



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES
Influencia de Elementos no Dúctiles y del Factor de Reducción de Resistencia
Sísmica R en el Diseño Sismorresistente de Estructuras Especiales de Acero.

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL CON ENFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autores:

GIOVANNY FRANCISCO ANDRADE BARAHONA

CHRISTIAN ENRIQUE IGLESIAS ALVARADO

Director:

FRANCISCO XAVIER FLORES SOLANO

CUENCA, ECUADOR

2020

DEDICATORIA

*“Se justo y bondadoso con todas las personas, pero ten cuidado con los canallas”,
cuánta razón tenías papá, siempre estricto y cariñoso, siempre has sido el héroe de mi
vida.*

*“Como quisiera que nunca crezcas y poder amarcarte toda la vida”, mami querida,
crecí, he seguido tus consejos y espero nunca defraudarte.
Papá y mamá, cada uno de mis logros son suyos, gracias por ser los mejores maestros.*

*Gracias queridos profesores, amigos y familia por ser aquella mano amiga y solidaria
en momentos de oscuridad.*

Gracias a ti, hermosa persona, ángel del cielo.

Giovanny

DEDICATORIA

A Dios y mis padres Claudio y Eleana

Doy gracias a Dios por guiarme por el sendero correcto, darme todo lo necesario para lograr todo lo que me he propuesto de igual manera, a mis padres por ayudarme y guiarme durante mi formación académica, darme todo el apoyo y la sabiduría necesaria para salir adelante en momentos alegres o adversos, han sido fundamentales para lograr todo lo que he conseguido y metas que me he propuesto.

A Paulette

Por ser mi novia, una de las personas más importantes en mi vida y estar presente cuando más la he necesitado, por ayudarme, darme fuerzas y enseñarme lo necesario para conseguir todas las metas y retos que me he propuesto, nunca me ha dejado caer y ha sido mi fortaleza para luchar por esta vida.

A mis abuelitos

Aunque ellos ya no están presentes en este mundo, he seguido su ejemplo y han sido mi motivo de inspiración para sacar adelante mi vida.

A mi familia

Agradezco a mis tíos, primos y demás familiares que me han sabido guiar y aconsejarme siempre para crecer como una persona de bien, además me han apoyado durante toda esta etapa para terminar mis estudios. Una mención especial para mi tía Morayma, que gracias a ella me ha brindado un gran apoyo durante toda esta etapa.

A mis amigos

Les agradezco por todo el apoyo que me han dado, me han brindado su ayuda cuando más lo he necesitado en especial en aquellos momentos difíciles supieron estar ahí.

Christian Enrique

AGRADECIMIENTO

Queremos agradecer a nuestros padres y familia por el apoyo brindado a lo largo de nuestra vida y principalmente en la etapa universitaria, siendo un pilar fundamental para nuestra formación ética, moral y académica.

A nuestros amigos y compañeros por apoyarnos durante los momentos más difíciles, con aquellos consejos que nos ayudaron a superar los obstáculos para culminar esta etapa.

Al Ing. Francisco Flores, Ph.D., por brindarnos su apoyo, su conocimiento, su tiempo e incentivarnos a mantener el aprendizaje como rutina del día a día, además de cubrir los vacíos académicos que serán de utilidad en la vida profesional. Por esto y más, lo considerarlo un gran educador y un excelente amigo.

Al Ing. José Vázquez M.Sc., por siempre estar dispuesto a entregarnos aquella mano amiga en aquellos momentos de incertidumbre, tanto en ámbitos educativos como personales y profesionales.

Al Ing. Esteban Cabrera, Ph.D., por enseñarnos que el límite entre maestro y estudiante puede convertirse en uno de maestro y amigo.

De igual manera queremos agradecer al Ing. Cesar Arévalo M.Sc., por compartirnos su experiencia y su filosofía profesional de ser más para servir mejor.

Giovanny y Christian

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	ii
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO	iv
ÍNDICE DE CONTENIDO	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE ECUACIONES	xvi
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT.....	xx
1. CAPÍTULO I	1
1.1. ANTECEDENTES.....	2
1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN.....	3
1.3. OBJETIVOS	5
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	5
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
1.4. ALCANCE.....	5
1.5. CONTENIDO	6
2. CAPÍTULO II.....	7
2.1. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SISMICA (R)	8
2.2. ELEMENTOS NO DÚCTILES EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	18
2.3. DISEÑO POR SERVICIABILIDAD.....	20
2.3.1. DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF).....	21
2.4. DISEÑO POR RESISTENCIA	24

3.	CAPÍTULO III.....	31
3.1.	DISEÑO POR SERVICIABILIDAD (DBF)	31
3.1.1.	PERIODO DE VIBRACIÓN (T)	31
3.1.2.	ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO BASADO EN ACELERACIONES	32
3.1.3.	CORTANTE BASAL DE DISEÑO	37
3.1.4.	DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES ...	41
3.1.5.	VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS Y EFECTOS P- Δ	42
3.2.	METODOLOGÍA DEL DISEÑO POR RESISTENCIA.....	44
3.2.1.	REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS FRENTE A LAS SOLICITACIONES DE CARGA	45
3.2.2.	DISEÑO DE CONEXIONES	50
3.3.	APLICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE DISEÑO EN LA EDIFICACIÓN MODELO	58
3.3.1.	APLICACIÓN DEL DISEÑO POR SERVICIABILIDAD	62
3.3.2.	APLICACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD.....	69
3.3.3.	METODOLOGÍA EMPLEADA POR EL SOFTWARE ETABS PARA EL CÁLCULO DE COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL	84
4.	CAPÍTULO IV	88
4.1.	INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DEL FACTOR R EN EL CRITERIO DE COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL	90
4.2.	INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DEL FACTOR R EN EL CRITERIO DE DEMANDA/CAPACIDAD DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES.....	92
4.3.	INFLUENCIA DEL CRITERIO DE DEMANDA/CAPACIDAD AL VARIAR EL FACTOR R DESDE 8 HASTA 1	94
5.	CAPÍTULO V	95

5.1. INCLUSIÓN DE LOSA TIPO MEMBRANA A LA EDIFICACIÓN.....	95
5.1.1. EFECTOS DE LA LOSA TIPO MEMBRANA DE 15 CM DE ESPESOR .	96
5.1.2. EFECTOS DE LA LOSA TIPO MEMBRANA DE 20 CM DE ESPESOR .	98
5.1.3. EFECTOS DE LA LOSA TIPO MEMBRANA DE 25 CM DE ESPESOR .	98
5.1.4. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DE LOSA TIPO MEMBRANA Y LOSA TIPO SHELL-THIN	100
5.2. INCLUSIÓN DE LOSA TIPO SHELL-THIN A LA EDIFICACIÓN.....	100
5.2.1. EFECTOS DE LA LOSA TIPO SHELL-THIN DE 15 CM DE ESPESOR	100
5.2.2. EFECTOS DE LA LOSA TIPO SHELL-THIN DE 20 CM DE ESPESOR	102
5.2.3. EFECTOS DE LA LOSA TIPO SHELL-THIN DE 25 CM DE ESPESOR	103
5.3. INCLUSIÓN DE ESCALERA DENTRO DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN CON LOSA TIPO MEMBRANA DE 20 CM.....	105
5.4. VARIACIÓN DEL MODELO DE LA SECCION 5.3 A LOSA TIPO SHELL- THIN	109
5.5. INCLUSIÓN DE LOSA TIPO SHELL-THIN Y ESCALERAS AL MODELO BASE.....	110
5.6. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS	111
6. CAPÍTULO IV	118
6.1. CONCLUSIONES AL MODIFICAR EL FACTOR DE REDUCCION RESISTENCIA SISMICA R DE 8 A 6.....	119
6.1.1. CONCLUSIONES EN TERMINOS DE ECONOMÍA	120
6.2. CONCLUSIONES AL INCLUIR ELEMENTOS NO DUCTILES AL DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	120
6.2.1. VARIACIONES DE LOSAS	120
6.2.2. INCLUSIÓN DE ESCALERAS.....	121

6.3. RECOMENDACIONES	122
BIBLIOGRAFÍA	123

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Cortante basal versus relación de desplazamiento del techo.	11
Figura 2.2: Factor de ductilidad de desplazamiento.	13
Figura 2.3: Factores de ductilidad (μ).	14
Figura 2.4: Comportamiento inelástico de una estructura solicitada por una fuerza horizontal.	16
Figura 2.5: Determinación del R, según Newmark y Hall, para estructuras de periodos cortos y largos.	17
Figura 2.6: relación de desplazamientos del rango elástico con el rango inelástico de una estructura	22
Figura 2.7: Metodología del diseño basado en fuerzas (DBF).....	24
Figura 2.8: Ilustración de la metodología del diseño por capacidad.....	25
Figura 2.9: Elementos Controlados por deformación: a) Pórtico Especial Resistente a momento; b) Pórtico especial con refuerzo concéntrico; c) Pórtico excéntricamente arriostrado.	26
Figura 2.10: Determinación de fuerza FCE.	27
Figura 2.11: Ilustración de un mecanismo plástico.....	28
Figura 2.12: Pórtico incluido mampostería.....	28
Figura 2.13: Mecanismo plástico formado por efecto de columna corta.	29
Figura 2.14: Efecto de carga gravitatoria distribuida y diagramas de cuerpo libre.	29
Figura 3.1: Espectro elástico de diseño en aceleraciones.	33
Figura 3.2: Zonas sísmicas del ecuador y valores del factor de zona Z.....	34
Figura 3.3: Coeficientes de irregularidad en planta.	40
Figura 3.4: Coeficientes de irregularidad en elevación.....	41
Figura 3.5: Distribución de fuerzas sísmicas laterales y desplazamiento.	41
Figura 3.6: Representación de la longitud L_b	46
Figura 3.7: Valores del factor K.....	49
Figura 3.8: Sección reducida de una viga.	50
Figura 3.9: Luz de la sección reducida.	51
Figura 3.10: Ilustración del cortante V_c	53

Figura 3.11: Representación de cargas y momentos para el criterio de columna fuerte-viga débil.....	54
Figura 3.12: Representación de la placa de corte.....	55
Figura 3.13: Representación de la placa de continuidad.....	56
Figura 3.14: Representación de la zona de panel.....	57
Figura 3.15: Configuración de planta de pórticos tipo SMF.....	59
Figura 3.16: Asignación de los parámetros de las columnas de gravedad en el software ETABS.....	60
Figura 3.17: Representación del sistema de columnas de la edificación.....	60
Figura 3.18: Edificación modelada en ETABS.....	61
Figura 3.19: Espectro de ASCE con condiciones de FEMA vs espectro Guayaquil – Ecuador.....	62
Figura 3.20: Espectro elástico.....	64
Figura 3.21: Espectro inelástico de diseño.....	65
Figura 3.22: Ventana de ingreso del coeficiente de corte y coeficiente K.....	65
Figura 3.23: Distribución por piso del cortante basal (ETABS).....	66
Figura 3.24: Esquema de una combinación cuando se aplica el sismo en X y en Y con excentricidad positiva.....	67
Figura 3.25: Representación gráfica de las derivas elásticas en el sentido X y Y respectivamente.....	67
Figura 3.26: Vista en planta del primer piso.....	70
Figura 3.27: Vista en elevación.....	70
Figura 3.28: Combinaciones utilizadas para el análisis.....	71
Figura 3.29: Obtención de las cargas para el análisis.....	71
Figura 3.30: Ventana de establecimiento de los criterios de diseño.....	72
Figura 3.31: Carga y resistencia axial de la columna (ETABS).....	84
Figura 3.32: Carga, Resistencia y D/C al corte de la columna (ETABS).....	84
Figura 3.33: Momento y resistencia a flexión de la columna (ETABS).....	85
Figura 3.34: Ecuación de interacción de la columna.....	85
Figura 3.35: Ventana de configuración RBS.....	85
Figura 3.36: Propiedades de RBS (ETABS).....	86

