{0.6 \times 145.585 \text{ Ton}}{0.032616} = 2678.1640 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Rigidez lateral inicial

$$K_i = 2678.1640 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Figura 88: Representación bilineal de la curva de capacidad en el sentido Y



Fuente: Pablo Navarrete

3.1.1.11 Evaluación del desempeño sísmico de la estructura

Objetivos de desempeño

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo de Rehabilitación Estructural (NEC-SE-RE), nos presenta una tabla en donde nos detalla Los objetivos de rehabilitación sísmica, de acuerdo con los niveles de amenaza y de desempeño. [12]

Tabla 36: Objetivos de desempeño

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (1-A)
NIVEL DE TERRE MOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50)	i	j	k	l

	años)				
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

Fuente: NEC-SE-RE, Pág. 22

- 1.- Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto
- 2.- Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:

Objetivo Básico de Seguridad	k y p
Objetivos Avanzados	k y m, n, or o p e i ó j k y p y a, b, e, ó f m, n, u O sólo
Objetivos Limitados	k sólo p sólo c, d, g, h, o l sólo

Objetivos Visión 2000

Visión 2000 propone una matriz en donde relaciona el nivel de desempeño sísmico de una estructura con el nivel de diseño del sismo, en la misma que considera tres objetivos como son básicos, esenciales y de peligro y críticos de seguridad. Esta matriz tiene una adaptación según el tipo de construcción que son construcciones básicas, construcciones esenciales o peligrosas y construcciones de seguridad crítica. Para estructuras básicas como es nuestro caso se espera un nivel de desempeño en el sismo frecuente totalmente operacional, en un sismo ocasional operativo, en un sismo raro seguridad de vida y muy rara prevención de colapso.

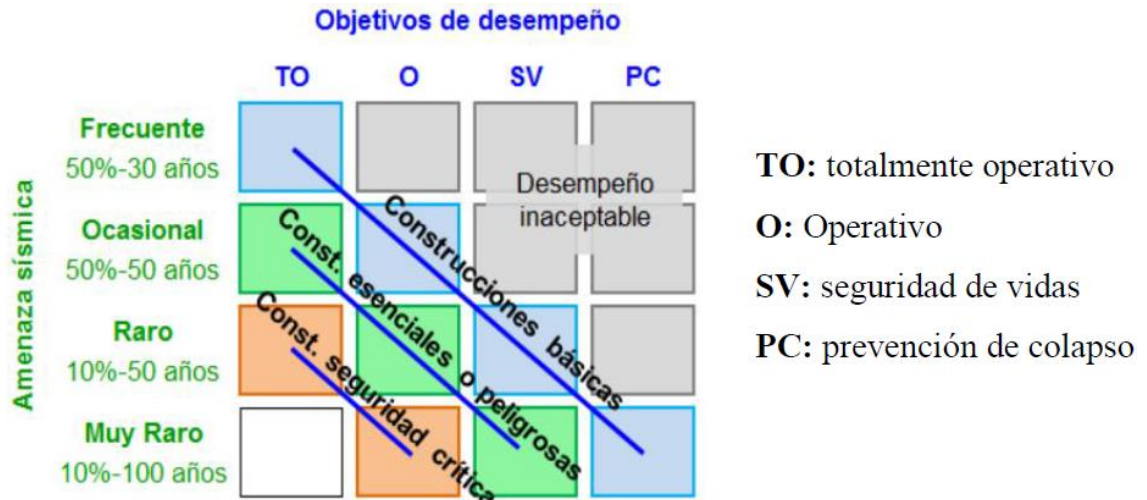
Figura 89: Matriz entre nivel de desempeño sísmico y nivel de diseño de sismo



MATRIZ DE DESEMPEÑO DE VISION 2000

Fuente: Sitio Web, DIESCON Ingenieros

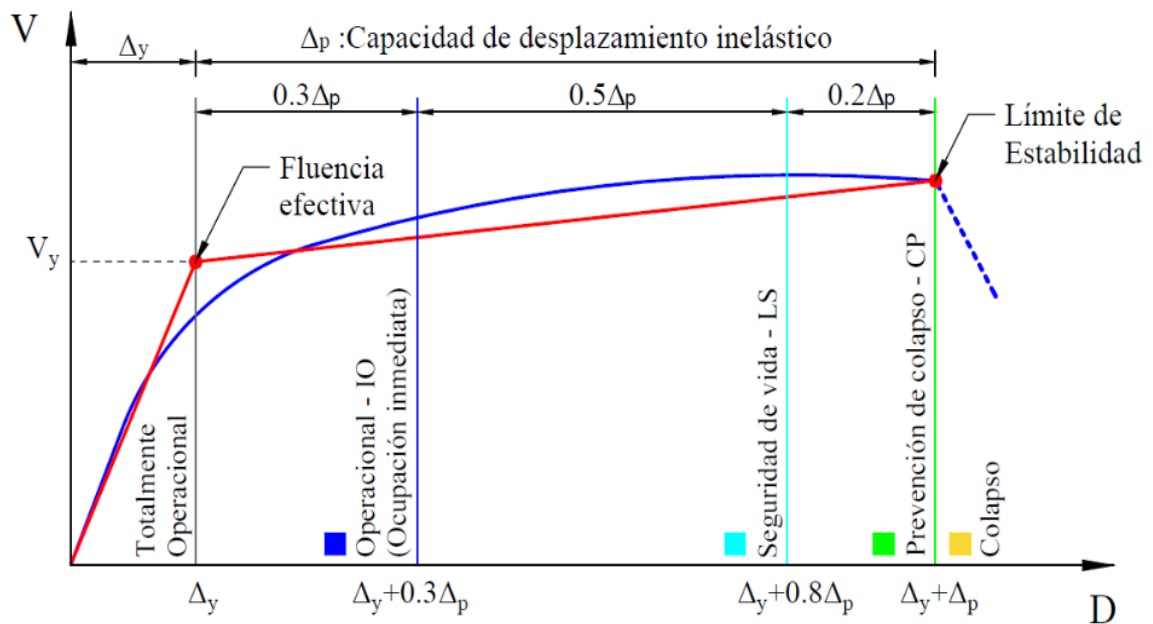
Figura 90: Relación entre nivel de desempeño sísmico y nivel de diseño de sismo



Fuente: VISION 2000 (SEAOC, 1995)

Para poder calificar el nivel de desempeño según la Norma ATC-40, propone la sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad como se presenta en la siguiente figura. La misma esta fraccionando el desplazamiento plástico con un 30 % Δ_p como operacional, el 30 % Δ_p con seguridad de vida, 20 % Δ_p pre colapso y el 20 % Δ_p colapso

Figura 91: Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva de capacidad



Fuente: J. Choque (2019)

Punto de desempeño

Para analizar el desempeño de la estructura en forma general para cada demanda sísmica se presenta en las siguientes tablas las dos direcciones de análisis con sus respectivos valores, estos valores se obtuvieron con ayuda del software ETABS 2019 como se muestra en las siguientes figuras. Aplicamos el método FEMA 440 Linealización equivalente para obtener el desplazamiento y fuerza de corte para cada punto de desempeño.

- **Sentido X**

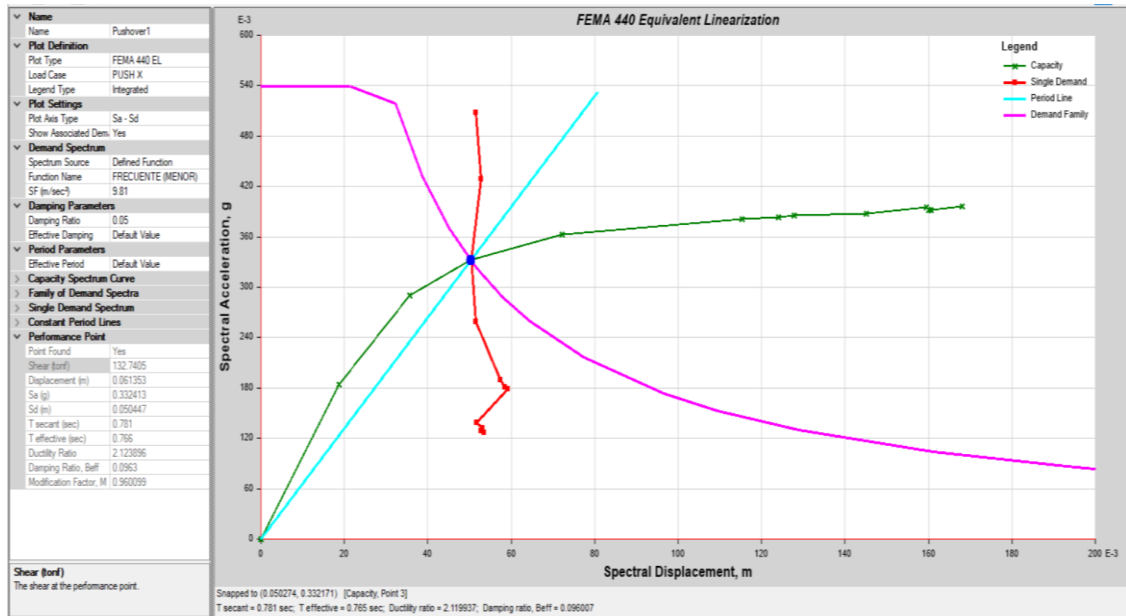
En la siguiente tabla se puede apreciar los puntos de desempeño correspondientes a cada amenaza sísmica propuesta por la NEC, con sus respectivos desplazamientos y valores de cortante.

Tabla 37: Puntos de desempeño Sentido X

PUNTO DE DESEMPEÑO			
Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
X-X	FRECUENTE (MENOR)	0.06135	132.741
	OCASIONAL (MODERADO)	0.10050	148.848
	RARO (SEVERO)	0.14119	156.486
	MUY RARO (EXTREMO)	0.20076	163.473

Fuente: Pablo Navarrete

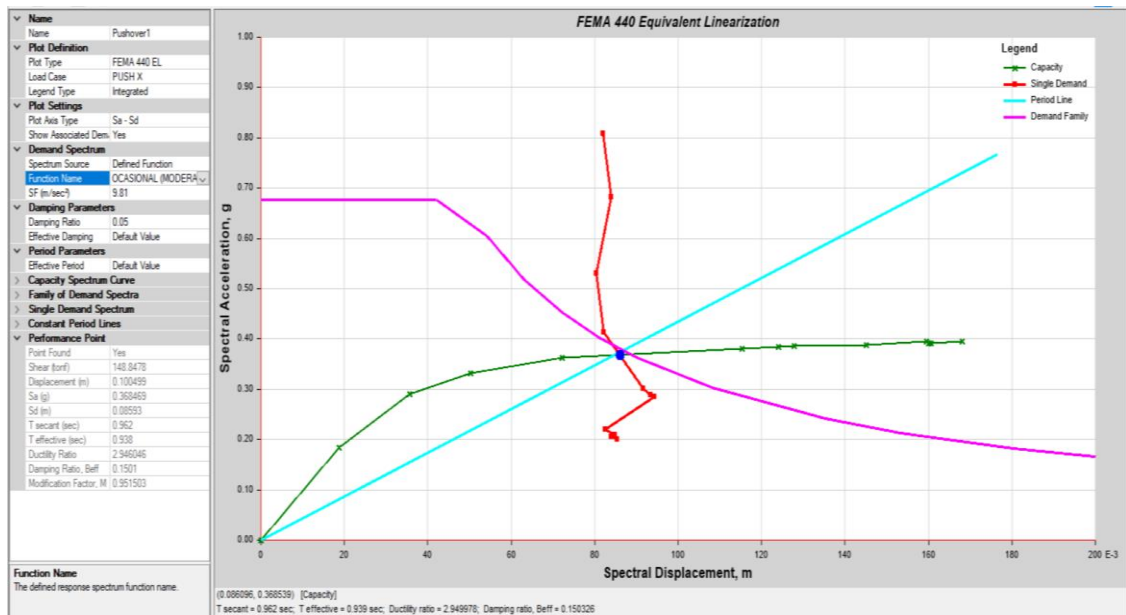
Figura 92: Punto de desempeño – Sismo Frecuente (Menor) Sentido X



Fuente: Etabs 2019

En la figura anterior se observa la intersección del espectro de demanda para un nivel de amenaza sísmica Frecuente (Menor) con la curva de capacidad para obtener el punto de desempeño. Los valores obtenidos de la intersección son 0.06135 m como desplazamiento y 132.741 Ton de cortante.

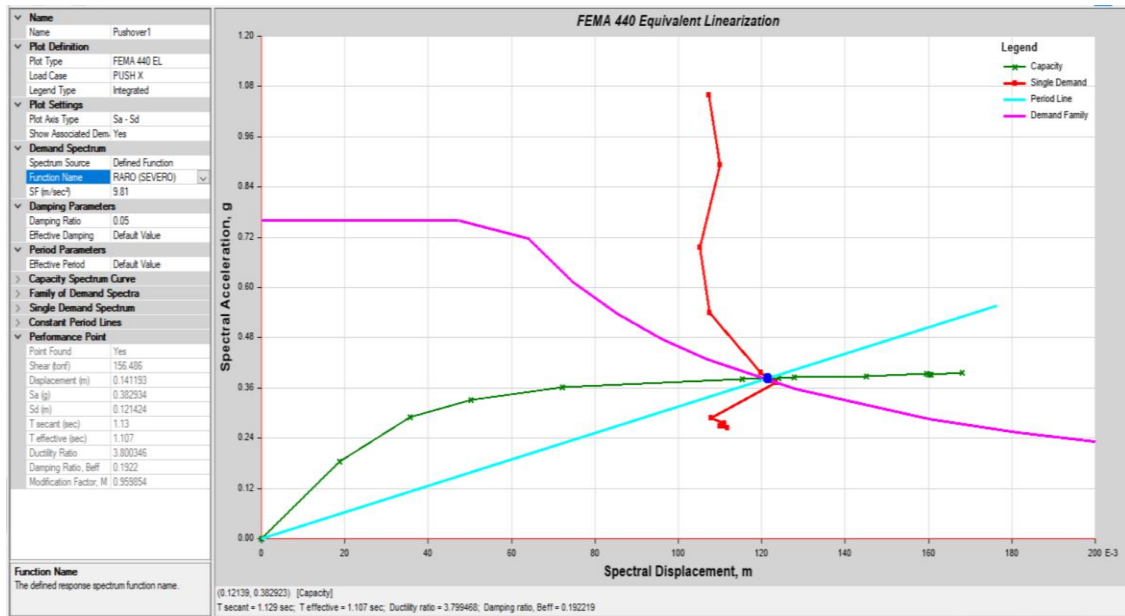
Figura 93: Punto de desempeño – Sismo Ocasional (Moderado) Sentido X



Fuente: Etabs 2019

Para la amenaza sísmica Ocasional (Moderado) obtuvimos el punto de intersección en 0.1004 m para el desplazamiento y 148.848 Ton de cortante, como observamos en la figura anterior. En relación a la amenaza anterior como el nivel sísmico aumenta por lo tanto la demanda se incrementa.

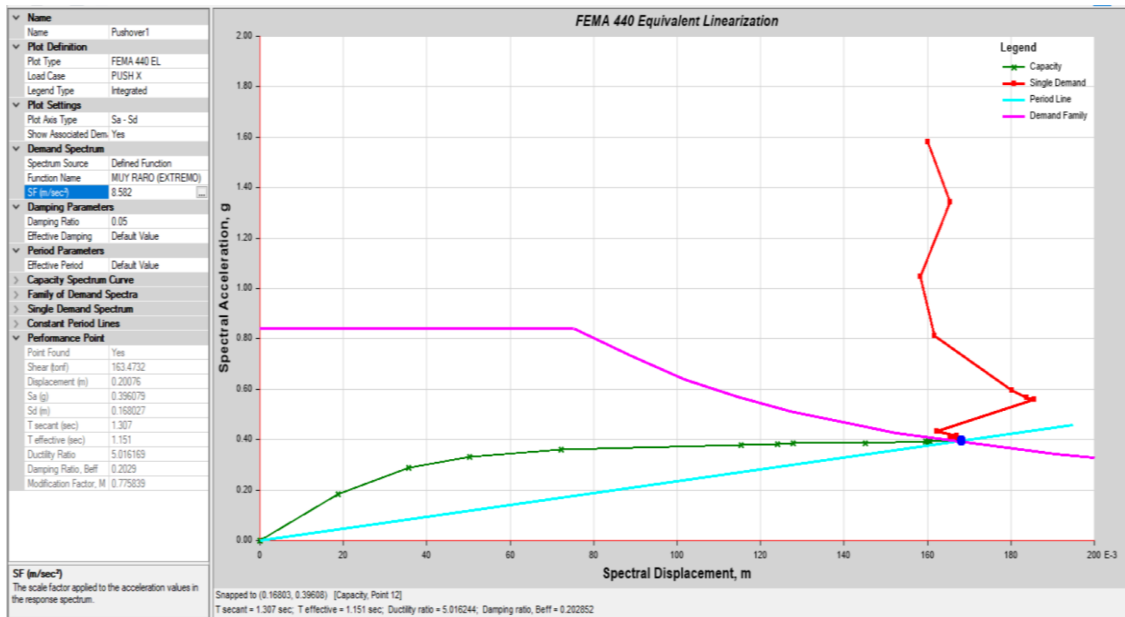
Figura 94: Punto de desempeño – Sismo Raro (Severo) Sentido X



Fuente: Etabs 2019

En la amenaza sísmica de Raro (Severo) podemos visualizar en la figura anterior que llegamos a un desplazamiento de 0.1411 m y un cortante de 156.486 Ton como punto de intersección entre el espectro de demanda y la curva de capacidad.

Figura 95: Punto de desempeño – Sismo Muy raro (Extremo) Sentido X



Fuente: Etabs 2019

En el último nivel de amenaza sísmica Muy raro (Severo), nos dio como resultado un desplazamiento de 0.2007 m y un cortante de 163.473 Ton, en este último grafico se bajó el valor de SF in/sec² a 8.582 para así poder alcanzar un valor numérico debido a que si conservábamos el valor de 9.81 no encontrábamos el punto de intersección entre el espectro de demanda y la curva de capacidad.

- **Sentido Y**

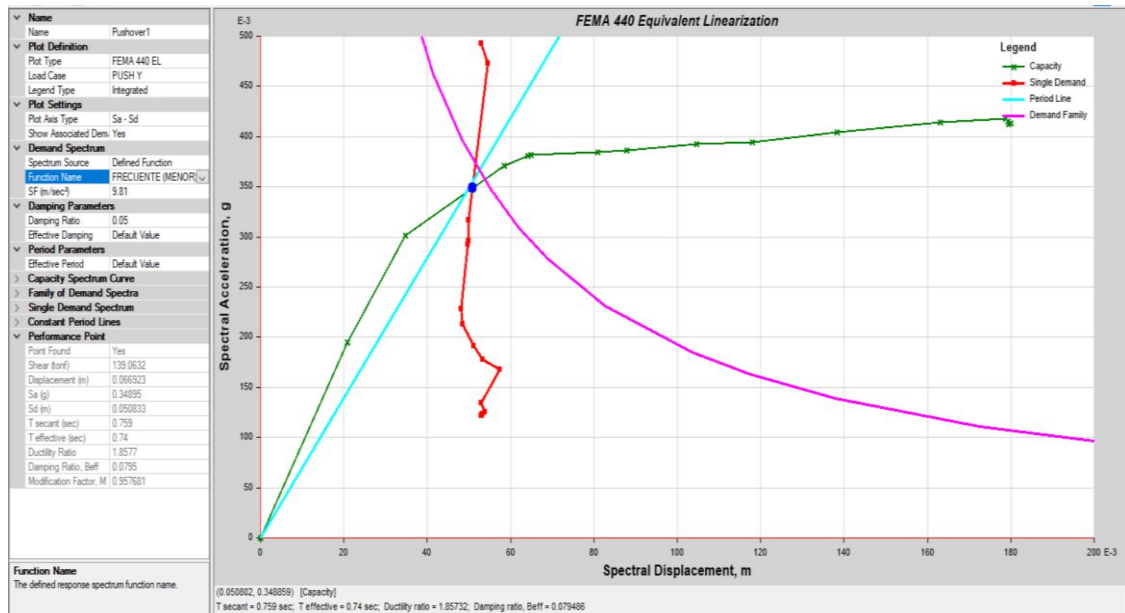
En la siguiente tabla se puede apreciar los puntos de desempeño correspondientes a cada amenaza sísmica propuesta por la NEC, con sus respectivos desplazamientos y valores de cortante.

Tabla 38: Puntos de desempeño Sentido Y

PUNTO DE DESEMPEÑO			
Dirección	Nivel de sismo	Dp (m)	V (ton)
Y - Y	FRECUENTE (MENOR)	0.06692	139.0632
	OCASIONAL (MODERADO)	0.09978	155.8503
	RARO (SEVERO)	0.13797	162.2862
	MUY RARO (EXTREMO)	0.23124	173.8523

Fuente: Pablo Navarrete

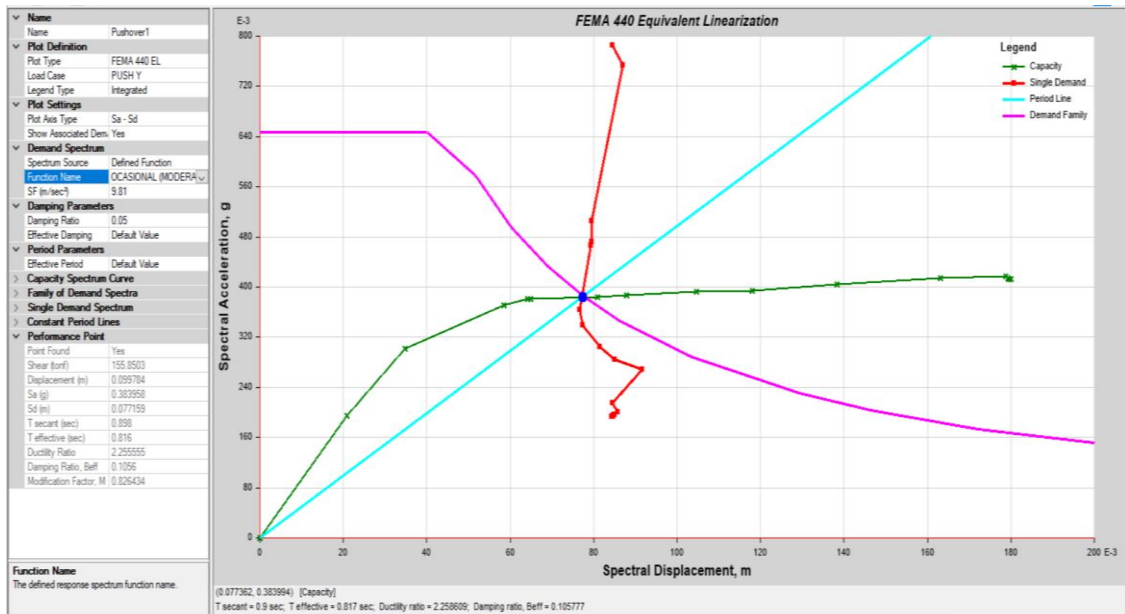
Figura 96: Punto de desempeño – Sismo Frecuente (Menor) Sentido Y



Fuente: Etabs 2019

En la figura anterior se observa la intersección del espectro de demanda para un nivel de amenaza sísmica Frecuente (Menor) con la curva de capacidad para obtener el punto de desempeño. Los valores obtenidos de la intersección son 0.06692 m como desplazamiento y 139.0632 Ton de cortante.

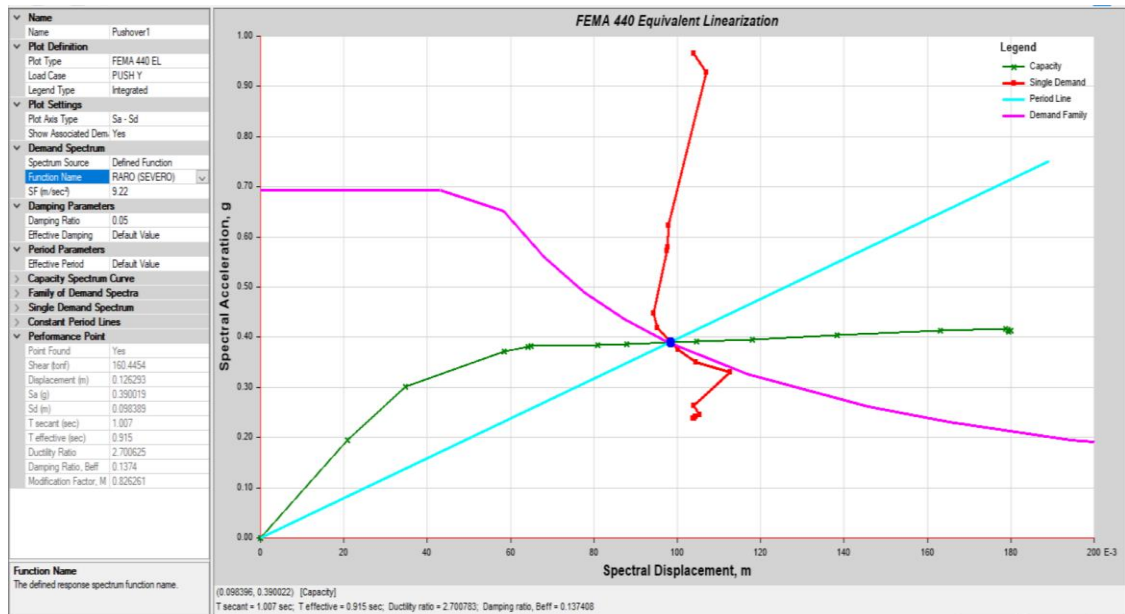
Figura 97: Punto de desempeño – Sismo Ocasional (Moderado) Sentido Y



Fuente: Etabs 2019

Para la amenaza sísmica Ocasional (Moderado) obtuvimos el punto de intersección en 0.09978 m para el desplazamiento y 155.850 Ton de cortante, como observamos en la figura anterior. En relación a la amenaza anterior como el nivel sísmico aumenta por lo tanto la demanda se incrementa.