Figura 3.37: Columna fuerte-viga débil B/C (ETABS)	86
Figura 4.1: Ventana de ingreso del coeficiente de corte y el coeficiente K.....	88
Figura 4.2: Derivas estáticas con un factor R de 6 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).	89
Figura 5.1: Derivas estáticas de la edificación con losa tipo membrana de 15cm de espesor y con un factor R de 8 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).	97
Figura 5.2: Derivas estáticas de la edificación con losa tipo membrana de 25 cm de espesor y con un factor R de 8 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).	99
Figura 5.3: Derivas estáticas de la edificación con losa tipo shell-thin de 15 cm de espesor y con un factor R de 8 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).	101
Figura 5.4: Derivas estáticas de la edificación con losa tipo shell-thin de 20 cm de espesor y con un factor R de 8 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).	103
Figura 5.5: Derivas estáticas de la edificación con losa tipo shell-thin de 25 cm de espesor y con un factor R de 8 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).	104
Figura 5.6: Vista lateral de las escaleras del primer piso de la edificación.	106
Figura 5.7: Vista lateral de las escaleras de la edificación desde el segundo hasta el octavo piso.	106
Figura 5.8: Vista en planta de la ubicación de las escaleras en la edificación.	107
Figura 5.9: Derivas estáticas de la edificación al incluir escaleras en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).	109

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Registro histórico de los principales terremotos en el Ecuador	7
Tabla 2.2: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.	9
Tabla 2.3: Valores del factor de reducción de resistencia sísmica planteados por Newmark y Veletsos 1960	10
Tabla 3.1: Coeficientes C_t y α según el tipo de edificación.	32
Tabla 3.2: Valores del factor Z.	34
Tabla 3.3: Valores del factor F_a	35
Tabla 3.4: Valores del factor F_d	35
Tabla 3.5: Valores del factor F_s	36
Tabla 3.6: Valores del factor η	36
Tabla 3.7: Factores de importancia de acuerdo al tipo de uso de la estructura.	38
Tabla 3.8: Factor K para la distribución de fuerzas laterales por piso.	42
Tabla 3.9: Valores máximos permitidos de deriva según el tipo de estructura.	44
Tabla 3.10: Perfiles usados por piso	61
Tabla 3.11: Coeficientes utilizados para la obtención del espectro de aceleración.	63
Tabla 3.12: Periodos límite del espectro de aceleración.	63
Tabla 3.13: Coeficientes del cortante basal.	64
Tabla 3.14: Cálculo de las derivas en el sentido X con excentricidad positiva.	68
Tabla 3.15: Cálculo de las derivas en el sentido Y con excentricidad positiva.	68
Tabla 3.16: Estabilidad de la edificación y comprobación de efectos de segundo orden.	69
Tabla 3.17: Verificación a la irregularidad en elevación.	69
Tabla 3.18: Valores de las cargas tributarias de la columna.	72
Tabla 3.19: Resistencia a corte de los perfiles.	73
Tabla 3.20: Resistencia a la flexión de los perfiles.	73
Tabla 3.21: Resistencia axial de la columna	74
Tabla 3.22: Cargas generadas en las vigas.	74
Tabla 3.23: Cargas generadas en la columna.	75
Tabla 3.24: Demanda/capacidad de las vigas.	75
Tabla 3.25: Demanda/capacidad de la columna.	76

Tabla 3.26: Dimensiones RBS.	77
Tabla 3.27: Momento probable de la viga.	77
Tabla 3.28: Cargas últimas de las vigas.	78
Tabla 3.29: Momentos en el eje de la columna para el cálculo de los momentos esperados de las vigas.	78
Tabla 3.30: Momento resistente de la viga.	79
Tabla 3.31: Momentos totales en el eje de la columna para el cálculo de los momentos esperados en la misma.	79
Tabla 3.32: Carga de corte V_c de la columna.	80
Tabla 3.33: Momento resistente de la columna.	80
Tabla 3.34: Criterio de columna fuerte-viga débil.	81
Tabla 3.35: Carga generadas en la cara de la columna.	82
Tabla 3.36: Resistencia de la placa de corte.	82
Tabla 3.37: Verificación de placa de corte.	83
Tabla 3.38: Verificación de la placa de continuidad.	83
Tabla 3.39: Verificación de la zona de panel.	84
Tabla 3.40: Criterio de columna fuerte-viga débil (Sección completa).	87
Tabla 4.1: Resultados de servicio de la edificación con una losa tipo membrana de 20 cm.	90
Tabla 4.2: Comparación del criterio de columna fuerte-viga débil con un R de 8.	91
Tabla 4.3: Comparación del criterio de columna fuerte-viga débil con un R de 6.	91
Tabla 4.4: Comparación entre un R de 8 y un R de 6 de demanda/capacidad del cortante de las vigas.	92
Tabla 4.5: Comparación entre un R de 8 y un R de 6 de demanda/capacidad de flexión de las vigas.	92
Tabla 4.6: Comparación entre un R de 8 y un R de 6 de demanda/capacidad del cortante y flexión de la columna.	93
Tabla 4.7: Comparación entre un R de 8 y un R de 6 de demanda/capacidad axial y la ecuación de interacción de la columna.	93
Tabla 4.8: Comparación de D/C del eje 3-A frente a la variación desde un R de 8 hasta un R de 1.	94

Tabla 5.1: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 15 cm de espesor.....	96
Tabla 5.2: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 15 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.	97
Tabla 5.3: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 20 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.	98
Tabla 5.4: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 25 cm de espesor.....	98
Tabla 5.5: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 25 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.	99
Tabla 5.6: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 15 cm de espesor.....	101
Tabla 5.7: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 15 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.	102
Tabla 5.8: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 20 cm de espesor.....	102
Tabla 5.9: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 15 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.	103
Tabla 5.10: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 25 cm de espesor.....	104
Tabla 5.11: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 25 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.	105
Tabla 5.12: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 20 cm de espesor con la inclusión de escaleras.	107
Tabla 5.13: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 20 cm de espesor con la inclusión de escaleras con la variación de los miembros estructurales. .	108
Tabla 5.14: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 20 cm de espesor con la inclusión de escaleras sin variar los miembros estructurales.	109
Tabla 5.15: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 20 cm de espesor con la inclusión de escaleras variando los miembros estructurales.	110

Tabla 5.16: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 20 cm de espesor con la inclusión de escaleras sin variar los miembros estructurales.	110
Tabla 5.17: Resultados al incluir la losa tipo shell-thin y escaleras al modelo base.....	111
Tabla 5.18 Resultados al modificar los perfiles estructurales con losa tipo shell-thin y escaleras.	111
Tabla 5.19 Resultados al cambiar la losa shell-thin nuevamente a membrana, mostrando la deriva real de diseño.....	111
Tabla 5.20: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con la losa de 15 cm.....	112
Tabla 5.21: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con la losa de 20 cm.....	112
Tabla 5.22: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con la losa de 25 cm.....	113
Tabla 5.23: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con la losa de 20 cm y la inclusión de escaleras.....	113
Tabla 5.24: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con la losa membrana de 20 cm con perfiles modificados al cambiar a losa shell-thin con inclusión de escaleras.....	114
Tabla 5.25: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con losa shell-thin de 20 cm y la inclusión de escaleras.....	115
Tabla 5.26: Reducción en términos de rigidez con la losa de 15 cm.	115
Tabla 5.27: Reducción en términos de rigidez con la losa de 20 cm.	116
Tabla 5.28: Reducción en términos de rigidez con la losa de 25 cm.	116
Tabla 5.29: Reducción en términos de rigidez al incluir escaleras al modelo base.	116
Tabla 5.30: Reducción en términos de rigidez al incluir escaleras a la losa tipo shell-thin de 20 cm.	116
Tabla 5.31: Reducción en términos de rigidez al incluir escaleras y losa tipo shell-thin al modelo base.....	117

ÍNDICE DE ECUACIONES

(Ecuación 1)	11
(Ecuación 2)	12
(Ecuación 3)	12
(Ecuación 4)	13
(Ecuación 5)	13
(Ecuación 6)	13
(Ecuación 7)	14
(Ecuación 8)	15
(Ecuación 9)	17
(Ecuación 10)	31
(Ecuación 11)	32
(Ecuación 12)	37
(Ecuación 13)	37
(Ecuación 14)	37
(Ecuación 15)	37
(Ecuación 16)	37
(Ecuación 17)	37
(Ecuación 18)	38
(Ecuación 19)	39
(Ecuación 20)	39
(Ecuación 21)	40
(Ecuación 22)	42
(Ecuación 23)	42
(Ecuación 24)	43
(Ecuación 25)	44
(Ecuación 26)	44
(Ecuación 27)	45
(Ecuación 28)	45
(Ecuación 29)	46
(Ecuación 30)	46

(Ecuación 31)	46
(Ecuación 32)	47
(Ecuación 33)	47
(Ecuación 34)	47
(Ecuación 35)	47
(Ecuación 36)	47
(Ecuación 37)	48
(Ecuación 38)	48
(Ecuación 39)	48
(Ecuación 40)	48
(Ecuación 41)	48
(Ecuación 42)	49
(Ecuación 43)	50
(Ecuación 44)	51
(Ecuación 45)	51
(Ecuación 46)	51
(Ecuación 47)	51
(Ecuación 48)	52
(Ecuación 49)	52
(Ecuación 50)	52
(Ecuación 51)	52
(Ecuación 52)	52
(Ecuación 53)	52
(Ecuación 54)	53
(Ecuación 55)	54
(Ecuación 56)	54
(Ecuación 57)	54
(Ecuación 58)	54
(Ecuación 59)	55
(Ecuación 60)	55
(Ecuación 61)	56

(Ecuación 62)	56
(Ecuación 63)	56
(Ecuación 64)	58
(Ecuación 65)	58

INFLUENCIA DE ELEMENTOS NO DÚCTILES Y DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS ESPECIALES DE ACERO

RESUMEN

El presente trabajo de titulación consistió en el análisis de las influencias de los elementos no dúctiles dentro un sistema sismorresistente, tales como losas y escaleras, además de la variación del factor de reducción de resistencia sísmica R de 8 a 6, mediante el uso del software ETABS, tomando como modelo base un edificio de ocho pisos conformado por pórticos especiales resistentes a momento (SMF); del cual se realizaron los diseños de serviciabilidad y resistencia con el fin de verificar las variaciones estructurales en términos de costo, peso y dimensiones de los miembros estructurales.

Palabras clave: No dúctiles, factor de reducción de resistencia sísmica, pórticos especiales resistentes a momento, serviciabilidad, resistencia.

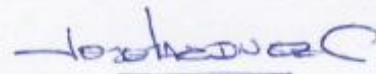


Ing. Francisco Xavier Flores Solano

Director del trabajo de titulación



Giovanny Francisco Andrade Barahona



Ing. José Fernando Vázquez Calero

Director de escuela



Christian Enrique Iglesias Alvarado

Autores

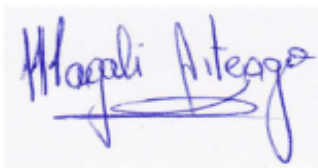
INFLUENCE OF NON-DUCTILE ELEMENTS AND THE SEISMIC RESISTANCE REDUCTION FACTOR R IN SEISMIC DESIGN OF STEEL SPECIAL MOMENT FRAMES STRUCTURES

ABSTRACT

This present work consisted in the analysis of the influences of non-ductile elements within a seismic resistant system, such as slabs and stairs, also the variation of the seismic resistance reduction factor R from 8 to 6, by using the software ETABS, taking as a base model an eight story building conformed by special moment resisting frames (SMF). The serviceability and resistance design were made from this in order to verify the structural variation in terms of cost, weight and dimensions of the structural members.