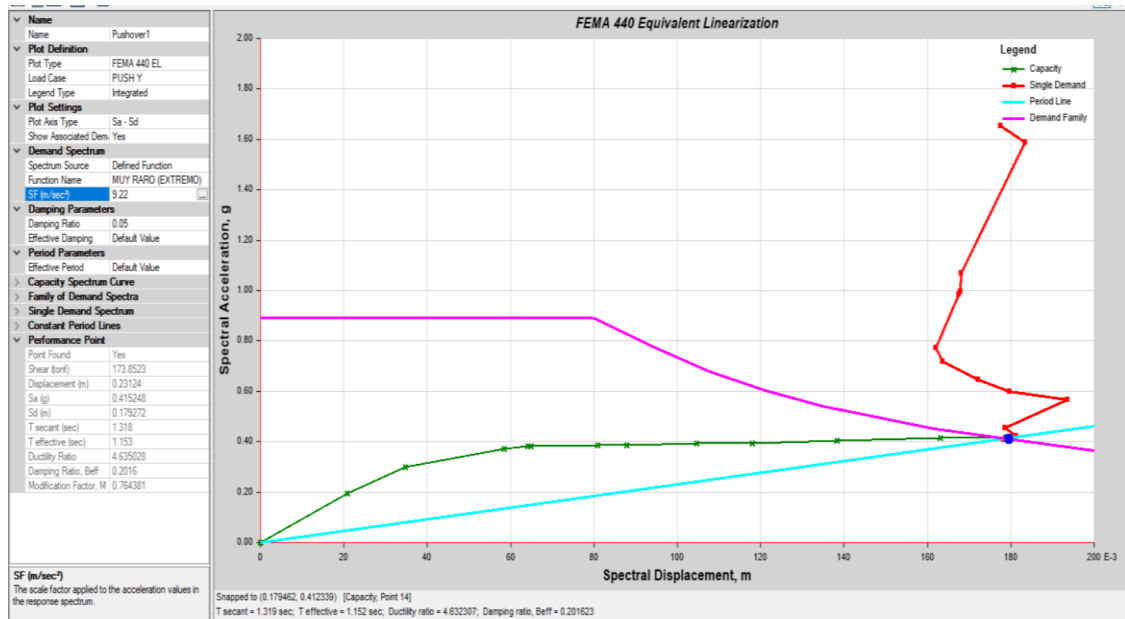
Figura 98: Punto de desempeño – Sismo Raro (Severo) Sentido Y



Fuente: Etabs 2019

En la amenaza sísmica de Raro (Severo) podemos visualizar en la figura anterior que llegamos a un desplazamiento de 0.1379 m y un cortante de 162.286 Ton como punto de intersección entre el espectro de demanda y la curva de capacidad.

Figura 99: Punto de desempeño – Sismo Muy raro (Extremo) Sentido Y



Fuente: Etabs 2019

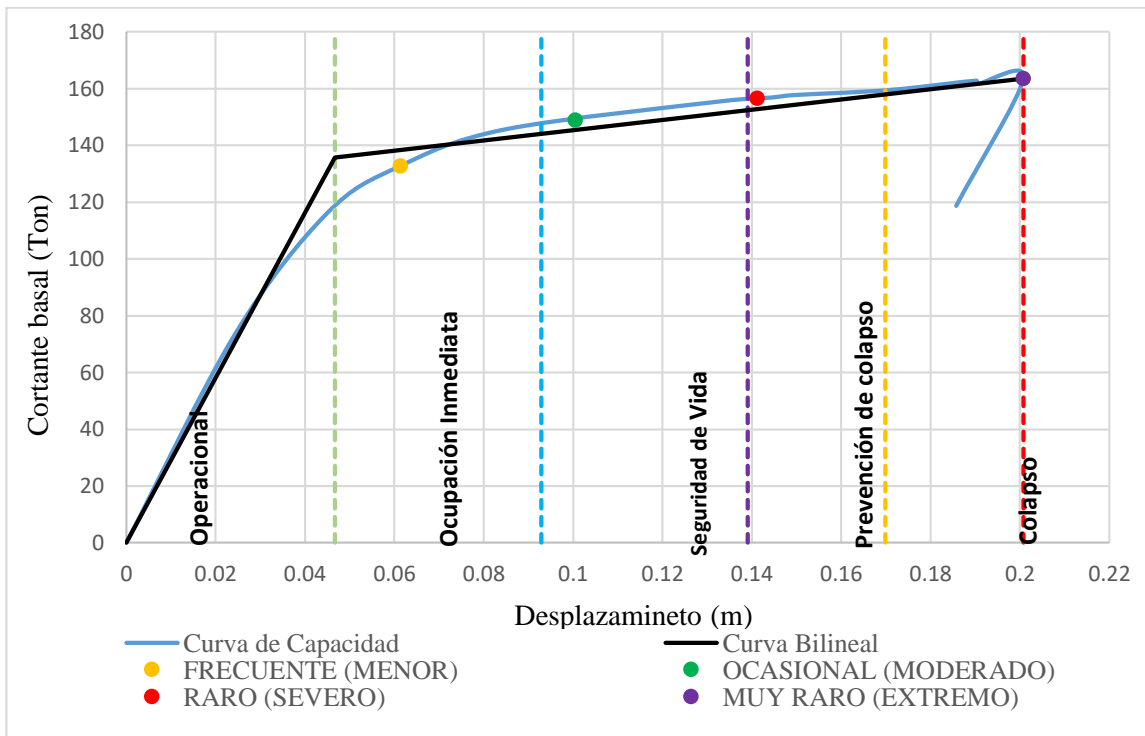
En el último nivel de amenaza sísmica Muy raro (Severo), nos dio como resultado un desplazamiento de 0.23124 m y un cortante de 173.852 Ton, en este último grafico se bajó el valor de SF in/sec² a 9.22 para así poder alcanzar un valor numérico debido a que si conservábamos el valor de 9.81 no encontrábamos el punto de intersección entre el espectro de demanda y la curva de capacidad.

Evaluación del desempeño sísmico

Para determinar la respuesta o desempeño sísmico ante los diferentes niveles de amenaza sísmica para las dos direcciones se realizó la sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva de capacidad con los resultados de los puntos de desempeño encontrados mediante ETABS 2019.

- **Sentido X**

Figura 100: Desempeño sísmico en Sentido X según FEMA 440



Fuente: Pablo Navarrete

De la figura anterior se determina que para un sismo Frecuente (Menor) el nivel de desempeño es Ocupación inmediata, para un sismo Ocasional (Moderado) se encuentra en el nivel de Seguridad de vida, para el sismo Raro (Severo) se encuentra en el nivel de Prevención de colapso y para el sismo Muy raro (Extremo) se encuentra en el límite entre Prevención de colapso y Colapso. Con los resultados se ubica los niveles de desempeño encontrados para las diferentes solicitaciones sísmicas en la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, se lo ha representado esta matriz en la siguiente tabla:

Tabla 39: Niveles de desempeño esperados y calculados para el sentido X

Niveles de amenaza (NEC 2015)	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso
Frecuente (Menor)					
Ocasional (Moderado)					

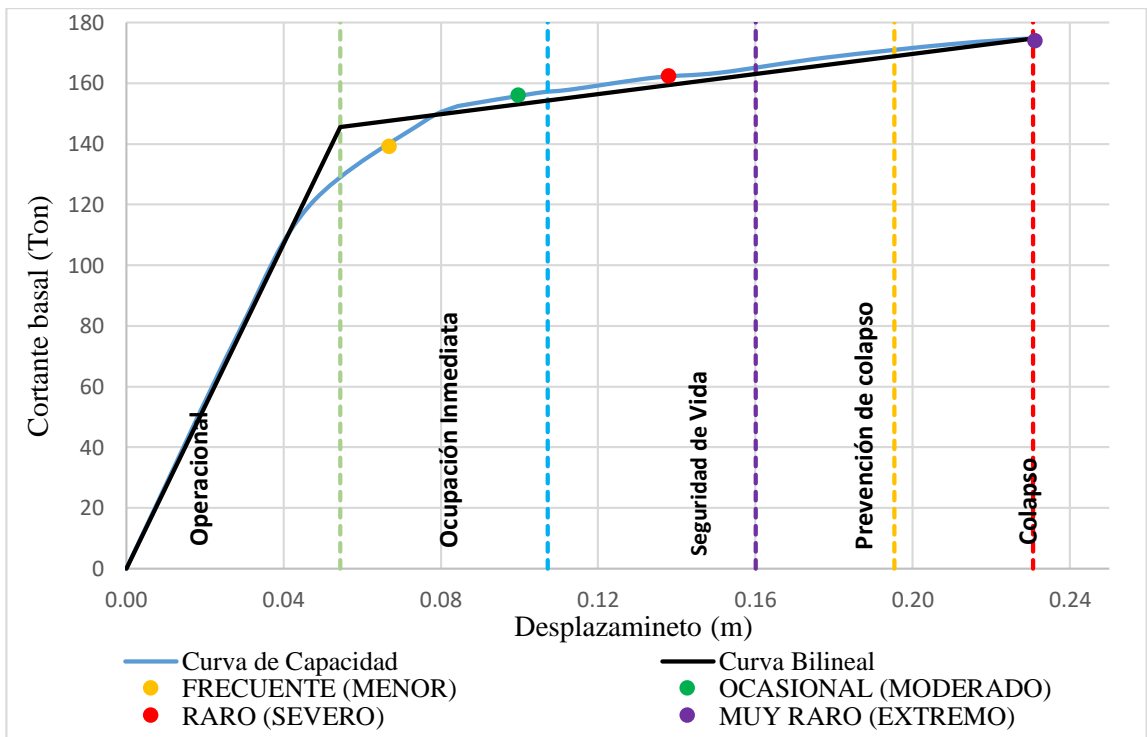
Raro (Severo)								
Muy raro (Extremo)								
	Nivel esperado para construcciones básicas u Objetivos Básicos							
	Nivel calculado del edificio de análisis							

Fuente: Pablo Navarrete

Según la tabla anterior se concluye que la edificación no cumple con los niveles de desempeño según los requerimientos mínimos de diseño del Comité Visión 2000, debido a que con un sismo raro el nivel de desempeño que se espera es seguridad de vida no prevención de colapso como se dio con el análisis de la estructura en estudio. En el último nivel muy raro se podría concluir que en la gráfica nos salió al límite entre prevención de colapso y colapso lo cual pudiera cumplir con la matriz.

- **Sentido Y**

Figura 101: Desempeño sísmico en Sentido X según FEMA 440



Fuente: Pablo Navarrete

De la figura anterior se determina que para un sismo Frecuente (Menor) el nivel de desempeño es Ocupación inmediata, para un sismo Ocasional (Moderado) se encuentra en el nivel de Seguridad de vida, para el sismo Raro (Severo) se encuentra en el nivel de Prevención de colapso y para el sismo Muy raro (Extremo) se encuentra en el límite entre Prevención de colapso y Colapso. Con los resultados se ubica los niveles de desempeño encontrados para las diferentes sollicitaciones sísmicas en la matriz de desempeño del Comité Visión 2000, se lo ha representado esta matriz en la siguiente tabla:

Tabla 40: Niveles de desempeño esperados y calculados para el sentido Y

Niveles de amenaza (NEC 2015)	Niveles de desempeño				
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso	Colapso
Frecuente (Menor)					
Ocasional (Moderado)					
Raro (Severo)					
Muy raro (Extremo)					
	Nivel esperado para construcciones básicas u Objetivos Básicos				
	Nivel calculado del edificio de análisis				

Fuente: Pablo Navarrete

Según la tabla anterior se concluye que la edificación cumple en algunos niveles de amenaza con los niveles de desempeño según los requerimientos mínimos de diseño del Comité Visión 2000, debido a que con un sismo ocasional se espera ocupación inmediata y con la estructura en análisis se encuentra dentro del nivel y lo mismo sucede con el siguiente nivel de amenaza raro que de igual manera la edificación se encuentra dentro del nivel de desempeño. Mientras que en el último nivel muy raro se podría concluir que en la gráfica nos salió al límite entre prevención de colapso y colapso lo cual pudiera cumplir con la matriz.

3.1.1.12 Factor de reducción de respuesta estructural (R)

El ATC-19 (1995) considera que el factor R es igual al producto de tres factores de la siguiente expresión:

$$R = R_{\mu} \times R_{\Omega} \times R_{\rho}$$

Donde:

R_{μ} = Factor de ductilidad

R_{Ω} = Factor de sobre resistencia

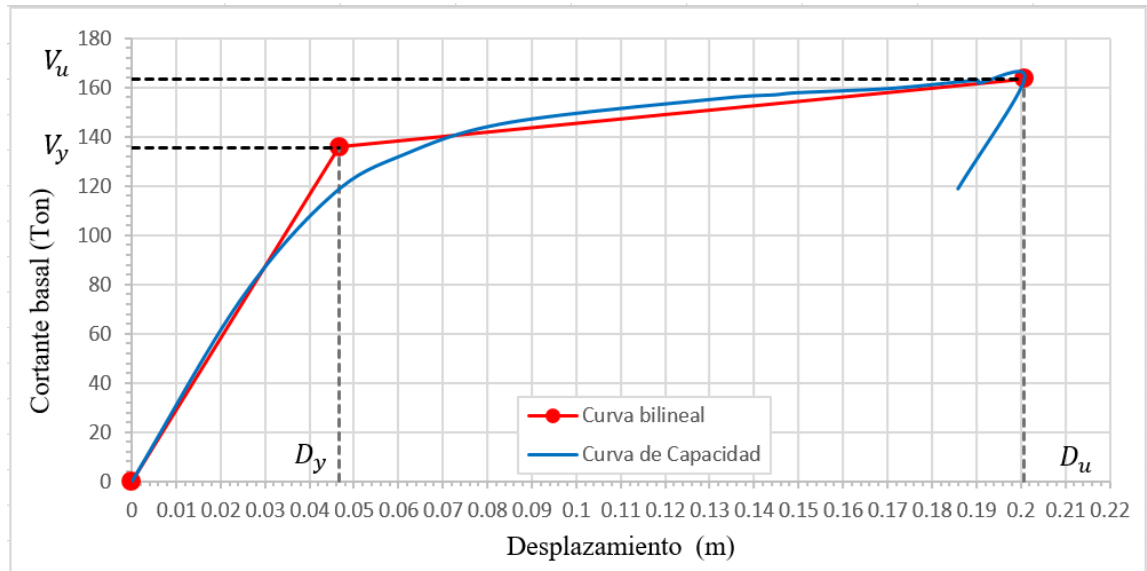
R_{ρ} = Factor de redundancia

Factor de ductilidad

Se calcula la ductilidad de la estructura con los datos obtenidos del análisis no lineal de la curva de capacidad con la siguiente expresión que relaciona el desplazamiento ultimo (Δ_u) con el desplazamiento de fluencia (Δ_y):