Keywords: Non-ductile, seismic resistance reduction factor, special moment resisting frames, serviceability, resistance.

Translated by



Giovanny Francisco Andrade Barahona



Christian Enrique Iglesias Alvarado

1. CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

En Ecuador, los últimos años se ha realizado varios estudios dentro del campo de la ingeniería estructural, a raíz de los sucesos ocurridos en el sismo del cantón Pedernales en el 2016. Por ello, el diseño sismorresistente, es uno de los campos más estudiados, lo cual conlleva a la búsqueda de un mejor comportamiento estructural frente a un posible sismo de gran magnitud.

Dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), se han establecido varios parámetros necesarios para el diseño sismorresistente, dentro de las cuales se introduce el factor de reducción sísmico R , por medio del cual, se determina la fuerza de diseño que se aplica a la estructura frente a un sismo (MIDUVI & CAMICON, 2015). Este factor, depende de las características de la estructura, su geometría, la importancia de uso y fundamentalmente de la capacidad de disipación de energía de elementos estructurales. Al realizar variaciones del coeficiente de reducción de resistencia sísmica R , puede producir modificaciones dentro del diseño, lo cual influiría en los resultados finales, donde podría presentarse una reducción o un aumento en dimensiones estructurales, pesos y costos de construcción.

Por otro lado, dentro de los diseños sismorresistentes, en la mayoría de los casos no se incluyen elementos no dúctiles en el diseño, estos elementos tales como losas y escaleras son diseñados para soportar cargas gravitacionales, pueden aportar mayor rigidez, pero no ductilidad al sistema estructural.

Un sistema con suficiente ductilidad en sus miembros más críticos pueden permitir la redistribución de fuerzas para que estas posean la ductilidad deseada en todos sus miembros, de manera que, para lograr esto, se debe proceder al diseño por control de derivas y aplicación de las normas con sus criterios, con la finalidad de que se proporcione la suficiente capacidad dúctil en la estructura, tales requisitos controlan los tamaños finales de los miembros estructurales y se lo conoce como diseño de ductilidad (Rahgozar & Humar, 1998).

Para el presente trabajo de titulación, se realizará un diseño mediante un modelamiento tomado de “*Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*”, que consta de pórticos especiales resistentes a momento (SMF), donde se procederá a realizar diseños de serviciabilidad o control de derivas y diseño por capacidad.

En el diseño por serviciabilidad, se procederá a realizar el cálculo aplicando las fuerzas laterales producidas por el espectro de diseño dado por la NEC de manera que se calcule las derivas elásticas e inelásticas, cuyo valor no deberá superar el 2% establecido por la norma. En el caso del diseño por capacidad, es un método por el cual, ciertos elementos del sistema estructural tendrán una redistribución de energía, de manera que dicha energía sea disipada por un mecanismo de falla conocidos y deseables denominados rótulas plásticas, donde se buscará que la plastificación sea en vigas y no en columnas conocido como el principio “Columna fuerte-viga débil” (Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011).

1.1. ANTECEDENTES

El Ecuador al estar ubicado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico, posee una alta vulnerabilidad sísmica con un largo historial de eventos, en los cuales se puede destacar el mayor sismo registrado en el país en el año de 1906 producido en la provincia de Esmeraldas. Las ciudades más importantes del Ecuador e incluso las más pobladas como Quito y Guayaquil, se encuentran situadas en las zonas de mayor peligro (Instituto Geográfico Militar, 2018).

En la actualidad, el diseño sismorresistente es de suma importancia cuyo principal objetivo es reducir los posibles efectos producidos por sismos a las estructuras, ya que estos eventos podrían provocar daños e incluso colapso, dejando pérdidas tanto materiales como humanas.

Actualmente, al mejor conocimiento de los autores, no existen investigaciones que cuantifiquen el efecto de los elementos no dúctiles en un sistema sismorresistente. Las normas no los consideran dentro de sus especificaciones al no aportar ductilidad, ya que los miembros estructurales tales como columnas y vigas son las que brindan la mayor rigidez y disipación de energía dentro del sistema sismorresistente.

Dentro de los escasos estudios encontrados acerca de la inclusión de los elementos que no aportan ductilidad, la mayoría de estos incluyen dentro del diseño las escaleras al igual que las losas, las cuales se modelan en conjunto con columnas y vigas para verificar los efectos que estos podrían presentarse dentro del diseño.

Generalmente estos estudios coinciden que, en el caso de las losas, pueden rigidizarse y su periodo disminuir o incrementarse, dependiendo del tipo de losa empleada y en el caso de las escaleras, los periodos disminuyen con respecto al modelo que no las contiene y su rigidez aumenta (Loyaga & Tupiza, 2019).

Sin embargo, por motivos de inexperiencia en conceptos, se suele incluir escaleras en los modelamientos, que se encuentra correcto en términos arquitectónicos, mas no en lo estructural, además muchos de los diseños sismorresistentes se lo realizan de manera equivocada, ya que, al momento de modelar la edificación en programas como el software ETABS (Computes and Structures, Inc. (CSI), 2016), se incluye por defecto la rigidez de las losas, como consecuencia los valores de periodos y derivas se ven afectados y se entregan resultados erróneos.

Con respecto al coeficiente de reducción de resistencia sísmica R , la historia de las investigaciones y obtención de los valores, datan de los años 60s donde se basaron en una gráfica obtenida de una estructura en particular, la cual muestra la relación de la fuerza cortante en la base con el desplazamiento a partir de aceleraciones obtenidas por terremotos. En los primeros estudios, se determinó que el coeficiente R se obtenía a partir de tres términos los cuales eran factor de ductilidad (R_μ), factor de sobrecarga (R_s) y un factor de reducción (R_ξ). Para los años 90s se agregó un cuarto termino, el cual era la amortiguación viscosa, con el fin de cuantificar la confiabilidad de los sistemas, pero este no reducía la demanda de fuerza, por lo cual se lo excluyo. Todos estos estudios se basaron en análisis no lineales, aplicando distintos materiales y condiciones a la estructura (Whittaker, Hart, & Rojahn, 2014).

1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Debido a que el Ecuador tiene una alta actividad sísmica, en la actualidad se busca diseñar y construir edificaciones sismorresistentes con ductilidad adecuada de manera que se logre

que el sistema disipe la energía producida por cargas laterales tales como viento y sismo evitando que se produzcan daños graves e incluso el colapso total.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), presenta una filosofía de diseño sismo resistente, la cual busca prevenir el colapso de estructuras en un posible evento sísmico con el fin de salvar la mayor cantidad de vida posibles. Por ello las estructuras deben ser correctamente diseñadas de manera que sean capaces de resistir posibles sismos, disipar la energía que se produce por las fuerzas y que sus derivas de piso sean inferiores a las admisibles.

Dentro del estudio, se utilizará pórticos especiales resistentes a momento de acero (SMF), los cuales deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas de gran magnitud cuando estén sujetos al sismo de diseño y se espera que la mayoría de las deformaciones se presenten en las denominadas rotulas plásticas de las vigas que se dan a una determinada distancia de la conexión con la columna, pero también pueden presentarse en la base de las columnas.

Al emplear lo propuesto por la norma, para el cálculo de la carga lateral se la reduce con el factor de reducción de resistencia sísmica R , cuyos valores pueden estar entre 1 a 8 de los cuales dependen de la ductilidad que posea el sistema, siendo 1 un sistema no dúctil. Pero estos valores dentro de las normas no son correctamente estudiados y no cuentan con investigaciones necesarias para comprobar si realmente se están empleando de una manera correcta.

Existe un caso en particular que no se considera en los códigos de construcción. La estructura puede tener una ductilidad deseada, pero existe la posibilidad que no llegue a cumplirse con la inclusión de elementos que no forman parte del sistema sismorresistente como el caso de losas y escaleras. Al modelar y diseñar una estructura con una carga lateral, se asume que el sistema estructural es dúctil, pero a su vez, los elementos no dúctiles carecen de dichas especificaciones por lo que se podría considerar un diseño incorrecto al incorporar las consideraciones mencionadas.

Actualmente, en el país no hay muchas investigaciones acerca de los temas anteriormente mencionados y a raíz del sismo del 16 de abril de 2016 en Pedernales, el cual dejó pérdidas humanas y económicas, además de constatar que muchos de los diseños estructurales se

los realiza de manera errónea por falta de conocimiento sobre los conceptos, ya que se prioriza las condiciones arquitectónicas sobre las estructurales, por lo cual nos motiva a realizar este trabajo de titulación, que tenga como finalidad dar a conocer los efectos que podrían causar la inclusión de los elementos no dúctiles, así como la modificación del factor de reducción de resistencia sísmica R dentro de los diseños sismorresistentes.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

- Evaluar las diferencias estructurales en términos de economía, peso y dimensiones de los elementos estructurales ante la presencia de elementos que no forman parte de un sistema sismorresistente, al variar el factor de reducción de resistencia sísmica R en estructuras especiales de acero.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Recopilar información acerca del tema de estudio.
- Obtener un correcto modelamiento en el software de diseño ETABS.
- Realizar diseños estructurales especiales de acero mediante la variación del factor de reducción sísmica R , incluyendo elementos que no forman parte de un sistema sismorresistente, además del diseño de conexiones precalificadas de acero.
- Elaborar un documento donde se presente las consecuencias de la variación del factor de reducción sísmico R que compare los resultados obtenidos en el presente trabajo de titulación para determinar las variaciones de sus dimensiones, pesos y economía.

1.4. ALCANCE

En este estudio se analizan las diferencias entre las dimensiones de los miembros estructurales y las variaciones en términos de economía al variar la magnitud del coeficiente de reducción sísmica R con la inclusión de elementos que no forman parte de un sistema sismorresistente como losas y escaleras. La edificación modelo es tomada de

“Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors” que se encuentra detallada en el Apéndice D (NEHRP, 2010).

1.5. CONTENIDO

El primer capítulo comprende la recopilación de información necesaria de investigaciones realizadas de fuentes confiables. La segunda parte comprende el marco teórico y estado del arte en donde se redactará la historia de investigaciones pasadas semejantes al tema de estudio incluido los diseños por serviciabilidad y capacidad, así como el factor de reducción de resistencia sísmica R y los elementos no dúctiles como losas y escaleras. El tercer capítulo comprende la metodología a emplearse, aquí se procederá con la modelación de la estructura en el software ETABS, además de explicar cuáles fueron las consideraciones establecidas para el modelamiento. El cuarto capítulo analiza los efectos de la modificación del factor de reducción de resistencia sísmica R de 8 a 6 para realizar una comparación de los resultados. El quinto capítulo trata sobre la inclusión de elementos no dúctiles a un diseño sismorresistentes y analizar las diferencias entre los resultados obtenidos con y sin la inclusión de elementos no dúctiles. Finalmente, el sexto capítulo trata de las conclusiones del estudio, las diferencias entre economía, peso, seguridad y la variación de las dimensiones de los elementos estructurales.

2. CAPÍTULO II

ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEÓRICO

El Ecuador, un país sísmicamente activo en todo su territorio, a lo largo de su historia ha sufrido algunas catástrofes por terremotos de gran intensidad donde se libera grandes cantidades de energía. Se encuentra ubicado en la unión entre las placas de Nazca y la Sudamericana, pertenece al Cinturón de Fuego del Pacífico donde se produce un fenómeno natural denominado subducción en el cual la placa de Nazca se hunde sobre la Sudamericana, por lo que, se generan a diario movimientos telúricos algunos de ellos son imperceptibles. Sin embargo, a lo largo del tiempo, se han producido grandes terremotos dentro del país como se muestra en la tabla 2.1, los cuales han dejado grandes pérdidas humanas y económicas, tal es caso del sismo de Esmeraldas en 1906, el cual se produjo con una intensidad de 8.8 grados en la escala de Richter y ha sido catalogado como uno de los 10 terremotos más fuertes del mundo (Instituto Geográfico Militar, 2018).

Tabla 2.1: Registro histórico de los principales terremotos en el Ecuador

FECHA INT. CONSECUENCIAS SOBRE LAS COMUNIDADES Y SUS ASENTAMIENTOS			
FECHA	LUGAR	INTENSIDAD MERCALLI	CONSECUENCIAS
1587	Quito - Cayambe	VIII	Gran destrucción de San Antonio de Pichincha -más de 160 muertos y muchos heridos.
1640	Cacha	X	Desaparición del pueblo de Cacha, cerca de Riobamba -5 000 muertos aprox.
1645	Quito-Riobamba	IX	Muchos estragos en toda la comarca, deterioro notable de edificios, muchos fallecidos.
1687	Ambato - Pelileo -Latacunga	VIII	Destrucción de Ambato, Latacunga y pueblos de la comarca - aprox. 7 200 muertos
1698	Riobamba -Ambato -Latacunga	X	Gran destrucción de casas e iglesias - aprox. 7 000 muertos.
1703	Latacunga	VIII	Estragos notables pero menores a los del terremoto del año 1698.
1736	Provincia Cotopaxi	VIII	Daños graves a casas e iglesias, muchas haciendas afectadas.
1755	Quito	VIII	Destrucción de un sinnúmero de edificios, los moradores evacuaron la ciudad.
1757	Latacunga	IX	Destrucciones materiales considerables, aprox. 4 000 personas fallecieron
1797	Riobamba	XI	Destrucción total de la ciudad, que fue trasladada a otro sitio después, entre 13 000 y 31 000 muertos, epidemias, impacto socio-económico elevado.
1840	Patate y Pelileo	VIII	Algunos estragos materiales.
1856	Cuenca - Riobamba -Alausí	VIII	Daños a iglesias, destrucción de varios caminos, trapiches -algunos muertos.
1859	Quito -Valle de Los Chillos	VIII	Graves daños materiales, serios estragos en poblaciones y haciendas del valle de Los Chillos, un centenar de víctimas aprox.
1868	Otavallo -Atuntaqui -Ibarra	IX	Grandes averías en casas e iglesias, decenas de muertos.
1896	Bahía de Caráquez, Portoviejo	IX	Destrucción parcial de edificios y viviendas, un muerto y varios heridos.
1914	Pichincha	VIII	Destrucción de casas.
1923	Carchi	VIII	Cayeron muchas casas, daños a los caminos - 3 000 víctimas - 20 000 personas sin techo.
1942	Guayaquil - Portoviejo	IX	Pérdidas cuantiosas, cuarteamientos serios en paredes y cubiertas - 200 muertos - centenares de heridos.
1944	Pastocalle - Saquisilí	VIII	Destrucción parcial de edificios y viviendas.
1949	Ambato y Pelileo	X	Ciudad integralmente destruida - 6 000 muertos y miles de heridos, 100 000 personas sin hogar, consecuencias socioeconómicas grandes y de larga duración.
1970	Frontera sur (Perú)	IX	Destrucción casi total de algunas cabeceras cantonales, impacto socioeconómico considerable - 40 muertos, aprox. 1 000 muertos entre Ecuador y Perú.
1987	Oriente - Pichincha -Imbabura	IX	3 500 muertos, reducción en un 60 % de los ingresos por exportación (se dañó el oleoducto trans-ecuadoriano), cierre de vías por deslizamientos, aislamiento de pueblos.
1998	Bahía de Caráquez	VIII	3 muertos - 40 heridos -750 personas sin hogar - 150 casas destruidas - 250 dañadas.
2016	Pedernales	IX	670 fallecidos, 12 desaparecidos, 6 274 heridos, 28 678 albergados y 113 personas rescatadas con vida de entre los escombros.

Fuente: Demoraes & d'Ercole, 2001.

2.1. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SISMICA (R)

Debido a los acontecimientos registrados del último sismo, considerado de gran magnitud en Pedernales, las investigaciones acerca del diseño estructural en el país se han incrementado de manera considerable. Fue una motivación para buscar mejoras en los diseños ya que muchas estructuras no soportaron dicho evento y colapsaron, produciendo grandes pérdidas humanas. Luego de todos los hechos, se pudo observar algunas falencias en los diseños, así como en la norma de construcción vigente en el país titulada como Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), donde se dudaron que las especificaciones descritas dentro de la misma sean las correctas para nuestro territorio en cuanto a diseño y posterior construcción. Tal es el caso del cortante basal aplicado a la estructural en el momento del diseño, el cual incluye algunos factores y valores tales como el espectro de aceleración, el periodo, factor de importancia, el peso de la estructura, los coeficientes de regularidad de planta y elevación y finalmente el factor de reducción de resistencia sísmica R que es un valor altamente discutido.

En el último factor mencionado, por su importancia, ha surgido la necesidad de investigar el efecto que produciría al disminuir o aumentar el valor del coeficiente dentro del diseño sismorresistente. Por ello, se está realizando varios estudios acerca de este factor con el motivo de verificar si los valores presentados en las normas, son los correctos y que satisfacen los requerimientos. En la tabla 2.2 se muestran los valores de R establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

El factor de reducción de resistencia sísmica R se utiliza para reducir la carga sísmica con la que se procede a diseñar las estructuras. Este parámetro fue implementado por “*NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings*” escrito por *Building Seismic Safety Council* (BSSC) en el año de 1985 (Building Seismic Safety Council (U.S.), 1985). Este es una versión actualizada del estudio del ATC-3-06 (ATC, 1978) en el cual se proponen ciertos valores de coeficiente de reducción denominado ϕ , utilizados para obtener fuerzas de diseño de cortante basal y cargas en los miembros estructurales (Rojahn, 1988).

Pero estos estudios sobre del factor R existe cierta deficiencia ya que:

- No dependen de movimiento del suelo

- No dependen de la frecuencia
- No se estima el daño aceptable por la estructura
- Es poco probable que proporcione el mismo efecto hacia toda la estructura

Para solucionar algunos defectos, se actualizo el informe ACT-3-06 (ATC, 1978) al ATC-19 (ATC, 1995) en el cual se investigaron y se evaluaron los parámetros que afectan a la obtención de los valores del factor, además una metodología racional para aplicar los factores R en una estructura (Rojahn, 1988).

Tabla 2.2: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES	R
Pórticos especiales sismorresistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismorresistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismorresistentes, de acero laminado en caliente o elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado con vigas banda	5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)

Las primeras investigaciones y valores del coeficiente de reducción sísmico R, fueron sugeridos por Newmark y Veletsos (1960). Proponen que existen similitudes en las respuestas elásticas e inelásticas para determinados casos, iguales fuerzas para el rango de frecuencias altas, igual energía absorbida para el rango de frecuencias intermedias e iguales desplazamientos para frecuencias bajas. De tal manera se plantearon los siguientes factores mostrados en la tabla 2.3. (Barbat, Vielma, & Oller, 2006).

Tabla 2.3: Valores del factor de reducción de resistencia sísmica planteados por Newmark y Veletsos 1960

$R = 1$	Para $T=0$
$R = \mu$	Para periodos cortos
$R = \sqrt{2 \cdot \mu - 1}$	Para periodos moderados
$R = \mu$	Para periodos intermedios y largos

Fuente: Barbat, Vielma, & Oller, 2006.

Donde R es el factor de reducción sísmica, μ es el factor de ductilidad y T el periodo de la estructura. Estos valores se han mantenido a lo largo de los años en las normas de diseño ya que aquellas estructuras que se han construido aplicando estos factores, han mostrado buenos comportamientos a pesar de recibir grandes cargas sísmicas. Sin embargo, aplicar este método para periodos bajos resulta poco seguro y tanto para periodos intermedios como para periodos largos llega a ser demasiado conservador (Ordaz & Pérez-Rocha, 1998).

El factor R fue modelado usando una estructura denominada “*Special Steel Moment Frames*” y asumiendo un periodo de retorno de 2500 años para la estructura, donde se obtuvo un valor de R igual a 8, el cual es muy común en las normativas actuales para diseño sismorresistente. El valor adoptado de las primeras investigaciones, fue objeto preguntas de investigación, por este motivo surgieron futuras investigaciones las cuales se basaron en este estudio con el fin de comprobar que el valor propuesto sea correcto. Por lo que, la NEHRP, la ATC y algunas otras normas realizaron estudios en base al valor obtenido inicialmente (Rojahn, 1988).

La historia del coeficiente de reducción de resistencia sísmica R escrita en el artículo “*Seismic Response Modification Factors*”, continuaría en un mayor auge en los años 80s y 90s, en los cuales los estudios e investigaciones se basaron en análisis no lineales de diferentes tipos y configuraciones estructurales, a partir de sismos de diseño donde se obtuvieron gráficas que mostraban la fuerza cortante versus el desplazamiento producido en el techo como se muestra en la figura 2.1 (Whittaker, Hart, & Rojahn, 2014).

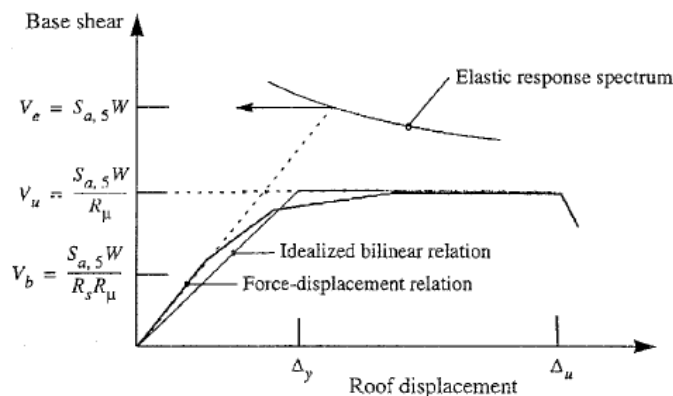


Figura 2.1: Cortante basal versus relación de desplazamiento del techo.

Fuente: Whittaker, Hart, & Rojahn, 2014.

En los años 80s, los estudios realizados en la Universidad de California situada en Berkely, en base a las curvas de desplazamiento de fuerzas, desarrollaron gráficas del desplazamiento en el momento correspondiente al cortante basal máximo para cada simulación de terremoto, donde se describió el coeficiente R como el producto de tres factores: factor de ductilidad (R_μ), factor de fuerza (R_s) y un factor de amortiguamiento (R_ξ), este último con un valor igual a 1.

Para los años 90s, estudios realizados por ATC 1995a donde adoptaron una nueva formulación de R producto de tres factores los cuales eran: factor de fuerza, factor de ductilidad y factor de redundancia como se muestra en la ecuación 1. Se propuso un cuarto factor, el cual tomaba en cuenta el efecto del amortiguamiento viscoso, pero fue excluido debido a que los factores de modificación de la respuesta se usan con procedimientos de diseño basado en fuerzas (Whittaker, Hart, & Rojahn, 2014).

$$R = R_s R_\mu R_R \quad (\text{Ecuación 1})$$

De estos tres factores, los dos primeros dependen del periodo, mientras que el último factor puede presentarse como valores sugeridos en dependencia de distintos tipos estructurales. Donde R_s es el factor de sobrerresistencia, R_μ es el factor de reducción por ductilidad y R_R es el factor de redundancia (Barbat, Vielma, & Oller, 2006).

Con respecto al factor de sobrerresistencia, ayuda a las estructuras a resistir de manera segura a los posibles sismos que se presenten, de manera que sean más seguras, ya que al

producirse estos, pueden llegar a generar mayores fuerzas a las que fueron diseñadas y, por otro lado, reduce la demanda de resistencia elástica (Mahmoudi & Zaree, 2011).