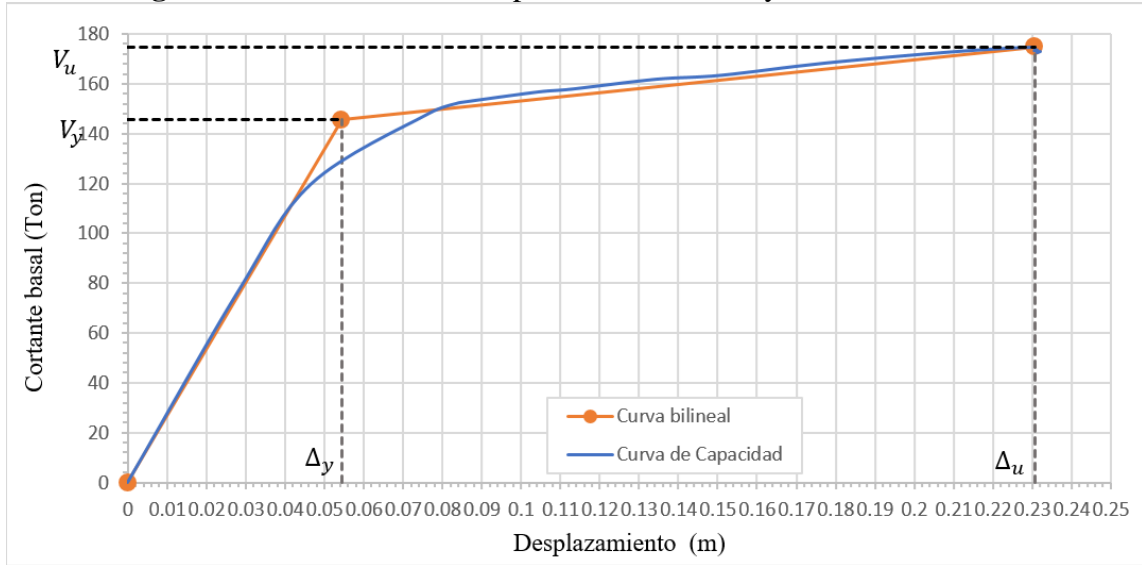
$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\text{Desplazamiento ultimo}}{\text{Desplazamiento de fluencia}}$$

Figura 102: Ubicación de los puntos de cedencia y máximo Sentido X



Fuente: Pablo Navarrete

Figura 103: Ubicación de los puntos de cedencia y máximo Sentido Y



Fuente: Pablo Navarrete

$$\mu \text{ en } x = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu \text{ en } x = \frac{0.20076}{0.04669} = 4.2998$$

$$\mu \text{ en } y = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

$$\mu \text{ en } y = \frac{0.2306}{0.05436} = 4.2420$$

$$R_\mu \text{ en } x = 4.2998$$

$$R_\mu \text{ en } y = 4.2420$$

Factor de sobre resistencia

Se entiende como factor de sobre resistencia como el incremento de la capacidad más allá del límite elástico y se calcula dividiendo la fuerza cortante de colapso (V_u) y la fluencia efectiva (V_y). Los mismos que se determinaron de los gráficos de la curva capacidad en cada sentido.

$$R_\Omega = \frac{V_u}{V_y} = \frac{\text{Fuerza cortante de colapso}}{\text{Fluencia efectiva}}$$

$$R_\Omega \text{ en } x = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_{\Omega} \text{ en } x = \frac{163.474}{135.705} = 1.2046$$

$$R_{\Omega} \text{ en } y = \frac{V_u}{V_y}$$

$$R_{\Omega} \text{ en } y = \frac{174.8041}{145.585} = 1.2007$$

$$R_{\Omega} \text{ en } x = 1.2046$$

$$R_{\Omega} \text{ en } y = 1.2007$$

Factor de redundancia

Este valor se obtuvo de la norma ASCE 7-10 en su literal 12.3.4, se asume el valor de 1.3

Con los datos calculados se obtiene el factor de reducción de respuesta

$$R = R_{\mu} \times R_{\Omega} \times R_{\rho}$$

$$R \text{ en } x = 4.2998 \times 1.2046 \times 1.3$$

$$R \text{ en } x = 6.7334$$

$$R \text{ en } y = 4.2420 \times 1.2007 \times 1.3$$

$$R \text{ en } y = 6.6214$$

3.1.1.13 Niveles de fisuración de elementos estructurales a flexión y compresión a nivel general

Mediante el análisis realizado a la estructura y con el apoyo de estudios anteriores se puede clasificar mediante el nivel de fisuración de los diferentes elementos de una estructura ya sean elementos estructurales o no estructurales.

Para comenzar con la clasificación colocamos en las siguientes tablas mampostería no reforzada que es aquella que, aun contando con algún tipo de refuerzo interior o confinamiento, no tengan el refuerzo necesario para ser considerados como mampostería confinada y reforzada interiormente.

Tabla 41: Fisuración en muros cortos-Rotación del muro

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Pequeñas grietas. • Mortero fisurado en las juntas horizontales en los extremos superior e inferior.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas moderadas. • Mortero fisurado en las juntas horizontales en los extremos superior

	<p>e inferior.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Posibles grietas y mortero fisurado en las uniones internas o juntas de pega.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Movimiento en el plano del muro, en la parte superior e inferior. • Mampostería rota • Fisuras en las esquinas del muro • Grietas y mortero fisurado en las juntas horizontales tanto superior como inferior

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 42: Fisuración en muros cortos-Deslizamiento de juntas horizontales

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Mortero agrietado y fisurado en las juntas horizontales en los extremos superior e inferior de las uniones • Grietas en forma escalonada pero no continuas.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas horizontales. • Mortero fisurado en las juntas horizontales. • Se presenta un desplazamiento horizontal a lo largo de las grietas. • Se evidencia una rotura escalonada con una abertura de 6mm o menos • Pequeña parte de las unidades de mampostería se encuentra agrietada.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas horizontales • Mortero triturado en las juntas horizontales • Se evidencia un desplazamiento horizontal • Se forma aberturas en forma escalonada de 12 mm aproximadamente. • Un porcentaje del 10% las unidades de mampostería se encuentran agrietadas.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 43: Fisuración en muros cortos-Mecanismos de tensión diagonal

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas diagonales pequeñas
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas diagonales con un ancho menor a 6 mm

	<ul style="list-style-type: none"> • Las grietas llegan a las esquinas • No se presenta fisuras en las esquinas del muro
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas diagonales con un ancho superior a 6 mm • Se presentan roturas y fisuras secundarias en las esquinas • Movimiento secundario a través del plano de rotura • Desprendimiento de parte de la mampostería.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 44: Vigas, dinteles y antepecho-Rotación de elementos de soporte

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas pequeñas y escalonadas • Mortero fisurado en el extremo de la viga • No se presenta grietas en las unidades de mampostería
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas moderadas escalonadas • Mortero fisurado en los extremos de la viga • Abertura en las juntas de aprox 6mm • Las grietas indican que ha ocurrido un desplazamiento horizontal. • No presenta un desplazamiento vertical
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas escalonadas y mortero fisurado en los extremos • Se presenta un desplazamiento horizontal en el plano • Se presentan aberturas de aproximadamente 12 mm • Deterioro de las unidades superiores de la viga o dintel • Posible rotación de la viga con respecto al soporte.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 45: Vigas, dinteles y antepecho-Rotación y eventual desplazamiento relativo en elementos de soporte

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Se evidencia grietas verticales y mortero fisurado
--------------------	--

Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Predominan grietas verticales y mortero fisurado a travez de la profundidad total • Grietas en la unidad de mampostería • Deterioro en el extremo inferior del dintel • No se presenta movimientos verticales
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Predominan grietas verticales y mortero fisurado • Grietas a través de las unidades de mampostería • Gran deterioro de las unidades de mampostería • Movimientos verticales

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 46: Muros fuertes-Flexión, rotura de la base, desplazamiento de las juntas horizontales

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas horizontales pequeñas en las juntas horizontales • Grietas orientadas diagonalmente y fisuras secundarias
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas horizontales y mortero fisurado en las juntas horizontales • Se presenta un desplazamiento horizontal a lo largo de las grietas • Aberturas de aproximadamente 6 mm • Grietas diagonales atravesando las unidades de mampostería
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas horizontales cerca de la base del muro • Fisuras de aprox 12mm • Grietas diagonales y en la base del muro • Se presenta roturas locales de la mampostería • Grietas diagonales que tratan de combinar mecanismos de colapso

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 47: Muros fuertes-Grietas por flexión y rotura de la base

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas horizontales pequeñas en las juntas horizontales
--------------------	--

	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas en la porción central del muro • No se presenta desplazamientos horizontales a lo largo de la grieta • No se presenta rotura en las unidades de mampostería
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas moderadas horizontales en las juntas • Roturas horizontales en grietas de la parte central del muro • Desplazamiento horizontal a lo largo de la grieta • Grietas diagonales hacia los talones del muro
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas horizontales en las juntas horizontales en el talón del muro • Roturas en grietas en la parte central del muro. • Se presenta grandes desplazamientos horizontales a lo largo de la grieta.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 48: Muros fuertes-Flexión fuera del plano del muro

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas pequeñas en las uniones con el piso o la losa • Grietas en la mita de la altura de los pisos • No presenta desplazamientos horizontales
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas moderadas en la unión piso-muro o piso-losa • Roturas en el mortero • Desplazamiento fuera del plano • Grietas con anchos menores a 3mm
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas considerables en las líneas piso-losa • Fisuras en el mortero • Desplazamientos horizontales fuera del plano • Grietas con desplazamientos de orden de 12mm

Fuente: Pablo Navarrete

Para continuar con la clasificación colocamos en las siguientes tablas mampostería confinada que se divide en paredes que se encuentran entre marcos de concreto reforzado de

confinamiento y vigas y columnas de confinamiento que tienen como función reforzar los paneles de mampostería no reforzada.

Tabla 49: Paredes-Rotura y fisura en las esquinas

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Separación del mortero alrededor de la pared • Rotura del mortero
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Rotura del mortero • Movimiento laterales de las fachadas
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Perdidas de partes de la mampostería en las esquinas • Total, fisuramiento de las fachadas • Roturas diagonales y deslizamiento de las juntas

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 50: Paredes-Tensión diagonal

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Roturas pequeñas en forma diagonal • Asociadas con fallas de adherencia entre el mortero y el bloque • Grietas se concentran en la parte central
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas moderadas totalmente extendidas a lo largo de las diagonales • Roturas y desprendimientos de mortero • Las grietas permanecen cerradas debido al confinamiento provisto por los marcos de concreto
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Las grietas tienen un ancho de 3mm • Las grietas se encuentran conectadas con las esquinas deterioradas • Perdidas de mortero en las zonas de alta compresión • Se presenta rotura en las unidades de mampostería • Deterioro avanzado

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 51: Paredes-Desplazamiento de las juntas horizontales

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Roturas del mortero alrededor del perímetro
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Rotura del mortero y agrietamiento de las unidades de mampostería

	<ul style="list-style-type: none"> • Presencia de grietas horizontales en la parte central.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Rotura significativa de mortero • Desplazamientos horizontales de las juntas

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 52: Paredes-Roturas diagonal y rotura de las esquinas

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Separación del mortero alrededor del marco • Separación entre viga-pared • Algunas grietas pequeñas
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Roturas por compresión ocurren en los bloques de las esquinas • Algunas grietas pequeñas en X
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas extensas en las zonas de articulación de vigas y columnas • Grietas diagonales pasan a través de la mampostería • Fisuramiento de las paredes en las esquinas y a través del plano de corte

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 53: Paredes-Efectos fuera del plano del muro

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas por flexión en el mortero alrededor del perímetro.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Rotura y pérdida del mortero a lo largo de la parte superior • Posiblemente roturas en forma de X en la parte central
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Roturas severas de esquina a esquina. • En la parte superior, inferior y en la mitad el mortero se encuentra totalmente fisurado • Mecanismo de colapso evidentes

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 54: Columnas de confinamiento-Agrietamiento de la columna por falla a cortante

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Varias grietas por flexión
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas por flexión se convierte a grietas de corte en X • El recubrimiento del acero de refuerzo se perderá • Grietas asociadas en la pared

Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Roturas severas en las columnas • Los flejes de la columna han desarrollado su capacidad • Se presenta fisuras en el recubrimiento del concreto
----------------------	---

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 55: Columnas de confinamiento- Falla del empalme de traslapo

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas por flexión en placa de piso • Grietas verticales pequeñas
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas por flexión - tensión • Grietas longitudinales verticales
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas en la zona inferior de las columnas • Perdida de recubrimiento en la parte inferior de columnas

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 56: Columnas de confinamiento- Daño en la conexión viga-columna

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas en las uniones en forma de X. • Grietas verticales y fisuras en la mampostería.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas no exceden los 5mm de ancho. • Fisuración en la mampostería y grietas verticales. • Acero en estado de fluencia. • Desplazamiento no significativo.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Acero en estado de fluencia y rotura. • Grietas con ancho de 6mm. • Desplazamientos no recuperables. • Roturas en la mampostería por compresión. • Acero fallado o doblado.

Fuente: Pablo Navarrete

Para finalizar con la clasificación colocamos en las siguientes tablas mampostería reforzada que se divide en muros fuertes, cuyo funcionamiento en general es equivalente a un muro en voladizo empotrado en la base y cuya capacidad está controlada en general en su base, siguiendo con muros débiles que son en general más débiles que las vigas que los conectan y por ultimo vigas a sufrir daños debido a los desplazamientos horizontales que ocurren en el sistema estructural principal.

Tabla 57: Muros fuertes-Flexión dúctil

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas no exceden los 3 mm. • Grietas verticales y fisuras en la mampostería.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas no exceden los 5 mm. • Fisuración en la mampostería y grietas verticales. • Acero en estado de fluencia. • Desplazamiento no significativo.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Acero en estado de fluencia y rotura. • Grieta con 6 mm de ancho. • Grietas diagonales anchas. • Rotura de mampostería por compresión. • Acero fallado o doblado.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 58: Muros fuertes-Flexión/Cortante

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas no exceden los 3 mm. • Grietas verticales y fisuras.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Similar al leve pero con grietas extensas.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Acero en estado de fluencia y rotura. • Grieta con 6 mm de ancho. • Grietas diagonales anchas. • Rotura de mampostería por compresión. • Acero fallado o doblado.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 59: Muros fuertes-Flexión/Deslizamiento por corte

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas no exceden los 3 mm. • Grietas verticales y fisuras.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Similar al leve pero con grietas extensas.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Desplazamiento horizontal del muro. • Fisuras en la base de la mampostería.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 60: Muros fuertes-Flexión/Inestabilidad fuera del plano

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas no exceden los 3 mm. • Grietas verticales y fisuras.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas no exceden los 5mm de ancho. • Fisuración en la mampostería y grietas verticales. • Acero en estado de fluencia. • Desplazamiento no significativo.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Acero en estado de fluencia y rotura. • Unidades desplazadas lateralmente. • Fisuras localizadas en las unidades. • Mecanismos de colapso.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 61: Muros fuertes-Flexión/Deslizamiento de las uniones traslapadas

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none">• Grietas no exceden los 3 mm.• Grietas verticales y fisuras.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none">• Roturas verticales en la base del muro.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none">• Fisuras de las unidades en la base del muro.• Desprendimiento de mortero.• Tendencia de volcamiento.• Grietas por flexión.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 62: Muros débiles-Flexión/Cortante

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none">• Grietas no exceden los 3 mm de ancho.• Grietas verticales y fisuras.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none">• Grietas no exceden los 5mm de ancho.• Fisuración en la mampostería y grietas verticales.• Acero en estado de fluencia.• Desplazamiento menores.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none">• Acero en estado de fluencia y rotura.• Grieta que excede los 6 mm.• Grietas diagonales.• Roturas grandes en la base del muro.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 63: Muros débiles-Cortante puro

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none">• Grietas no exceden los 2 mm.• Grietas verticales y fisuras.• Grietas diagonales.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none">• Grietas no exceden los 2 mm.• No hay fisuración en la mampostería y grietas verticales.• Grieta dominante.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none">• Grieta dominante con un ancho de 10 mm.• Falla localizada en la esquina inferior del muro.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 64: Vigas débiles-Flexión/Cortante

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none">• Grietas no exceden los 3mm de ancho.• Fisuras leves verticales y en la unión viga y elemento de soporte.
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none">• Grietas no exceden 6mm de ancho

	<ul style="list-style-type: none"> • Fisuras secundarias en extremos de las vigas • Zonas de falla por compresión.
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Refuerzo en estado de fluencia o eventual rotura. • Ancho de grietas por flexión mayor a 9 mm • Roturas importantes en unión viga columna.

Fuente: Pablo Navarrete

Tabla 65: Vigas débiles- Cortante puro

Daños Leves	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas menores a 3mm de ancho. • Grietas en diagonal y escalera
Daños Moderados	<ul style="list-style-type: none"> • Grietas entre 3 y 6 mm de ancho •
Daños Severos	<ul style="list-style-type: none"> • Refuerzo en estado de fluencia o eventual rotura. • Rotura en los extremos de la viga • Grandes grietas diagonales y/o fisuras en la parte central de la viga.

Fuente: Pablo Navarrete

3.2 Verificación de la hipótesis

Con el análisis realizado al edificio en estudio, aplicando las metodologías descritas en el presente proyecto, las edificaciones típicas de hormigón armado presentan diferentes grados de vulnerabilidad sísmica en función del análisis que se realiza, con el análisis realizado en construcciones afectadas por sismos, así como un previo estudio de las estructuras permite tomar las correcciones ya sean constructivas o estructurales para evitar la aparición de fisuras en los elementos sometidos a flexión y compresión y a su vez de esta manera poder tener un mejor desempeño sísmico con lo cual nos permitirá alcanzar los objetivos de desempeño o niveles de desempeño, que obtuvimos como referencia del Comité Visión 2000. Se puede presentar varias propuestas de reforzamiento, implementación de los muros de corte, encamisado de acero para vigas y aumento de secciones de columna, entre otras que mejorara el comportamiento de la estructura.

CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. Conclusiones

- De la recopilación de información sobre las diferentes metodologías y parámetros característicos, se concluye que el objetivo en común de las mismas es predecir el daño debido a un sismo con la menor incertidumbre, sin embargo todas difieren que depende de varios factores para poder determinarlo como son la naturaleza, el objetivo de la evaluación, la calidad del estudio, disponibilidad de información, características de la estructura, la escala de la evaluación, los criterios de la metodología, el grado de

confiabilidad de los resultados esperados y el uso de la información obtenida.

- De la información obtenida
- Del análisis lineal de la estructura, se concluye que la edificación cumple con el chequeo del periodo fundamental calculando un valor de periodo de 0.715 siendo menor al 30% periodo calculado en el método 1 que se estipula en la NEC dándonos un valor de 0.5647 segundos, lo que significa que la estructura es aceptada generando valores bajos de derivas. Por lo que no es necesario incrementar las secciones o tampoco aplicar algún método de reforzamiento para bajar el periodo de vibración.
- Del análisis lineal, se determinó en el chequeo a torsión que la estructura presenta comportamiento translacional en el primer y segundo modo de vibración, lo cual no supera el 30% de la participación rotacional permitida, con esto se concluye que el edificio no presentara grandes daños durante sismos intensos o llegara al colapso.
- Mediante el análisis lineal de la edificación en su estado actual, se determinó que las derivas inelásticas causadas por el cortante dinámico no supera el 2% con un valor máximo de 1.707% en el sentido X y un valor de 1.5246% en el sentido Y para el nivel N+8.40, mientras que por el cortante estático las derivas inelásticas tampoco superan el 2% con un valor máximo de 1.60% en el sentido X, con excepción en el nivel N+8.40 que supera el 2% en el sentido Y con un valor máximo de 2.31% concluyendo que el edificio no es flexible y no se debe realizar un reforzamiento.
- Mediante el análisis no lineal, se formaron rotulas plásticas las cuales nos permitieron identificar el nivel de desempeño de los diferentes elementos estructurales así determinando que en el sentido X que se formó 508 rotulas plásticas que se mantiene en el rango inmediata ocupación (A-IO), 126 rotulas que se encuentran dentro del rango inmediata ocupación y seguridad de vida (IO-LS) y finalmente 4 rotulas que se encuentran en el rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-CP) y ningún elemento llega al colapso.
- Mediante el análisis no lineal, se formaron rotulas plásticas las cuales nos permitieron identificar el nivel de desempeño de los diferentes elementos estructurales así determinando que en el sentido Y se ha formado 492 rotulas plásticas que se mantiene en el rango inmediata ocupación (A-IO), 137 rotulas que se encuentran dentro del

rango inmediata ocupación y seguridad 103 de vida (IO-LS), 3 rotulas que se encuentran en el rango seguridad de vida – prevención de colapso (LS-CP), y finalmente 2 rotulas plásticas están en el rango de prevención de colapso-colapso (CP->CP).

- Del análisis no lineal, se determinó la curva de capacidad para cada sentido de análisis concluyendo que para el sentido X, el edificio en estudio no cumple con los niveles de desempeño del Comité Visión 2000, ya que se espera para un sismo Frecuente (Menor) un nivel operacional y obtuvimos ocupación inmediata, para un sismo Ocasional (Moderado) un nivel de ocupación inmediata y nos dio un resultado de nivel de seguridad de vida, para el sismo Raro (Severo) se encuentra en el nivel de prevención de colapso el cual debería encontrarse dentro del nivel seguridad de vida y para el sismo Muy raro (Extremo) se encuentra en el límite entre Prevención de colapso y Colapso.
- Del análisis no lineal, se determinó la curva de capacidad concluyendo que para el sentido Y, el edificio en algunos niveles de desempeño cumple con Comité Visión 2000, debido a que con un sismo Ocasional (Moderado) se espera ocupación inmediata y con la estructura en análisis se encuentra dentro del nivel y lo mismo sucede con el siguiente nivel de amenaza Raro (Severo) que de igual manera la edificación se encuentra dentro del nivel de desempeño. Mientras que en el último nivel muy raro nos dio como resultado en el límite entre prevención de colapso y colapso lo cual pudiera cumplir con el objetivo.
- Del análisis de la estructura y mediante recolección de información, se determinó que los elementos sometidos a flexión y compresión presentan fisuración en cada nivel de amenaza sísmica clasificándoles en daños leves, moderados y severos desarrollados en las tablas, los cual se concluyó que puede presentarse fisuras mínimas que van desde grietas o fisuras mínimas de 3mm hasta mecanismos de colapso como también el desarrollo del estado de fluencia por el acero de refuerzo.
- De la recolección de información y mediante el análisis de la estructura de hormigón en la ciudad de Ambato, se concluye que para que el edificio tenga un buen desempeño sísmico ante cualquier nivel de amenaza: no debe tener irregularidades en planta y

elevación, en lo general no debe tener problemas de torsión, se deberán considerar efectos P- Δ , el perfil de suelo mínimo debe ser un tipo S3, el uso de edificio debe alcanzar el Nivel de ocupación Residencial y por ultimo no debe superar los 7 pisos.

- Mediante el análisis de los resultados obtenidos del edificio en estudio, se concluye que para un edificio de mayor cantidad de pisos y se alcanzar un nivel de seguridad de vida implica que la estructura sufra daños significativos con la falla parcial de pocos elementos estructurales principales, al formarse rótulas plásticas a nivel de vigas, que a su vez se encuentra dentro del nivel de seguridad antes del colapso y la estructura puede funcionar luego de unas reparaciones, los elementos no estructurales, sufren daños localizados y menores y no implican un riesgo al momento de la rehabilitación.

4.2.Recomendaciones

- Se recomienda realizar un estudio técnico de todas las metodologías referentes a vulnerabilidad sísmica y así poder compararlas entre sí para utilizarlas posteriormente en las estructuras y evitar grandes daños.
- Investigar opciones de mejoramiento estructural para mejorar el nivel de desempeño de las edificaciones y así cumplir con los objetivos de desempeño sísmico.
- Realizar evaluaciones y rehabilitaciones a construcciones realizadas de manera informal para evitar daños en las edificaciones y a su vez pérdidas humanas.
- Realizar análisis sísmicos para comprobar resultados que en algunos casos se dan de manera empírica.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] G. Herrera Reyes y J. C. Vielma, «Estado del conocimiento sobre metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificios,» *Ingeniería y Sociedad UC*, vol. 8, nº 1, pp. 7-28, 2012.
- [2] S. M. Salvador, «UPCommons. Portal de acceso abierto al conocimiento de la UPC,» 21 Febrero 2003. [En línea]. Available: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/93538/14CAPITULO5.pdf?sequence=14&isAllowed=y>. [Último acceso: 25 Marzo 2021].
- [3] P. Quinde Martinez y E. Reinoso Angulo, «Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la ciudad de Cuenca,» *Revista de Ingeniería Sísmica*, vol. I, nº 94, pp. 1-26, 2016.
- [4] «NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN,» 2015. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SEDS.pdf>. [Último acceso: 2021 Marzo 25].
- [5] IGEPN, «IG- Instituto Geofísico,» 5 Agosto 2013. [En línea]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>. [Último acceso: 25 Marzo 2021].
- [6] R. Aguiar y A. Rivas, MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE AMBATO, Instituto Panamericano de Geografía e Historia, 2018.
- [7] J. A. Canas y L. Pujades, «Tesis Doctorals en Xarxa,» 22 Junio 2002. [En línea]. Available: https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6222/03CAPITULO_2.pdf?sequence=3&isAllowed=y. [Último acceso: 25 Marzo 2021].
- [8] M. Jimenez, «GE Alerta,» 12 Agosto 2018. [En línea]. Available: <https://blogs.upm.es/geoalerta/ecuador/riesgo-sismico-en-ecuador/>. [Último acceso: 13 Julio 2021].
- [9] U. Mena Hernandez, «Tesis Doctorals en Xarxa,» 22 Julio 2002. [En línea]. Available: <https://www.tesisenred.net/handle/10803/6222#page=6>. [Último acceso: 13 Julio 2021].
- [10] J. Giner y S. Molina, Sismicidad y riesgo sísmico en la C.A.V, España: Editorial Club Universitario, 2001.
- [11] P. Guaraca Tenesaca, D. Pantoja Aguacondo, W. Zambrano Zambrano y J. Berru Cabrera, «ANÁLISIS DE VELOCIDADES DE ONDAS DE CORTE Y PERIODOS DE VIBRACIÓN DEL SUELO. PARROQUIA JUBONES. CIUDAD DE MACHALA,» vol. I, nº 1, pp. 440-449, 2017.
- [12] NEC-15, «Guía 5 Evaluación Y Rehabilitación de Estructuras,» *Norma Ecuatoriana la Construcción*, vol. V, nº 1, pp. 1-185, 2015.
- [13] S. Sanchez Redondo, «Upcommons,» 12 Enero 2018. [En línea]. Available: <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2117/115126/%5BTFG%5DMemoria.pdf>. [Último acceso: 15 Julio 2021].
- [14] S. Melone Salvador, «Tesis Doctorals en Xarxa,» 21 Marzo 2003. [En línea]. Available: <https://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6226/15CAPITULO6.pdf?sequence=15&isAllowed=y>. [Último acceso: 15 Julio 2021].
- [15] R. L. Bonett Díaz, «Tesis Doctorals en Xarxa,» 15 Diciembre 2003. [En línea]. Available:

- <https://www.tesisenred.net/bitstream/handle/10803/6230/04CAPITULO3.pdf?sequence=4&isAllowed=y>. [Último acceso: 17 Julio 2021].
- [16] NEC 2015, «Habitat y Vivienda,» Agosto 2014. [En línea]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-RE.pdf>. [Último acceso: 15 Julio 2021].
- [17] L. A. Alvarado Chorro, S. G. Pineda Alvarado y J. A. Ventura Ramirez, «Repositorio Institucional de la Universidad del Salvador,» Octubre 2004. [En línea]. Available: <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/4581/1/Dise%C3%B1o%20de%20elementos%20estructurales%20en%20edificios%20de%20concreto%20reforzado.pdf>. [Último acceso: 15 Julio 2021].
- [18] F. d. e. d. C. d. Andalucía, «Tipos de esfuerzos físicos,» *Temas para la educación*, vol. I, nº 15, pp. 1-18, 2011.
- [19] A. Corsanego y V. Petrini, «Seismic vulnerability of buildings,» de *Proceedings of the SEISMED 3*, Trieste, Italia., 1990.
- [20] R. V. Whitman, J. W. Reed y S.-T. Hong, «Earthquake Damage Probability Matrices,» *Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering*, vol. II, nº 5, pp. 2531-2540, 1974.
- [21] G. M. Calvi, «A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. III, nº 3, pp. 411-438, 30 Abril 2008.
- [22] C. D. Comartin y R. W. Niewiarowski, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, vol. I, Applied Technology Council, 1996.
- [23] FEMA 273, NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS, Washington, Dc: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, 1997.
- [24] FEMA 356, PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THESEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS, Washington, D.C: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, 2000.
- [25] P. Fajfar, «A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design,» *Earthquake Spectra*, vol. 16, nº 3, pp. 573-592, Agosto 2000.
- [26] GNDT, Rischio Sismico di edifici Pubblici-Parte I Aspetti Metodologici, Roma, Italia: CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, 1993.
- [27] D. Benedetti y V. Petrini, «Sulla vulnerabilità sismica di edifici in muratura: un metodo di valutazione,» *L'industria delle costruzioni*, vol. I, nº 149, pp. 66-74, 1984.
- [28] F. 154, Rapid Visual Screening of Buildings for Potential Seismic Hazards: A Handbook, Washington, D.C: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, 2002.
- [29] A. H. Barbat, Cálculo sísmico de estructuras, Barcelona, España: Editores Técnicos Asociados, 1983.
- [30] L. M. Bozzo y A. H. Barbat, Diseño sísmico de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas, España: Editorial Reverte, 2000.
- [31] NIBS, «HAZUS 99 Technical Manuals,» de *Federal Emergency Management Agency*, Washington D.C, U.S.A, 1999.
- [32] FEMA, «HAZUS-MH Technical Manual,» de *Federal Emergency Management Agency*, Washington D.C, U.S.A, 2003.
- [33] G. Grunthal, European Macroseismic Scale 1998 - EMS-98, vol. 15, Luxemburgo: Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, 1998.

- [34] S. Lagomarsino y S. Giovinazzi, «Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings,» *Bull Earthquake Engineering*, vol. I, n° 4, pp. 415-443, 2006.
- [35] G. M. Calvi, G. Magenes, R. Pinho y J. Bommer, «Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years,» *ISET Journal of Earthquake Technology*, vol. XLIII, n° 3, pp. 75-104, Septiembre 2006.
- [36] H. O. Wood y F. Neumann, «Modified Mercalli intensity scale of 1931,» *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. XXI, n° 4, pp. 277-283, Diciembre 1931.
- [37] S. V. Medvedev y W. Sponheuer, «Seismic intensity scale version MSK 1964,» de *IV World Conference of the Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1969.
- [38] A. H. Barbat, U. Mena y F. Yepez, «Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas,» *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, vol. XIV, n° 2, pp. 247-268, 1998.
- [39] R. Spence, A. Coburn, A. Pomonis y A. Sakai, «Correlation of Ground Motion with Building Damage: The Definition of a New Damage-Based Seismic Intensity Scale,» de *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, España, 1992.
- [40] M. Marulanda, O. Cardona y A. Barbat, «Revealing the socioeconomic impact of small disasters in Colombia using the DesInventar database,» *Disasters*, vol. XXXII, n° 2, pp. 552-570, 2009.
- [41] C. D. Comartin, R. Niewiarowski, S. Freeman y F. Turner, «Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings: A Practical Overview of the ATC 40 Document,» *Earthquake Spectra*, vol. XVI, n° 1, pp. 241-261, 2000.
- [42] ATC, «Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,» FEMA 440, California, U.S.A, 2005.
- [43] R. Vicente, S. Parodi, H. Varum, J. Silva y S. Lagomarsino, «Seismic vulnerability and risk assessment: case study of the historic city centre of Coimbra, Portugal.,» *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. IX, n° 4, pp. 1067-1096, 2011.
- [44] A. Barbat, S. Lagomarsino y L. Pujades, «Vulnerability assessment of dwelling buildings,» *Assessing and managing earthquake risk*, vol. 2, n° 1, pp. 115-134, 2008.
- [45] M. Priestley, G. Calvi y M. Kowalsky, «Direct displacement-based seismic design of structures,» *Journal of Earthquake Engineering*, vol. IX, n° 2, pp. 257-278, 2005.
- [46] H. Crowley, B. Borzi, R. Pinho, M. Colombi y M. Onida, «Comparison of Two Mechanics-Based Methods for Simplified Structural Analysis in Vulnerability Assessment,» *Advances in Civil Engineering*, vol. I, n° 1, pp. 1-19, 2008.
- [47] R. Ugel, L. Pujades, J. Herrera y F. Venezuela, «Análisis de escenarios de riesgo sísmico para toma de decisiones. Aplicación a edificio apertado de concreto armado en el municipio Valencia,» *Ingeniería y Sociedad UC*, vol. VII, n° 1, pp. 20-34, 2012.
- [48] M. S. Alvarenga Cardoza, C. A. García Ramirez y k. L. Perez de León, «Repositorio Institucional de la Universidad de El Salvador,» Junio 2017. [En línea]. Available: <http://ri.ues.edu.sv/id/eprint/13380/1/Propuesta%20de%20C3%ADndice%20de%20a%20C3%B1o%20estructural%20para%20cuantificar%20el%20nivel%20de%20afectaci%C3%B3n%20en%20estructuras%20en%20zonas%20urbanas%20despu%C3%A9s%20de%20un%20sismo.pdf>. [Último acceso: 20 Julio 2021].
- [49] H. S. Audell, «Geotechnical Nomenclature and Classification System for Crack Patterns in Buildings,» *Environmental and Engineering Geoscience*, vol. II, n° 2, pp.

225-248, 1996.

- [50] R. W. Day y S. J. Boone, «Discussion and Closure: Ground-Movement-Related Building Damage,» *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, vol. CXXIV, n° 5, pp. 462-465, Mayo 1998.
- [51] J. C. Viviescas Restrepo, «DOCPLAYER,» 1 Julio 2010. [En línea]. Available: <https://docplayer.es/95022315-Grietas-en-construcciones-ocasionadas-por-problemas-geotecnicos.html>. [Último acceso: 13 Julio 2021].

ANEXOS

ANEXO A
PLANO ESTRUCTURAL DE LA ESTRUCTURA EN
ESTUDIO

ANEXO B
TABLAS PARA EL ANÁLISIS Y RESULTADOS

Cuantificación de cargas

Elementos	Unidades	Dimensiones (m)			Peso Específico	Peso Total	Peso propio (PP)
		Altura	Longitud	Espesor	Kg/m ³	Kg/m ²	
Loseta		1	1	0.05	2400	120.00	249.60
Nervios		0.15	3.6	0.1	2400	129.60	
Bloque	8				8	64.00	
Enlucido sup.		1	1	0.015	1900	28.50	
Enlucido Inf.		1	1	0.015	1900	28.50	
Acabado		1	1	0.015	1600	24.00	
					Total =	394.60	

Fuente: Pablo Navarrete

Espectro para el análisis sísmico dinámico

ESPECTRO PARA ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO		
T(s)	Sa (%g)	C (%g)
0.00	0.4800	0.0600
0.05	0.8259	0.1032
0.10	1.1719	0.1465
0.15	1.1904	0.1488
0.20	1.1904	0.1488
0.25	1.1904	0.1488
0.30	1.1904	0.1488
0.35	1.1904	0.1488
0.40	1.1904	0.1488
0.45	1.1904	0.1488
0.50	1.1904	0.1488
0.55	1.1904	0.1488
0.60	1.1204	0.1400
0.65	1.0342	0.1293
0.70	0.9603	0.1200
0.75	0.8963	0.1120
0.80	0.8403	0.1050
0.85	0.7909	0.0989
0.90	0.7469	0.0934
0.95	0.7076	0.0885
1.00	0.6722	0.0840

1.05	0.6402	0.0800
1.10	0.6111	0.0764
1.15	0.5846	0.0731
1.20	0.5602	0.0700
1.25	0.5378	0.0672
1.30	0.5171	0.0646
1.35	0.4980	0.0622
1.40	0.4802	0.0600
1.45	0.4636	0.0580
1.50	0.4482	0.0560
1.55	0.4337	0.0542
1.60	0.4201	0.0525
1.65	0.4074	0.0509
1.70	0.3954	0.0494
1.75	0.3841	0.0480
1.80	0.3735	0.0467
1.85	0.3634	0.0454
1.90	0.3538	0.0442
1.95	0.3447	0.0431
2.00	0.3361	0.0420
2.05	0.3279	0.0410
2.10	0.3201	0.0400
2.15	0.3127	0.0391
2.20	0.3056	0.0382
2.25	0.2988	0.0373
2.30	0.2923	0.0365
2.35	0.2861	0.0358
2.40	0.2801	0.0350
2.45	0.2744	0.0343
2.50	0.2689	0.0336
2.55	0.2636	0.0330
2.60	0.2586	0.0323
2.65	0.2537	0.0317
2.70	0.2490	0.0311
2.75	0.2444	0.0306
2.80	0.2401	0.0300
2.85	0.2359	0.0295
2.90	0.2318	0.0290
2.95	0.2279	0.0285
3.00	0.2241	0.0280
3.05	0.2204	0.0276

3.10	0.2168	0.0271
3.15	0.2134	0.0267
3.20	0.2101	0.0263
3.25	0.2068	0.0259
3.30	0.2037	0.0255
3.35	0.2007	0.0251
3.40	0.1977	0.0247
3.45	0.1949	0.0244
3.50	0.1921	0.0240
3.55	0.1894	0.0237
3.60	0.1867	0.0233
3.65	0.1842	0.0230
3.70	0.1817	0.0227
3.75	0.1793	0.0224
3.80	0.1769	0.0221
3.85	0.1746	0.0218
3.90	0.1724	0.0215
3.95	0.1702	0.0213
4.00	0.1681	0.0210
4.05	0.1660	0.0207
4.10	0.1640	0.0205
4.15	0.1620	0.0202
4.20	0.1601	0.0200
4.25	0.1582	0.0198
4.30	0.1563	0.0195
4.35	0.1545	0.0193
4.40	0.1528	0.0191
4.45	0.1511	0.0189
4.50	0.1494	0.0187
4.55	0.1477	0.0185
4.60	0.1461	0.0183
4.65	0.1446	0.0181
4.70	0.1430	0.0179
4.75	0.1415	0.0177
4.80	0.1400	0.0175
4.85	0.1386	0.0173
4.90	0.1372	0.0171
4.95	0.1358	0.0170
5.00	0.1344	0.0168

Fuente: Pablo Navarrete

Control de derivas de piso

DERIVAS DE PISO					
ANALISIS ESTATICO			ANALISIS DINAMICO		
EN X			EN X		
DERIVA ELASTI	0.002677	CUMPLE	DERIVA ELASTI	0.002845	CUMPLE
DERIVA INELA	1.6062		DERIVA INELA	1.707	
EN Y			EN Y		
DERIVA ELASTI	0.003863	NO CUMPLE	DERIVA ELASTI	0.002541	CUMPLE
DERIVA INELA	2.3178		DERIVA INELA	1.5246	