El factor de sobre resistencia (R_s) puede ser obtenido mediante análisis pushover estático y se lo define como la relación que existe entre el cortante en la base (V_y) y el cortante de diseño en la base (V_d) como se puede ver en la ecuación 2:

$$R_s = \frac{V_y}{V_d} \quad (\text{Ecuación 2})$$

Existen más consideraciones que pueden ser aplicadas para encontrar el factor R_s , como las características del material, la diferencia entre el límite elástico estático real y el rendimiento estático nominal, los cuales podrían dar valores que se acerquen más a la realidad dependiendo del tipo del material empleado (Mahmoudi & Zaree, 2011).

El factor de ductilidad (R_μ), viene definido como la relación entre la resistencia elástica y la demanda inelástica, en el cual se requiere procedimientos iterativos con el fin de lograr una relación de ductilidad requerida. Para ello, se debe conocer que dicha relación no siempre podrá aumentar monolíticamente a medida que disminuye el límite elástico (Hyung Lee, Whan Han, & Hun Oh, 1999). El factor de ductilidad viene definido por la ecuación 3:

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu=1)}{F_y(\mu=\mu_t)} \quad (\text{Ecuación 3})$$

El factor de ductilidad se expresa comúnmente en términos de los parámetros de respuesta que estén relacionados con deformaciones, desplazamientos, rotaciones y curvaturas. Los desplazamientos son valores determinados en análisis dinámicos no lineales (Park, 1989). El factor de ductilidad de desplazamiento para un comportamiento elasto-plástico ideal se muestra en la figura 2.2.

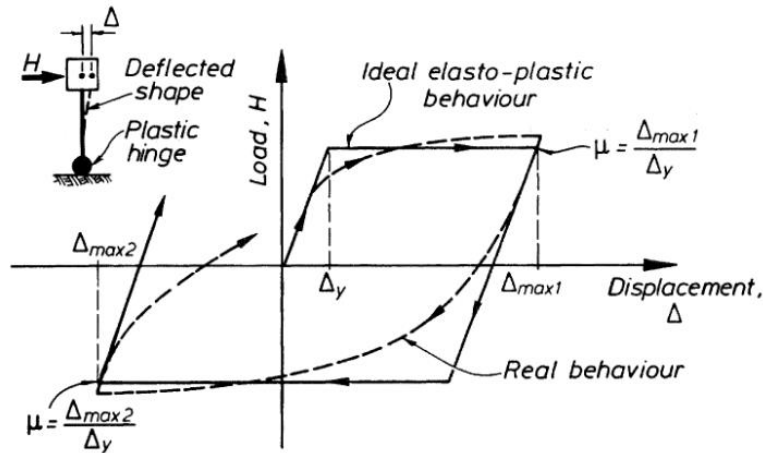


Figura 2.2: Factor de ductilidad de desplazamiento.

Fuente: Park, 1989.

Krawinkler y Nassar formularon una relación para sistemas SDOF para suelos tipo roca y rígidos basándose en terremotos de magnitudes entre 5.7 a 7.7 y con un amortiguamiento de 5%, en la ecuación 4 y 5 se muestra la relación de ductilidad propuesta por los autores.

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}} \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde

$$c(T, c) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T} \quad (\text{Ecuación 5})$$

Existen otros métodos para obtener el factor, uno de ellos es el de Ordaz y Pérez el cual en 1998 se propone espectros de R_{μ} que se obtienen partiendo de espectros elásticos de desplazamiento y velocidades del terreno. Este método incorpora características del terreno sin necesidad de incluir el periodo natural de la estructura. Ya que el periodo se encuentra incluido ya en los valores de velocidad $V(T)$ y desplazamiento $D(T)$ como se muestra en la ecuación 6 (Barbat, Vielma, & Oller, 2006).

$$R_{\mu} = 1 + \left(\frac{V(T)}{V_{\max}} \right)^{\alpha} \left(\frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^{\beta} (\mu - 1) \quad (\text{Ecuación 6})$$

Otro método es el de Dolsek y Fajfar el cual en 2004 se realiza una investigación en donde se enfatiza en dos aspectos, (1) la influencia de la desagregación de una estructura de hormigón armado y (2) que los espectros inelásticos obtenidos adquieren una diferente

forma que los expresados en los códigos de diseño. Por lo que la expresión obtenida se muestra en la ecuación 7 (Barbat, Vielma, & Oller, 2006).

$$R_{\mu} = c (\mu - \mu_0) + R_0 \quad (\text{Ecuación 7})$$

Dónde:

R_0 : reducción y repente del periodo y la ductilidad que aporta la mampostería a la estructura de hormigón.

C : coeficiente que se obtiene de tres factores: el periodo esquina, e grado de deterioro y el periodo fundamental de la estructura.

μ_0 : ductilidad global.

μ : ductilidad complementaria que aporta la mampostería.

También se han realizado estudios para distintos grados de libertad, en especial para sistemas de columna fuerte-viga débil, concluyendo que las demandas para los sistemas SDOF deben aumentarse de manera que se limite la relación de ductilidad de desplazamiento máximo del piso como se ilustra en la figura 2.3 (Whittaker, Hart, & Rojahn, 2014).

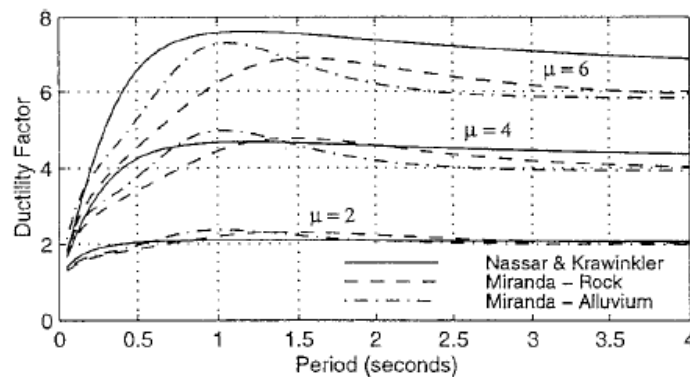


Figura 2.3: Factores de ductilidad (μ).

Fuente: Whittaker, Hart, & Rojahn, 2014.

Finalmente, el factor de redundancia, el cual es el factor que menos investigaciones se ha realizado, ya que en la mayoría de casos son contradictorios a pesar de que coinciden en los beneficios que aportaría la redundancia para las estructuras (Barbat, Vielma, & Oller,

2006). Toda estructura redundante debe estar compuesta de varias líneas verticales, las cuales ayudaran a la transmisión de fuerzas de inercia producidas por el sismo en la base.

La mayoría de estudios de este factor se basan en la investigación de Moses, donde se realizó sistemas de protección contra el viento y concluyó que un factor de seguridad parcial de menor o igual a uno era el apropiado para un sistema redundante y la fuerza del miembro puede ser reducida en un sistema por debajo del necesario en los sistemas no redundantes (Whittaker, Hart, & Rojahn, 2014).

La reducción de la fuerza está en función de líneas de encuadre sísmico vertical y la seguridad relativa entre los sistemas de un solo cuadro y de dos cuadros, se puede realizar al tomar la relación de los dos valores del índice de seguridad, como se representa en la ecuación 8.

$$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{1.411}{\sqrt{(1+\rho_v)}} \quad (\text{Ecuación 8})$$

En la relación se tiene que β_1 es el índice de seguridad para una línea resistente, β_2 es el índice de seguridad para dos líneas resistentes y ρ_v es el coeficiente de correlación de calidad constructiva donde nos deja claro que una estructura con número mayor de líneas resistentes, el coeficiente de correlación de calidad se reduce de manera que se incrementa la relación de índice de seguridad de una estructura con varias líneas resistentes respecto al edificio con una sola línea. Y luego de estudios realizados por Bertero, concluyeron que para que una estructura disponga de un factor de reducción por redundancia, debe tener al menos cuatro líneas resistentes verticales (Barbat, Vielma, & Oller, 2006).

Por otro lado, en la investigación “*NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings*” escrita en 1985 se propone que la estructuras no deben deformarse más allá de un punto de plasticidad por lo menos en la región más significativa de la estructura, cuando la edificación se encuentre sujeta a fuerzas que se generan por un movimiento del terreno (Building Seismic Safety Council, 1986). Sabiendo que las estructuras son capaces de soportar cargas sísmicas elevadas, estas pueden llegar a ser costosas en términos económicos, por lo que se reduce la carga sísmica real en estructuras dúctiles para de esta manera forzarlas a formar rotulas plásticas en los miembros.

Cuando una estructura es sometida a cargas laterales, primeramente, se presentan deformaciones elásticas, y a partir del límite de plástico las deformaciones obtenidas son inelásticas y plásticas en algunos de sus miembros estructurales. Como se muestra en la figura 2.4, del punto O al punto A, las deformaciones elásticas e inelásticas son las mismas; a partir de punto A, las deformaciones inelásticas cambian su comportamiento, las cuales se deforman con menos cantidad de energía que las requeridas por el comportamiento elástico; del punto A al punto B la edificación se encuentra en una zona de transición, la cual al ser superada se convierte en un mecanismo plástico; llegando al punto D se produce la falla de la edificación.

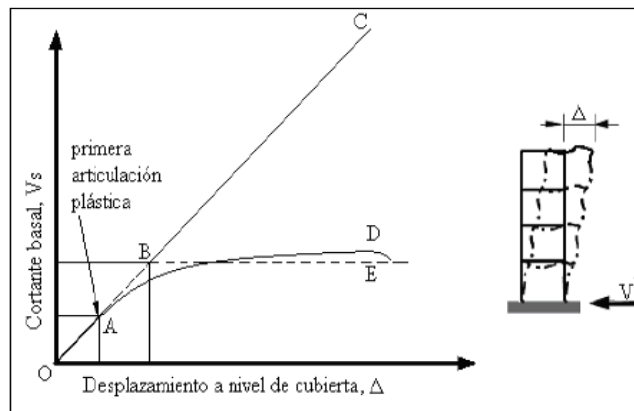


Figura 2.4: Comportamiento inelástico de una estructura solicitada por una fuerza horizontal.

Fuente: Valencia Restrepo & Valencia Clement, 2008.

Newmark y Hall en 1973 propusieron que los desplazamientos obtenidos en un sistema elástico ante una carga F_E son los mismos desplazamientos que se obtienen en un sistema inelástico ante una carga reducida, determinada por F_E/R , en el cual R se refiere a una relación de ductilidad entre ambos sistemas (Valencia Restrepo & Valencia Clement, 2008), como se observa en la figura 2.5.

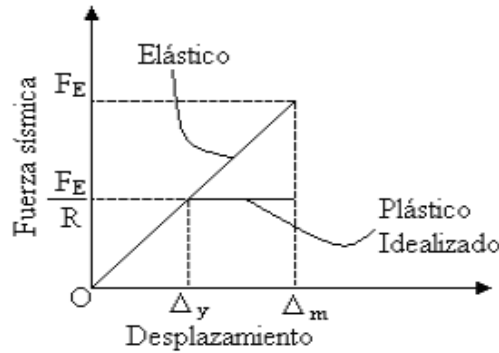


Figura 2.5: Determinación del R, según Newmark y Hall, para estructuras de periodos cortos y largos.

Fuente: Valencia Restrepo & Valencia Clement, 2008.

En la cual se determinó la ecuación 9, donde μ se refiere a ductilidad en función del desplazamiento:

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} = R \quad (\text{Ecuación 9})$$

Mientras que en la propuesta realizada por FEMA en NEHRP en 2003, se obtiene el Coeficiente de reducción R partiendo de los mismos criterios de desplazamiento que Newmark y Hall, pero disponen su coeficiente ante una relación entre la fuerza que provoca el desplazamiento elástico y la fuerza que provoca el comportamiento plástico de una estructura.

Otros estudios acerca del factor de reducción sísmico R, donde se buscan diferentes valores para distintas configuraciones, nacen generalmente luego de algún sismo que haya golpeado el lugar de estudio, tal es el caso del artículo titulado “*Evaluating the Response Modification Factors of RC Frames Designed with Different Geometric Configurations*”, en el país de Egipto, en el cual, se han realizado pruebas y estudios aplicando los términos descritos anteriormente, teniendo en cuenta que se emplean distintos programas computacionales para el modelamiento tales como REVIT, DRAIN-2DX, ETABS, etc. Además de hacer pruebas de distintas configuraciones, se realizan con distintos materiales y metodologías, tal es el caso del artículo mencionado que, mediante el procedimiento de pushover, análisis no lineales, y el registro de terremotos, se realiza las pruebas donde se encuentran los factores de R, para comprobar si la norma egipcia utiliza los valores

correctos y por otro lado, se verificó la relación entre altura de la edificación y valor del factor R , siendo estos indirectamente proporcionales. (Abou-Elfath & Emad, 2018).

2.2. ELEMENTOS NO DÚCTILES EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE

La ductilidad en la estructura, se la conoce de manera general como la propiedad que tienen los distintos elementos o materiales, a lograr grandes desplazamientos y deformaciones por la acción de fuerzas externas, sin que estos lleguen a la fractura. Además, la ductilidad es un requisito muy importante para el diseño sismorresistente estructural donde se busca que las fuerzas sean redistribuidas a través de conexiones con ductilidad adecuada, ya que, en ellas se desarrollaran grandes desplazamientos (Jorissen & Fragiacomio, 2011).

La ductilidad, al ser uno de los factores más importantes del diseño, busca dar la suficiente capacidad dúctil en las estructuras de manera que sea posible la redistribución de fuerzas en sus miembros críticos. Esto se produce generalmente en columnas y vigas, ya que permite controlar los tamaños y dimensiones finales.

El coeficiente de reducción de resistencia sísmica R , como se ha mencionado anteriormente, depende de otros factores, entre ellos se encuentran la ductilidad, así como la sobrerresistencia. Dentro de este, se considera la presencia de la fuerza de reserva, con la cual mejora el desempeño de la estructura frente a cualquier evento sísmico, además ayuda a las estructuras a que resistan las fuerzas de los terremotos que son mucho más grandes que las que se consideran en el diseño (Rahgozar & Humar, 1998).

Existen algunos factores que afectan la sobrerresistencia, tal como se menciona en el artículo “*Accounting for Overstrength in Seismic Design of Steel Structures*”. Uno de ellos son los factores que implican incertidumbre donde se generó la sobrecarga requerida en edificios diseñados anteriormente al producirse terremotos con el fin de cumplir con lo establecido por los códigos, pero la contribución de estos no se puede asegurar para nuevos diseños. Pueden dividirse en dos grupos, uno que abarca la diferencia entre la resistencia real del material usado en la construcción, la resistencia utilizada para calcular la capacidad y aquellos que usan miembros discretos (Rahgozar & Humar, 1998).

Según los autores (Rahgozar & Humar, 1998), el siguiente grupo de factores son aquellos que no han sido posible explicar por la falta de conocimiento e investigación, estos factores contribuyen a la fuerza, pero su cuantificación es complicada debido a que estos tienen un comportamiento complejo y estos son:

- Uso de modelos conservadores para predecir las capacidades de los miembros estructurales.
- El efecto de los miembros no estructurales.
- El efecto de los elementos estructurales que no están incluidos en la predicción de la capacidad de carga lateral, por ejemplo: las losas de hormigón armado.

Finalmente se tienen los grupos que consideran factores que pueden aportar a la sobrerresistencia, pero no se los tiene en consideración al momento de calcular la capacidad, dentro de estos se encuentran las categorías:

- Efectos de los requisitos mínimos prescritos en el código.
- Consideraciones arquitectónicas que dictan la provisión de miembros estructurales adicionales o más grandes.
- El control de diseño por otros casos de carga.

Dentro del grupo de factores relacionados con la simplificación en el procedimiento de diseño, se encuentran el uso de espectros de un solo grado de libertad junto con una distribución de carga supuesta, la demanda en sistemas de múltiples grados de libertad y la redistribución de fuerzas en el rango inelástico (Rahgozar & Humar, 1998).

Como se sabe, los elementos considerados no dúctiles, tales como losas y escaleras, aportan rigidez dentro del diseño, pero no generan la ductilidad requerida dentro de la estructura. Por ello, dichos elementos no son considerados dentro del diseño debido a que pueden generar rigideces falsas, por lo que el diseño puede verse afectado y por lo tanto las características y geometría de los elementos pueden reducirse, causando mayores problemas en el momento de producirse algún evento sísmico (Rahgozar & Humar, 1998).

En el caso de las escaleras, estas forman parte de un sistema estructural secundario y también se les considera como una de las partes más importantes del edificio por su importancia funcional, debe ser diseñada por separado para fuerzas sísmicas y no sísmicas. Por otro lado, desde un punto de vista geométrico, la escalera estará compuesta por un

sistema inclinado de vigas y losas y también por una columna corta; estos elementos no dúctiles contribuyen a aumentar la rigidez del edificio y, además, el efecto producido por la escalera puede impartir discontinuidad en el modelamiento, variaciones en la falla de elementos estructurales, contribución en el desempeño no lineal de los edificios y la modificación de los parámetros sísmicos (Khadse & Khedikar, 2018).

Al no ser consideradas las escaleras dentro del diseño sismorresistente, algunas investigaciones realizadas al incluir dichos elementos como el estudio titulado “*Effects of Staircase on the Seismic Performance of RCC Frame Building*” donde han concluido que, en la inclusión de escaleras, las fuerzas axiales sufren un aumento del 19% en las columnas que tocan la viga de aterrizaje, a su vez el momento lateral aumenta en un 32% y el momento torsional un 36%; las derivas entre pisos se reducen en un 33% en la dirección corta y un 23% en la dirección larga y finalmente el periodo se redujo en un 22.31% (Singh & Choudhury, 2012).

Por otro lado, las losas son elementos con baja ductilidad, las cuales al igual que las escaleras, no se consideran dentro del diseño sismorresistente. Para el modelado de la estructura, muchos programas como el software ETABS (CSI, 2016) depende del tipo de elemento que se use y de esta manera distribuye las cargas de piso. Existen algunos elementos de losa para modelar tales como elementos tipo membrana, tipo plate y tipo shell (Barbosa & Álvarez, 2017).

La losa tipo membrana, es aquella que solo tiene rigidez en su plano, la losa tipo placa es aquella que tiene rigidez a flexión y corte fuera del plano y es muy usada para el análisis de losas bajo acción de cargas normales y finalmente, la losa tipo shell, en la cual consta de superposición de un elemento tipo membrana y tipo placa, por lo que, posee rigidez en el plano y fuera del plano, restringiendo los seis grados de libertad (Barbosa & Álvarez, 2017).

2.3. DISEÑO POR SERVICIABILIDAD

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en el capítulo titulado “Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente” (NEC-SE-DS), establece los requerimientos, criterios y métodos mínimos para el diseño sismorresistente de edificaciones, los cuales fueron establecidos a partir de diferentes eventos sísmicos ocurridos en el país. En el caso de

estructuras que no estén especificadas dentro de esta norma, serán complementadas en base a normativas tales como “*Minimum Design Loads for Buildings and other Structures* (ASCE7-10)”, “*American Society of Testing Materials* (ASTM)” y “*Federal Emergency Management Agency* (FEMA 450)”.

Dentro del diseño estático establecido por la NEC-2015, presenta dos alternativas, las cuales pueden ser usadas por el diseñador, se las conoce como diseño basado en fuerzas y el segundo caso como diseño basado en desplazamientos. Para el presente trabajo se usará el diseño basado en fuerzas (DBF) el cual se detalla a continuación.

2.3.1. DISEÑO BASADO EN FUERZAS (DBF)

El diseño basado en fuerzas es un método ampliamente usado para el diseño estructural en edificaciones sismorresistentes, especialmente en aquellas que su respuesta no sea afectada por la contribución de otros modos de vibración más altos que el modo fundamental en las direcciones principales (European Committee of Standardisation: Brussels, 2004).

Este método es considerado como base en la mayoría de los códigos actuales, los cuales se enfocan en el diseño por resistencia. Utiliza el espectro de diseño elástico de aceleraciones por medio del cual se obtiene la fuerza lateral que la estructura soportará cuando permanece en el rango elástico, además es fundamentado en el concepto de los desplazamientos iguales en el rango elástico e inelástico. Por ello, al diseñar una edificación, se deberá contar con la resistencia necesaria para soportar el sismo de colapso, rigidez suficiente para el control de derivas y ductilidad mínima para el correcto nivel de deformación en el rango inelástico sin que presente falla (Arango, Paz, & Duque, 2009).

El concepto de los desplazamientos iguales fue desarrollado en el año 1960, en el cual Veletsos y Newmark realizaron estudios a partir de pórticos de un grado de libertad. En el primer modelo analizaron el desempeño del pórtico frente a un comportamiento lineal y en segundo modelo, se realizó mediante un rango elasto-plástico donde concluyeron que los desplazamientos de la estructura con comportamiento elástico son similares a la estructura con comportamiento inelástico (Veletsos & Newmark, 1960).

El concepto de desplazamientos elásticos e inelásticos iguales se basa en la relación que existe entre estos dos bajo la reducción de fuerza en el caso inelástico, como se observa en la figura 2.6, para una misma demanda sísmica existen dos respuestas, la respuesta elástica y la respuesta inelástica de la estructura. En el primero se trata de un caso teórico ya que las estructuras no se comportan elásticamente frente a cargas que sobrepasen su límite de fluencia. Mientras que el segundo caso se considera como real, ya que es el que refleja lo que sucede verdaderamente con los materiales, entonces, se puede encontrar una relación ante estos dos fenómenos, la cual propone como el factor de reducción de cargas (Veletsos & Newmark, 1960).

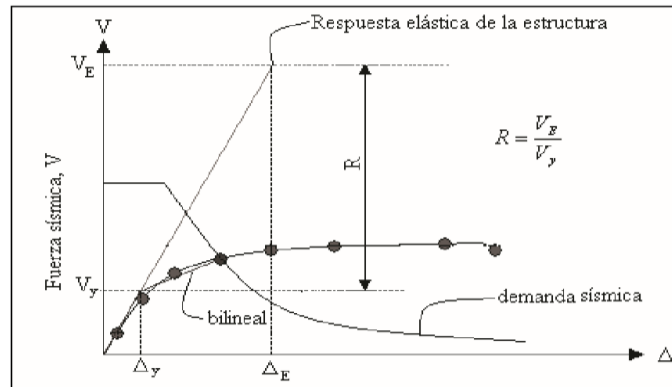


Figura 2.6: relación de desplazamientos del rango elástico con el rango inelástico de una estructura

Fuente: Valencia Restrepo & Valencia Clement, 2008.

La principal orientación del DBF, es la aplicación del factor de reducción de resistencia sísmica R definido anteriormente en este capítulo, donde cada normativa en cada país, presenta los valores que se deben adoptar para cada tipo de sistema estructural. Por medio del uso del factor R , se permite que los elementos que se deforman después de la fluencia, tengan la capacidad de resistir fuerzas usadas en el diseño y efectos reales de un sismo, sin que se produzca la ruptura (Suárez, 2018).