Fuente: Pablo Navarrete

DERIVAS DE PISO POR CORTANTE DINÁMICO					
SENTIDO X			SENTIDO Y		
PISO	DERIVA ELA	DERIVA INELA	PISO	DERIVA ELA	DERIVA INELA
1	0.0000350	0.021	1	0.000084	0.0504
2	0.001958	1.1748	2	0.00209	1.254
3	0.002845	1.707	3	0.002541	1.5246
4	0.002511	1.5066	4	0.001996	1.1976
5	0.001823	1.0938	5	0.001194	0.7164
6	0.000761	0.4566	6	0.000776	0.4656

Fuente: Pablo Navarrete

DERIVAS DE PISO POR CORTANTE ESTÁTICO						
SENTIDO X			SENTIDO Y			
PISO	DERIVA ELA	DERIVA INELA	PISO	DERIVA ELA	DERIVA INELA	
1	0.0000490	0.0294	2	1	0.000134	0.0804
2	0.00193	1.158	2	2	0.003256	1.9536
3	0.002677	1.6062	2	3	0.003863	2.3178
4	0.002308	1.3848	2	4	0.002979	1.7874
5	0.001644	0.9864	2	5	0.001747	1.0482
6	0.001066	0.6396	2	6	0.001133	0.6798

Fuente: Pablo Navarrete

Espectro para el análisis sísmico no lineal- Sismo Frecuente (Menor)

ESPECTRO PARA ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO		
T(s)	Sa (%g)	C (%)
0.00	0.2700	0.2700
0.05	0.4983	0.4983
0.10	0.6696	0.6696
0.15	0.6696	0.6696
0.20	0.6696	0.6696

0.25	0.6696	0.6696
0.30	0.6696	0.6696
0.35	0.6696	0.6696
0.40	0.6696	0.6696
0.45	0.6696	0.6696
0.50	0.6446	0.6446
0.55	0.5860	0.5860
0.60	0.5371	0.5371
0.65	0.4958	0.4958
0.70	0.4604	0.4604
0.75	0.4297	0.4297
0.80	0.4029	0.4029
0.85	0.3792	0.3792
0.90	0.3581	0.3581
0.95	0.3392	0.3392
1.00	0.3223	0.3223
1.05	0.3069	0.3069
1.10	0.2930	0.2930
1.15	0.2802	0.2802
1.20	0.2686	0.2686
1.25	0.2578	0.2578
1.30	0.2479	0.2479
1.35	0.2387	0.2387
1.40	0.2302	0.2302
1.45	0.2223	0.2223
1.50	0.2149	0.2149
1.55	0.2079	0.2079
1.60	0.2014	0.2014
1.65	0.1953	0.1953
1.70	0.1896	0.1896
1.75	0.1842	0.1842
1.80	0.1790	0.1790
1.85	0.1742	0.1742
1.90	0.1696	0.1696
1.95	0.1653	0.1653
2.00	0.1611	0.1611
2.05	0.1572	0.1572
2.10	0.1535	0.1535
2.15	0.1499	0.1499
2.20	0.1465	0.1465
2.25	0.1432	0.1432

2.30	0.1401	0.1401
2.35	0.1371	0.1371
2.40	0.1343	0.1343
2.45	0.1315	0.1315
2.50	0.1289	0.1289
2.55	0.1264	0.1264
2.60	0.1240	0.1240
2.65	0.1216	0.1216
2.70	0.1194	0.1194
2.75	0.1172	0.1172
2.80	0.1151	0.1151
2.85	0.1131	0.1131
2.90	0.1111	0.1111
2.95	0.1092	0.1092
3.00	0.1074	0.1074
3.05	0.1057	0.1057
3.10	0.1040	0.1040
3.15	0.1023	0.1023
3.20	0.1007	0.1007
3.25	0.0992	0.0992
3.30	0.0977	0.0977
3.35	0.0962	0.0962
3.40	0.0948	0.0948
3.45	0.0934	0.0934
3.50	0.0921	0.0921
3.55	0.0908	0.0908
3.60	0.0895	0.0895
3.65	0.0883	0.0883
3.70	0.0871	0.0871
3.75	0.0859	0.0859
3.80	0.0848	0.0848
3.85	0.0837	0.0837
3.90	0.0826	0.0826
3.95	0.0816	0.0816
4.00	0.0806	0.0806
4.05	0.0796	0.0796
4.10	0.0786	0.0786
4.15	0.0777	0.0777
4.20	0.0767	0.0767
4.25	0.0758	0.0758
4.30	0.0750	0.0750

4.35	0.0741	0.0741
4.40	0.0732	0.0732
4.45	0.0724	0.0724
4.50	0.0716	0.0716
4.55	0.0708	0.0708
4.60	0.0701	0.0701
4.65	0.0693	0.0693
4.70	0.0686	0.0686
4.75	0.0678	0.0678
4.80	0.0671	0.0671
4.85	0.0665	0.0665
4.90	0.0658	0.0658
4.95	0.0651	0.0651
5.00	0.0645	0.0645

Fuente: Pablo Navarrete

Espectro para el análisis sísmico no lineal- Sismo Ocasional (Moderado)

ESPECTRO PARA ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO		
T(s)	Sa (%g)	C (%)
0.00	0.3863	0.3863
0.05	0.6794	0.6794
0.10	0.9579	0.9579
0.15	0.9579	0.9579
0.20	0.9579	0.9579
0.25	0.9579	0.9579
0.30	0.9579	0.9579
0.35	0.9579	0.9579
0.40	0.9579	0.9579
0.45	0.9579	0.9579
0.50	0.9579	0.9579
0.55	0.9342	0.9342
0.60	0.8563	0.8563
0.65	0.7904	0.7904
0.70	0.7340	0.7340
0.75	0.6851	0.6851
0.80	0.6422	0.6422
0.85	0.6045	0.6045
0.90	0.5709	0.5709
0.95	0.5408	0.5408
1.00	0.5138	0.5138
1.05	0.4893	0.4893
1.10	0.4671	0.4671

1.15	0.4468	0.4468
1.20	0.4282	0.4282
1.25	0.4110	0.4110
1.30	0.3952	0.3952
1.35	0.3806	0.3806
1.40	0.3670	0.3670
1.45	0.3543	0.3543
1.50	0.3425	0.3425
1.55	0.3315	0.3315
1.60	0.3211	0.3211
1.65	0.3114	0.3114
1.70	0.3022	0.3022
1.75	0.2936	0.2936
1.80	0.2854	0.2854
1.85	0.2777	0.2777
1.90	0.2704	0.2704
1.95	0.2635	0.2635
2.00	0.2569	0.2569
2.05	0.2506	0.2506
2.10	0.2447	0.2447
2.15	0.2390	0.2390
2.20	0.2335	0.2335
2.25	0.2284	0.2284
2.30	0.2234	0.2234
2.35	0.2186	0.2186
2.40	0.2141	0.2141
2.45	0.2097	0.2097
2.50	0.2055	0.2055
2.55	0.2015	0.2015
2.60	0.1976	0.1976
2.65	0.1939	0.1939
2.70	0.1903	0.1903
2.75	0.1868	0.1868
2.80	0.1835	0.1835
2.85	0.1803	0.1803
2.90	0.1772	0.1772
2.95	0.1742	0.1742
3.00	0.1713	0.1713
3.05	0.1685	0.1685
3.10	0.1657	0.1657
3.15	0.1631	0.1631

3.20	0.1606	0.1606
3.25	0.1581	0.1581
3.30	0.1557	0.1557
3.35	0.1534	0.1534
3.40	0.1511	0.1511
3.45	0.1489	0.1489
3.50	0.1468	0.1468
3.55	0.1447	0.1447
3.60	0.1427	0.1427
3.65	0.1408	0.1408
3.70	0.1389	0.1389
3.75	0.1370	0.1370
3.80	0.1352	0.1352
3.85	0.1335	0.1335
3.90	0.1317	0.1317
3.95	0.1301	0.1301
4.00	0.1284	0.1284
4.05	0.1269	0.1269
4.10	0.1253	0.1253
4.15	0.1238	0.1238
4.20	0.1223	0.1223
4.25	0.1209	0.1209
4.30	0.1195	0.1195
4.35	0.1181	0.1181
4.40	0.1168	0.1168
4.45	0.1155	0.1155
4.50	0.1142	0.1142
4.55	0.1129	0.1129
4.60	0.1117	0.1117
4.65	0.1105	0.1105
4.70	0.1093	0.1093
4.75	0.1082	0.1082
4.80	0.1070	0.1070
4.85	0.1059	0.1059
4.90	0.1049	0.1049
4.95	0.1038	0.1038
5.00	0.1028	0.1028

Fuente: Pablo Navarrete

Espectro para el análisis sísmico no lineal- Sismo Raro (Severo)

ESPECTRO PARA ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO		
T(s)	Sa (%g)	C (%)

0.00	0.4800	0.4800
0.05	0.8259	0.8259
0.10	1.1719	1.1719
0.15	1.1904	1.1904
0.20	1.1904	1.1904
0.25	1.1904	1.1904
0.30	1.1904	1.1904
0.35	1.1904	1.1904
0.40	1.1904	1.1904
0.45	1.1904	1.1904
0.50	1.1904	1.1904
0.55	1.1904	1.1904
0.60	1.1204	1.1204
0.65	1.0342	1.0342
0.70	0.9603	0.9603
0.75	0.8963	0.8963
0.80	0.8403	0.8403
0.85	0.7909	0.7909
0.90	0.7469	0.7469
0.95	0.7076	0.7076
1.00	0.6722	0.6722
1.05	0.6402	0.6402
1.10	0.6111	0.6111
1.15	0.5846	0.5846
1.20	0.5602	0.5602
1.25	0.5378	0.5378
1.30	0.5171	0.5171
1.35	0.4980	0.4980
1.40	0.4802	0.4802
1.45	0.4636	0.4636
1.50	0.4482	0.4482
1.55	0.4337	0.4337
1.60	0.4201	0.4201
1.65	0.4074	0.4074
1.70	0.3954	0.3954
1.75	0.3841	0.3841
1.80	0.3735	0.3735
1.85	0.3634	0.3634
1.90	0.3538	0.3538
1.95	0.3447	0.3447
2.00	0.3361	0.3361

2.05	0.3279	0.3279
2.10	0.3201	0.3201
2.15	0.3127	0.3127
2.20	0.3056	0.3056
2.25	0.2988	0.2988
2.30	0.2923	0.2923
2.35	0.2861	0.2861
2.40	0.2801	0.2801
2.45	0.2744	0.2744
2.50	0.2689	0.2689
2.55	0.2636	0.2636
2.60	0.2586	0.2586
2.65	0.2537	0.2537
2.70	0.2490	0.2490
2.75	0.2444	0.2444
2.80	0.2401	0.2401
2.85	0.2359	0.2359
2.90	0.2318	0.2318
2.95	0.2279	0.2279
3.00	0.2241	0.2241
3.05	0.2204	0.2204
3.10	0.2168	0.2168
3.15	0.2134	0.2134
3.20	0.2101	0.2101
3.25	0.2068	0.2068
3.30	0.2037	0.2037
3.35	0.2007	0.2007
3.40	0.1977	0.1977
3.45	0.1949	0.1949
3.50	0.1921	0.1921
3.55	0.1894	0.1894
3.60	0.1867	0.1867
3.65	0.1842	0.1842
3.70	0.1817	0.1817
3.75	0.1793	0.1793
3.80	0.1769	0.1769
3.85	0.1746	0.1746
3.90	0.1724	0.1724
3.95	0.1702	0.1702
4.00	0.1681	0.1681
4.05	0.1660	0.1660

4.10	0.1640	0.1640
4.15	0.1620	0.1620
4.20	0.1601	0.1601
4.25	0.1582	0.1582
4.30	0.1563	0.1563
4.35	0.1545	0.1545
4.40	0.1528	0.1528
4.45	0.1511	0.1511
4.50	0.1494	0.1494
4.55	0.1477	0.1477
4.60	0.1461	0.1461
4.65	0.1446	0.1446
4.70	0.1430	0.1430
4.75	0.1415	0.1415
4.80	0.1400	0.1400
4.85	0.1386	0.1386
4.90	0.1372	0.1372
4.95	0.1358	0.1358
5.00	0.1344	0.1344

Fuente: Pablo Navarrete

Espectro para el análisis sísmico no lineal- Sismo Muy raro (Extremo)

ESPECTRO PARA ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO		
T(s)	Sa (%g)	C (%)
0.00	0.7670	0.7670
0.05	1.2807	1.2807
0.10	1.7944	1.7944
0.15	1.9022	1.9022
0.20	1.9022	1.9022
0.25	1.9022	1.9022
0.30	1.9022	1.9022
0.35	1.9022	1.9022
0.40	1.9022	1.9022
0.45	1.9022	1.9022
0.50	1.9022	1.9022
0.55	1.9022	1.9022
0.60	1.9022	1.9022
0.65	1.7784	1.7784
0.70	1.6514	1.6514
0.75	1.5413	1.5413
0.80	1.4449	1.4449
0.85	1.3599	1.3599