Como se observa en la figura 2.6, en el caso del rango elástico como en el rango inelástico de una estructura, se puede conseguir deformaciones iguales (Δ_E), esto se obtiene si consideramos que la carga (V_E) afecte a la estructura teórica que se comporta elásticamente por lo que genera un desplazamiento elástico (Δ_E). Mientras que la estructura que se comporta inelásticamente es afectada por la misma carga (V_E) pero

reducida por un factor R , a esta carga reducida se le conoce como (V_y). Este factor se representa como la relación de ambos sistemas para producir los mismos desplazamientos.

El método DBF, representa las fuerzas sísmicas del diseño mediante cargas laterales estáticas, de modo que reduce el problema dinámico a uno estático; además es basado en la suposición que el comportamiento estructural se controla por medio del primer modo de vibrar de la estructura que corresponde a la traslación de todas las masas en la dirección en la cual se aplica el cortante basal por lo tanto, iguala la masa efectiva del primer modo a la masa total de la estructura con el fin de que esta compense la ausencia del resto de modos de vibración (Piscal, Lamus, & Araque, 2013).

Para la aplicación de este método, se parte de una geometría proporcionada por un modelo arquitectónico donde se elegirá un sistema estructural para realizar el pre-dimensionamiento de cada uno de los elementos con el fin de determinar la masa y cargas verticales que serán aplicadas. Luego se realiza un modelo matemático elástico de la estructura basado en la rigidez de los elementos para obtener el periodo de la estructura en las dos direcciones principales.

Se debe tener en cuenta la ubicación del proyecto para establecer los parámetros del suelo y factores de sitio, con los cuales se formará el espectro de diseño, ya que con dichos valores se procederá a encontrar la fuerza lateral sísmica horizontal. Esta carga de sismo se combinará con otras cargas según lo establecido por la norma para hallar las derivas que deben ser inferiores a lo establecido por la norma, efectos de segundo orden y diseño por capacidad como se ilustra en la figura 2.7.

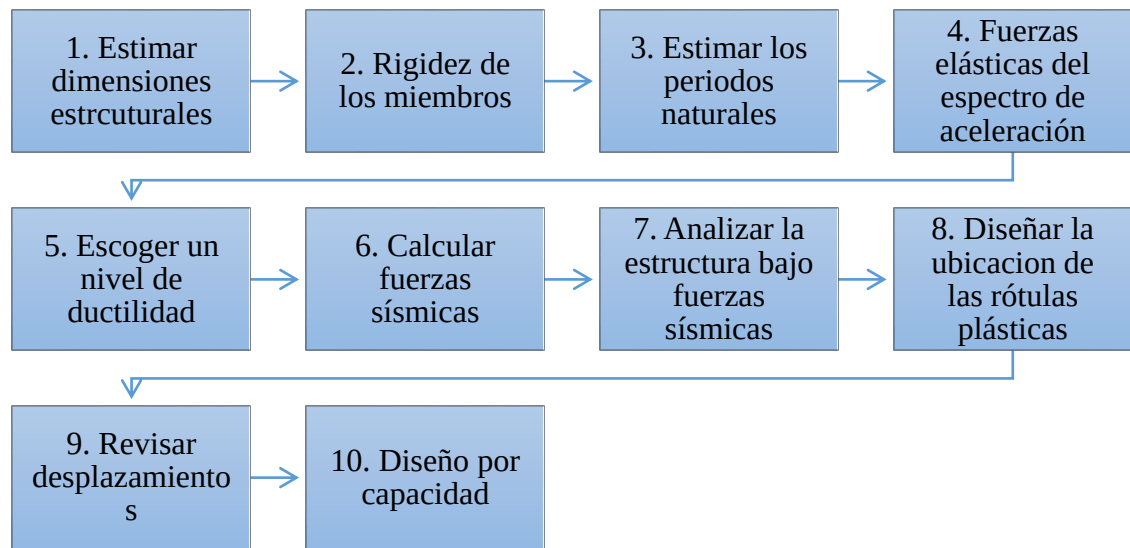


Figura 2.7: Metodología del diseño basado en fuerzas (DBF)

Fuente: Autores.

En el tercer capítulo, se explicará con detalle cada uno de los procedimientos requeridos del diseño por serviciabilidad, el cual fue usado para el presente trabajo de titulación y de igual manera, se establecerán todos los valores que han sido empleados por medio de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

2.4. DISEÑO POR RESISTENCIA

El diseño por resistencia o capacidad fue desarrollado en el año de 1960 en Nueva Zelanda, donde se buscó reducir los efectos producidos por terremotos severos, teniendo en cuenta que la respuesta inelástica frente a un evento sísmico es inevitable, lo que se busca es que el diseñador establezca donde debe ocurrir dicha respuesta inelástica. Por ello, es muy importante dentro de la ingeniería sísmica, ya que, a lo largo de los años, ha venido tomando gran acogida su aplicación y su estudio. Sin embargo, en muchas normativas no se ha establecido un diseño por capacidad puro, aparte de los diseños adoptados como el diseño basado en fuerzas o el diseño basado en desplazamientos (Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011).

Este método de diseño se comenzó a desarrollar para estructuras de hormigón armado, posteriormente se amplió hacia edificaciones de acero. Esta clase de diseño se basa en formulaciones que determinan la resistencia de los elementos estructurales como vigas, columnas, losas, conexiones, cimentaciones, etc. (Salas, 2013).

La metodología que busca este diseño es que, bajo elección de ciertos elementos del sistema estructural los cuales fueron diseñados y estudiados en detalle, tengan una redistribución de resistencia y aseguren la disipación de los esfuerzos debido a grandes deformaciones, para que conduzcan a un mecanismo de falla conocido y deseable. Además, entrega una acertada estimación de demanda en términos de rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura, donde se busca que el mecanismo de falla sea en vigas y no en columnas, más conocido como el principio de columna fuerte-viga débil (Carrillo, 2007).

Al momento de realizar el diseño por capacidad, se debe establecer la zona donde se generará la plastificación como se ve en la figura 2.8, de esta manera se logrará tener un buen y predecible grado de protección contra el colapso si se cuenta con un correcto diseño (Bachmann, 2003).

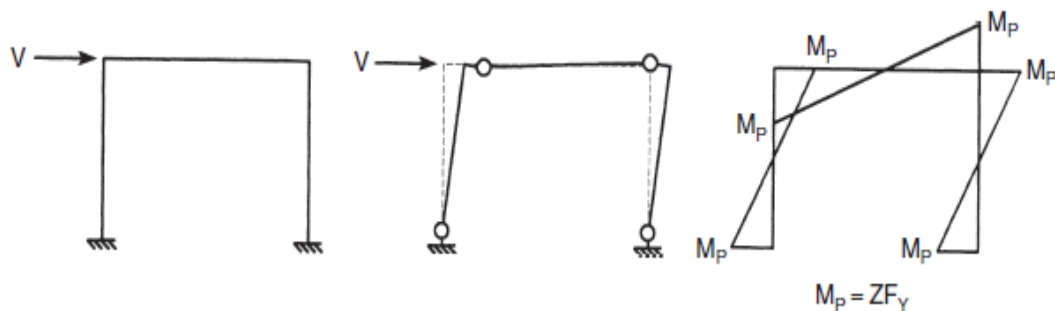


Figura 2.8: Ilustración de la metodología del diseño por capacidad

Fuente: Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011.

Se debe mantener ciertos principios de diseño por capacidad como:

- Ductilidad global: capacidad que posee una estructura para resistir cargas sin llegar a colapsar gracias a los mecanismos plásticos de disipación de energía.
- Ductilidad local: Capacidad que posee un miembro estructural para deformarse sin perder sus propiedades mecánicas, como el caso de las columnas; o que sus

propiedades varíen para mantener la estabilidad en la estructura, como el caso de las vigas.

- c) **Sobrerresistencia:** La sobrerresistencia se genera en las rótulas plásticas con valores de carga más altos de los especificados. Además, se considera variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la real, endurecimiento por deformación y el aumento de resistencia por confinamiento.

Para el diseño de capacidad, la disipación de energía se producirá a través de la formación de rótulas plásticas en las vigas, de modo que, serán diseñadas para que proporcionen ductilidad. Se los conoce como elementos de deformación controlada (DCE) y, por otro lado, el resto de miembros estructurales deberán ser lo suficientemente resistentes para que posea comportamientos elásticos y se los denomina como elementos de fuerza controlada (FCE) como se muestra en la figura 2.9 (Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011).

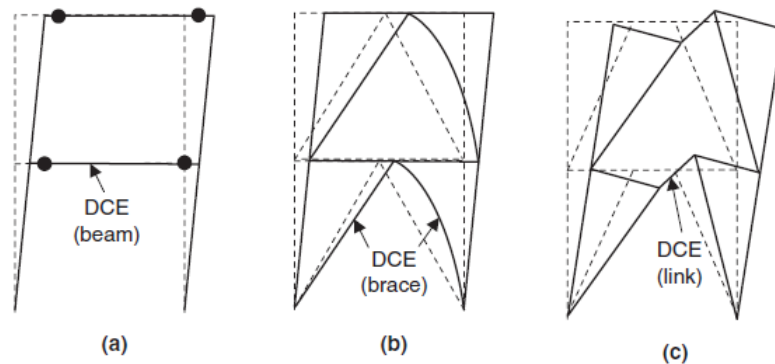


Figura 2.9: Elementos Controlados por deformación: a) Pórtico Especial Resistente a momento; b) Pórtico especial con refuerzo concéntrico; c) Pórtico excéntricamente arriostrado.

Fuente: Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011.

En el momento de diseño, se debe verificar en primer lugar el DCE más crítico, ya que no todos fallarán de manera simultánea, por lo cual, la ductilidad del elemento hará que se aplique más carga lateral a la estructura, de manera que se forme un mecanismo de rendimiento completo y por lo tanto se debe diseñar los elementos tipo FCE para que resistan mayores fuerzas. Para un análisis completo donde se determinará la resistencia final de la estructura, se realizan análisis no lineales, pero al no ser muy práctico, existen métodos alternativos conocidos como enfoque a nivel global y a nivel local (Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011).

En el primer caso, se proporciona un factor de sobretensión del sistema (Ω_o), de manera que amplifica las fuerzas de diseño sísmico y, en el segundo caso, proporciona un valor límite superior al enfoque de nivel global, donde la viga es el DCE y se formarán rótulas plásticas cerca de los extremos, de modo que se obtiene el momento plástico para su posterior dimensionamiento del miembro estructural de acuerdo a la figura 2.10 (Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011).

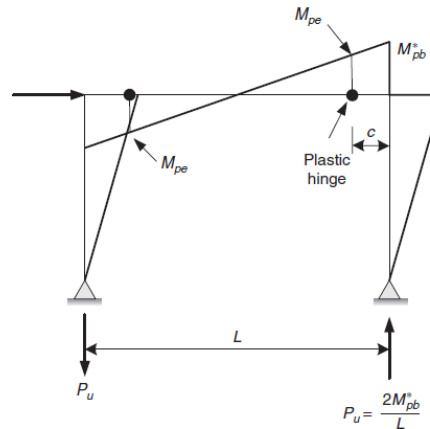


Figura 2.10: Determinación de fuerza FCE.

Fuente: Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011.

El ejemplo más práctico del diseño por capacidad se lo muestra en la figura 2.11, en la cual se tiene un elemento formado por cadenas. Se considera al elemento 4 como la zona plástica, el cual viene a ser un material de menor resistencia en comparación a los demás. Este elemento fue diseñado con el fin de absorber grandes cantidades de energía plástica antes de producirse la falla. Por ello, la principal característica del diseño de capacidad es que la parte del elemento que posee menor resistencia debe ser diseñada de tal manera que al momento de entrar en fluencia, todo el elemento trabaje de la misma manera sin que el resto no presente problemas por las deformaciones plásticas, teniendo en cuenta que la capacidad del resto del elemento exceda la capacidad máxima del elemento 4. Debido a esto, el diseño por capacidad limita la carga que ingresa al sistema estructural de manera que sea capaz de resistir grandes deformaciones y se tenga la ductilidad adecuada (Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011).