0.90	1.2844	1.2844
0.95	1.2168	1.2168
1.00	1.1559	1.1559
1.05	1.1009	1.1009
1.10	1.0509	1.0509
1.15	1.0052	1.0052
1.20	0.9633	0.9633
1.25	0.9248	0.9248
1.30	0.8892	0.8892
1.35	0.8563	0.8563
1.40	0.8257	0.8257
1.45	0.7972	0.7972
1.50	0.7706	0.7706
1.55	0.7458	0.7458
1.60	0.7225	0.7225
1.65	0.7006	0.7006
1.70	0.6800	0.6800
1.75	0.6605	0.6605
1.80	0.6422	0.6422
1.85	0.6248	0.6248
1.90	0.6084	0.6084
1.95	0.5928	0.5928
2.00	0.5780	0.5780
2.05	0.5639	0.5639
2.10	0.5505	0.5505
2.15	0.5377	0.5377
2.20	0.5254	0.5254
2.25	0.5138	0.5138
2.30	0.5026	0.5026
2.35	0.4919	0.4919
2.40	0.4816	0.4816
2.45	0.4718	0.4718
2.50	0.4624	0.4624
2.55	0.4533	0.4533
2.60	0.4446	0.4446
2.65	0.4362	0.4362
2.70	0.4281	0.4281
2.75	0.4203	0.4203
2.80	0.4128	0.4128
2.85	0.4056	0.4056
2.90	0.3986	0.3986

2.95	0.3918	0.3918
3.00	0.3853	0.3853
3.05	0.3790	0.3790
3.10	0.3729	0.3729
3.15	0.3670	0.3670
3.20	0.3612	0.3612
3.25	0.3557	0.3557
3.30	0.3503	0.3503
3.35	0.3451	0.3451
3.40	0.3400	0.3400
3.45	0.3351	0.3351
3.50	0.3303	0.3303
3.55	0.3256	0.3256
3.60	0.3211	0.3211
3.65	0.3167	0.3167
3.70	0.3124	0.3124
3.75	0.3083	0.3083
3.80	0.3042	0.3042
3.85	0.3002	0.3002
3.90	0.2964	0.2964
3.95	0.2926	0.2926
4.00	0.2890	0.2890
4.05	0.2854	0.2854
4.10	0.2819	0.2819
4.15	0.2785	0.2785
4.20	0.2752	0.2752
4.25	0.2720	0.2720
4.30	0.2688	0.2688
4.35	0.2657	0.2657
4.40	0.2627	0.2627
4.45	0.2598	0.2598
4.50	0.2569	0.2569
4.55	0.2541	0.2541
4.60	0.2513	0.2513
4.65	0.2486	0.2486
4.70	0.2459	0.2459
4.75	0.2434	0.2434
4.80	0.2408	0.2408
4.85	0.2383	0.2383
4.90	0.2359	0.2359
4.95	0.2335	0.2335

5.00	0.2312	0.2312
------	--------	--------

Fuente: Pablo Navarrete

Puntos de la Curva de capacidad- Sentido X

	m	tonf
0	0	0
1	0.024307	73.4062
2	0.044855	115.9643
3	0.061165	132.6373
4	0.084896	145.6622
5	0.133785	155.6434
6	0.144422	156.8533
7	0.149321	157.7078
8	0.170729	159.4916
9	0.190241	162.818
10	0.190246	161.6407
11	0.191038	161.8727
12	0.200764	163.4737
13	0.185756	118.6906

Fuente: Pablo Navarrete

Puntos de la Curva de capacidad- Sentido Y

	m	tonf
0	0	0
1	0.028353	77.3721
2	0.046698	119.9209
3	0.076436	148.0671
4	0.083852	152.3234
5	0.08474	152.6289
6	0.104364	156.831
7	0.112886	157.9675
8	0.134386	161.9413
9	0.150886	163.5293
10	0.177408	168.4474
11	0.209889	172.9733
12	0.230601	174.8041
13	0.230609	173.3711
14	0.231311	173.7454
15	0.231321	172.675
16	0.232028	173.1215
17	0.232038	173.0279
18	0.232039	173.0281

19	0.232136	173.0864
20	0.232139	173.086
21	0.232139	173.0861
22	0.23214	173.0862

Fuente: Pablo Navarrete

ANEXO C
CAPTURAS DEL PROCESO DEL ANÁLISIS NO
LINEAL EN EL PROGRAMA ETABS 2019

Características de los materiales

Propiedades del hormigón

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for concrete. It is divided into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	fc=240 kg/cm2	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	[Grey]	
	Material Notes	Modify/Show Notes...	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	2.4	tonf/m ³
	Mass per Unit Volume	0.244732	tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	2029443	tonf/m ²
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	845601.25	tonf/m ²

Fuente: ETABS 2019

Propiedades del acero

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for steel. It is divided into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	fy=4200kg/cm2	
	Material Type	Rebar	
	Directional Symmetry Type	Uniaxial	
	Material Display Color	[Cyan]	
	Material Notes	Modify/Show Notes...	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	7.849	tonf/m ³
	Mass per Unit Volume	0.80038	tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	20389020	tonf/m ²
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117	1/C

Fuente: ETABS 2019

Secciones de los elementos estructurales

Definición de columnas 40 x 40

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: C 40X 40

Material: Fcm=240 kg/cm2

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.4 m

Width: 0.4 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Fuente: ETABS 2019

Datos del refuerzo de columna

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: fy=4200kg/cm2

Confinement Bars (Ties): fy=4200kg/cm2

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: 0.03 m

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 4

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 4

Longitudinal Bar Size and Area: 14, 0.000154 m²

Corner Bar Size and Area: 14, 0.000154 m²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: 10, 0.000079 m²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.1 m

Number of Confinement Bars in 3-dir: 3

Number of Confinement Bars in 2-dir: 3

Fuente: ETABS 2019

Definición de vigas 25 x 30

Frame Section Property Data

General Data

Property Name: V 25 X 30

Material: $F_c=240 \text{ kg/cm}^2$

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 0.3 m

Width: 0.25 m

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Fuente: ETABS 2019

Datos del refuerzo de viga

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Confinement Bars (Ties): $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.03 m

Bottom Bars: 0.03 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 0.000688 m²

Top Bars at J-End: 0.000688 m²

Bottom Bars at I-End: 0.000339 m²

Bottom Bars at J-End: 0.000339 m²

Fuente: ETABS 2019

Definición de losa h= 20 cm

E Slab Property Data ×

General Data

Property Name: LOSA 20cm

Slab Material: $f_c=240$ kg/cm² ▼ ...

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane ▼

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Waffle ▼

Overall Depth: 0.2 m

Slab Thickness: 0.05 m

Stem Width at Top: 0.1 m

Stem Width at Bottom: 0.1 m

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 1-Axis: 0.5 m

Spacing of Ribs that are Parallel to Slab 2-Axis: 0.5 m

Fuente: ETABS 2019

Definición de gradas

E Slab Property Data ×

General Data

Property Name: GRADA 15 CM

Slab Material: $f_c=240$ kg/cm² ▼ ...

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane ▼

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

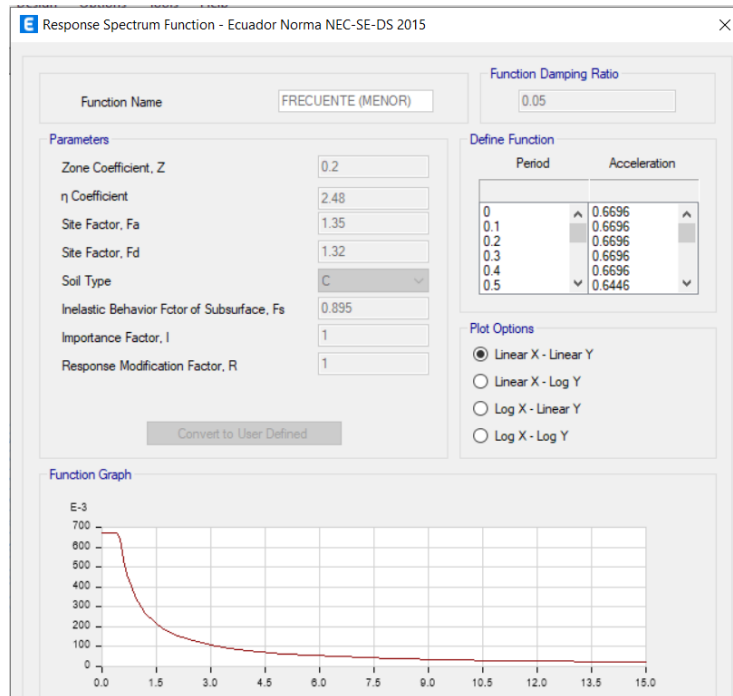
Type: Slab ▼

Thickness: 0.15 m

Fuente: ETABS 2019

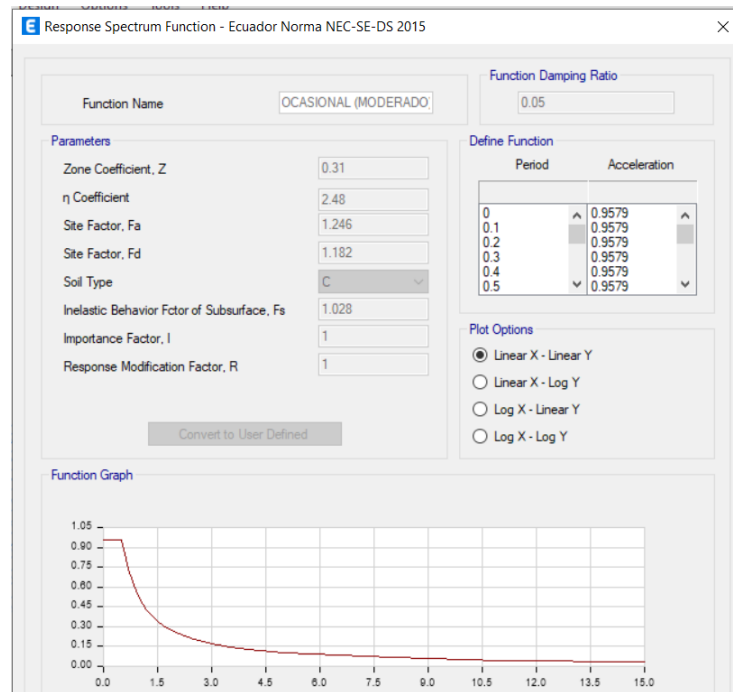
Niveles de amenaza sísmica

Sismo Frecuente (Menor)



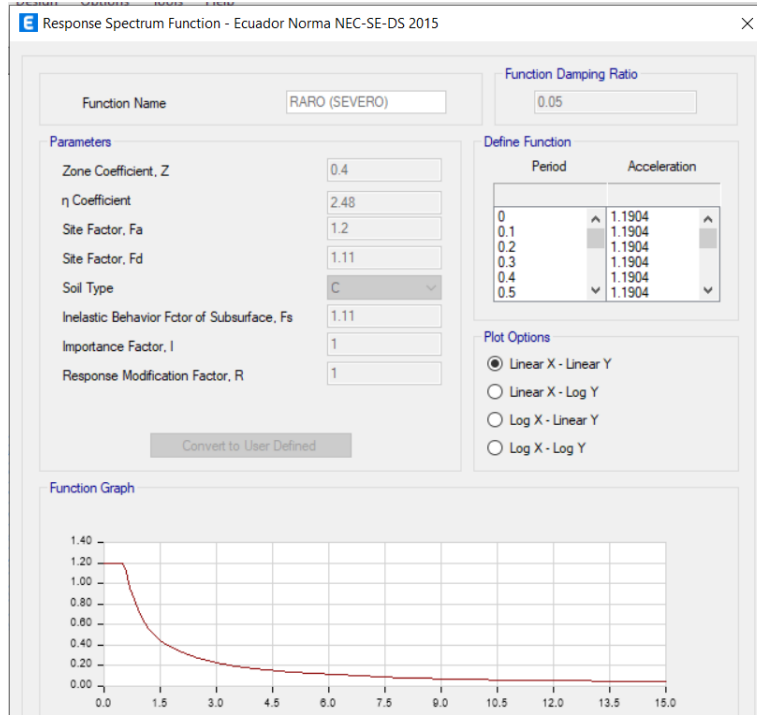
Fuente: ETABS 2019

Sismo Ocasional (Moderado)



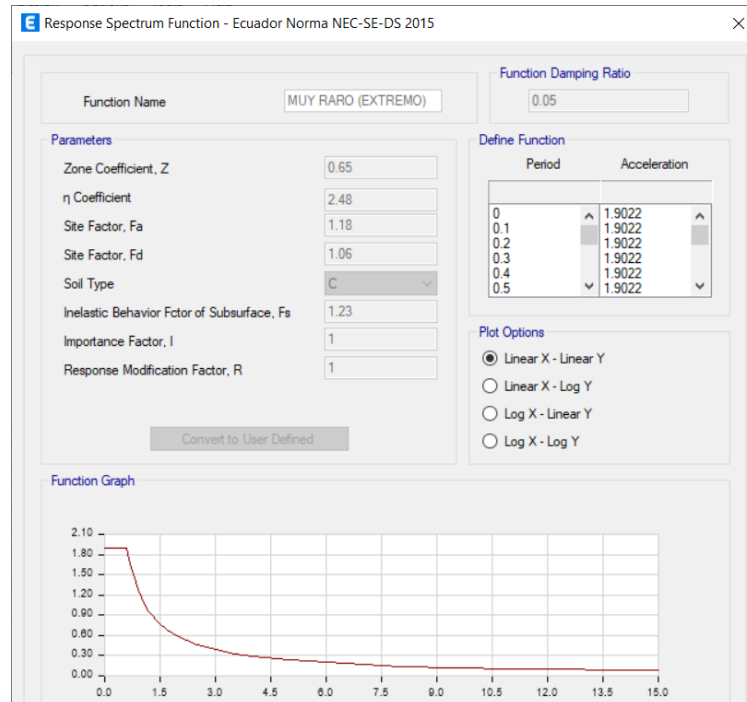
Fuente: ETABS 2019

Sismo Raro (Severo)



Fuente: ETABS 2019

Sismo Muy raro (Extremo)



Fuente: ETABS 2019