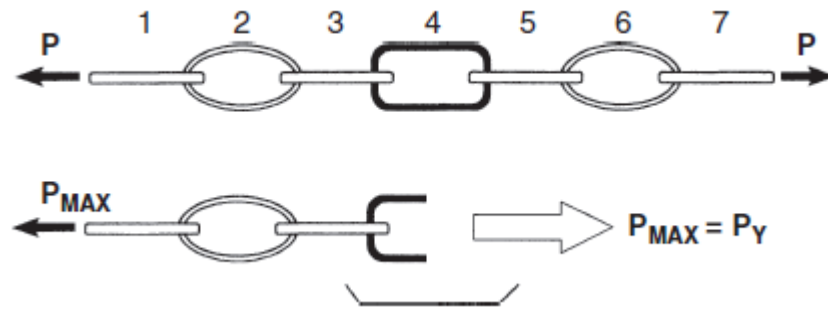


Figura 2.11: Ilustración de un mecanismo plástico.

Fuente: Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011.

Por otro lado, el diseño por capacidad puede ser usado para verificar los efectos que producirán los elementos no estructurales en miembros estructurales. El caso más común es un pórtico que posea elementos rígidos que no se consideraron dentro del diseño sismorresistente tales como la mampostería, como se observa en la figura 2.12 o incluso las escaleras, lo cual podría generar columna corta, por lo tanto, las fuerzas de corte en las columnas se incrementarían de una manera significativa y no permitiría deformaciones elásticas (Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011).

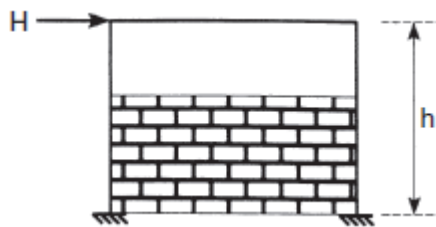


Figura 2.12: Pórtico incluido mampostería.

Fuente: Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011.

Por ello, las rótulas plásticas que se generan en la base de las columnas deben ser reubicadas para producir el mecanismo de colapso plástico donde la acción del marco no se encuentre restringida como se observa en la figura 2.13. Para que se tenga una correcta ductilidad se requiere una fuerza lateral elevada y mayor resistencia a corte de los elementos. Se debe considerar que las columnas de hormigón armado son más propensas a generar fallas que las de acero debido a sus propiedades de ductilidad (Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011).

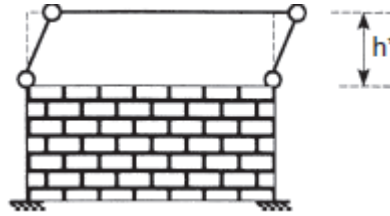


Figura 2.13: Mecanismo plástico formado por efecto de columna corta.

Fuente: Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011.

En el caso de miembros que se soportan cargas a gravedad, el diseño por capacidad indica que, si se tiene una carga distribuida uniforme entre dos rótulas plásticas, a los diagramas de fuerza de corte por gravedad se debe incluir el diagrama de corte correspondiente a los momentos plásticos, como se muestra en la figura 2.14; de esta manera también permite encontrar la carga axial máxima que se podría aplicar a las columnas de una estructura (Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011).

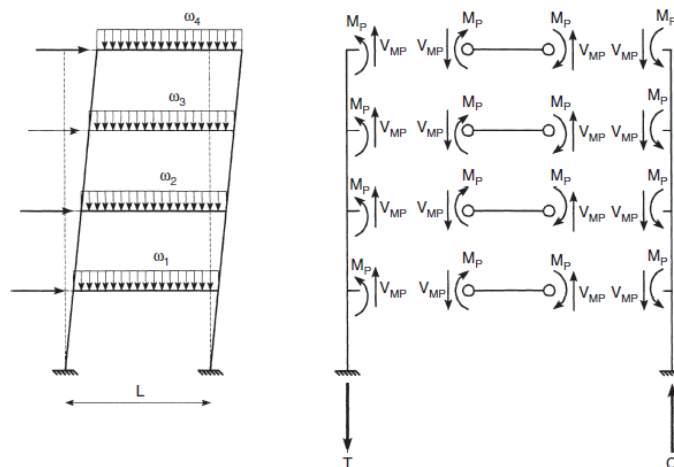


Figura 2.14: Efecto de carga gravitatoria distribuida y diagramas de cuerpo libre.

Fuente: Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011.

Al diseño por capacidad también se lo considera un proceso iterativo, en el cual, se busca dimensionar los miembros estructurales de la edificación, partiendo de un modelo arquitectónico y del diseño por serviciabilidad ya que este nos indica el comportamiento de la estructura al aplicar una carga lateral y su respuesta física. Para esta metodología se proponen características a cada uno de sus elementos estructurales y se debe verificar que cumpla con ciertas pautas para que la estructura se considere segura:

- a) La estructura debe contar con la rigidez y resistencia necesaria para permitir la formación de mecanismos de plásticos.
- b) Se debe garantizar una correcta transmisión de cargas estructura-suelo.
- c) Se debe evitar ciertos comportamientos que no son beneficiosos para la estructura como piso flexible, columna corta y viga fuerte-columna débil.

El diseño por capacidad se realiza según la normativa vigente de cada país, aunque en muchos de ellos aceptan la metodología de códigos estadounidenses y europeos. En caso del presente trabajo de titulación, al tratarse de un análisis estructural, se utiliza la Norma de Diseño Ecuatoriana (NEC), además de códigos estadounidenses como el *American Institute of Steel Construction (AISC)*, *American Society of Civil Engineers (ASCE)*, *Federal Emergency Management Agency (FEMA)*, entre otros.

Los métodos de diseño por capacidad, son en su mayoría, formulaciones empíricas, obtenidas a partir de años de estudio y experimentación, gracias a los datos recopilados en distintos acontecimientos críticos de la ingeniería estructural como, por ejemplo:

- Colapso de las estructuras por fallos en los criterios de diseño.
- Fallos estructurales producidos por eventos naturales como sismos, huracanes, inundaciones, deslizamientos y asentamientos del suelo, etc.
- Diseños erróneos provocados por las consideraciones de los códigos de diseño.

Por estos motivos nace la necesidad de investigar acerca de nuevas teorías y métodos de diseño que brinden mejor resultados ante la necesidad de seguridad ocupacional.

Existen tres fases primordiales del diseño por capacidad, las cuales son el diseño de las columnas, el diseño de las vigas y el diseño de las conexiones. Al tratarse de una estructura de acero, los diseños de las dos primeras mencionadas comparten muchas similitudes, ya que se consideran los mismos perfiles estructurales; en estas debe verificar si el miembro utilizado posee propiedades de esbeltez, tanto el alma como en los patines, para proceder a revisar su capacidad resistente hacia las cargas y momentos solicitados. Mientras que el diseño de las conexiones se realiza para asegurar la falla dúctil a una distancia del nodo, en el presente trabajo de titulación se establece la conexión tipo *Reduced Beam Section (RBS)*.

3. CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

En el presente capítulo se procederá a describir cada una de las metodologías de diseño: diseño por serviciabilidad (diseño basado en fuerzas) y el diseño por capacidad.

3.1. DISEÑO POR SERVICIABILIDAD (DBF)

A continuación, se procede a describir como se obtiene cada uno de los parámetros necesarios para la aplicación del método según lo establecido por la normativa que serán aplicados para el presente trabajo de titulación.

3.1.1. PERIODO DE VIBRACIÓN (T)

El periodo de vibración del sistema no amortiguado, se lo define como el tiempo que requiere la estructura para que complete un ciclo de vibración libre y cuya unidad son segundos (Chopra, 2014).

Para Ecuador, la NEC establece dos métodos con los cuales se puede obtener el periodo de vibración aproximado de la estructura los cuales se mostrarán a continuación.

3.1.1.1. PRIMER MÉTODO

Este método puede ser aplicado únicamente para estructuras de edificación según la ecuación 10.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (\text{Ecuación 10})$$

Donde los coeficientes C_t y α dependen del tipo y sistema estructural de la edificación que vienen dados a continuación, los cuales vienen dados en la tabla 3.1. Donde h_n es la altura total de la estructura considerando desde la base de la estructura en metros.

Tabla 3.1: Coeficientes C_t y α según el tipo de edificación.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramiento	0.072	0.8
Con arriostramiento	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: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)

3.1.1.2. SEGUNDO MÉTODO

En el caso de este método, el periodo se lo puede calcular usando las propiedades estructurales y las características de deformación de cada elemento. Para cumplir con las condiciones previas, se puede calcular mediante la ecuación 11, el cual se aplica en cada dirección principal de la estructura mediante análisis modal, también conocido como método de Rayleigh.

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}} \quad (\text{Ecuación 11})$$

Donde:

f_i : Fuerzas laterales en el piso i.

δ_i : Deflexión elástica del piso i, por las fuerzas laterales f_i .

w_i : Peso asignado al nivel i de la estructura, como fracción de la carga reactiva total W.

g: Aceleración de la gravedad.

Hay que tener presente que el valor obtenido por el segundo método no puede ser mayor en un 30% del valor de T_a calculado por el método uno.

3.1.2. ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO BASADO EN ACELERACIONES

El espectro de diseño debe ser representativo, ya que refleja los movimientos sísmicos pasados generados en el lugar donde se haya establecido cada normativa ya sea país o región. Si en caso no hubiera registro de dichos eventos, en el sitio el espectro debe basarse en los movimientos del terreno registrados en condiciones similares (Chopra, 2014).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción presenta el espectro de diseño de aceleraciones (S_a), ilustrada en la figura 3.1, el cual es un gráfico que representa la relación entre la aceleración del suelo con el periodo natural de la estructura para diferentes tipos de sismos, cada uno de ellos presenta su respectivo factor del lugar a donde será destinado el estudio. En base al gráfico del espectro que se muestra a continuación, se obtendrá la aceleración como fracción de la gravedad con el fin de obtener las fuerzas laterales para el diseño y posteriormente desplazamientos.

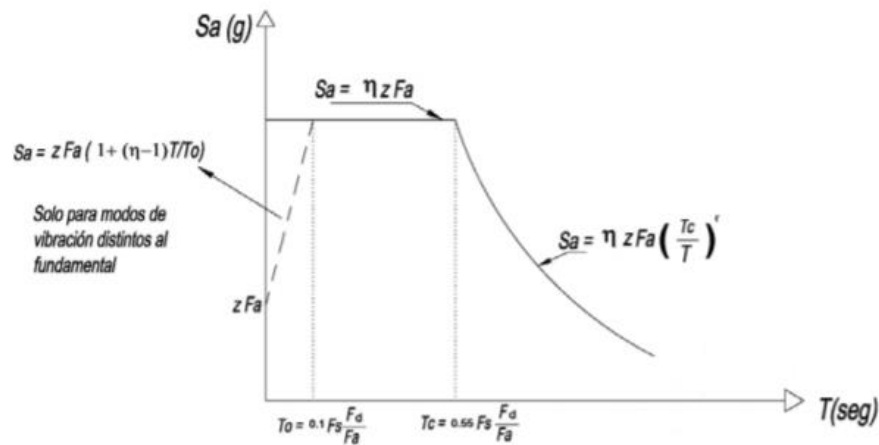


Figura 3.1: Espectro elástico de diseño en aceleraciones.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)

3.1.2.1. ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y FACTORES DE ZONA

El factor Z representa las aceleraciones máximas en roca que se podrían presentar para el sismo de diseño, las cuales vienen dadas como fracción de la aceleración de la gravedad, para ello el Ecuador ha sido dividido en seis zonas sísmicas que se pueden ver en la figura 3.2.

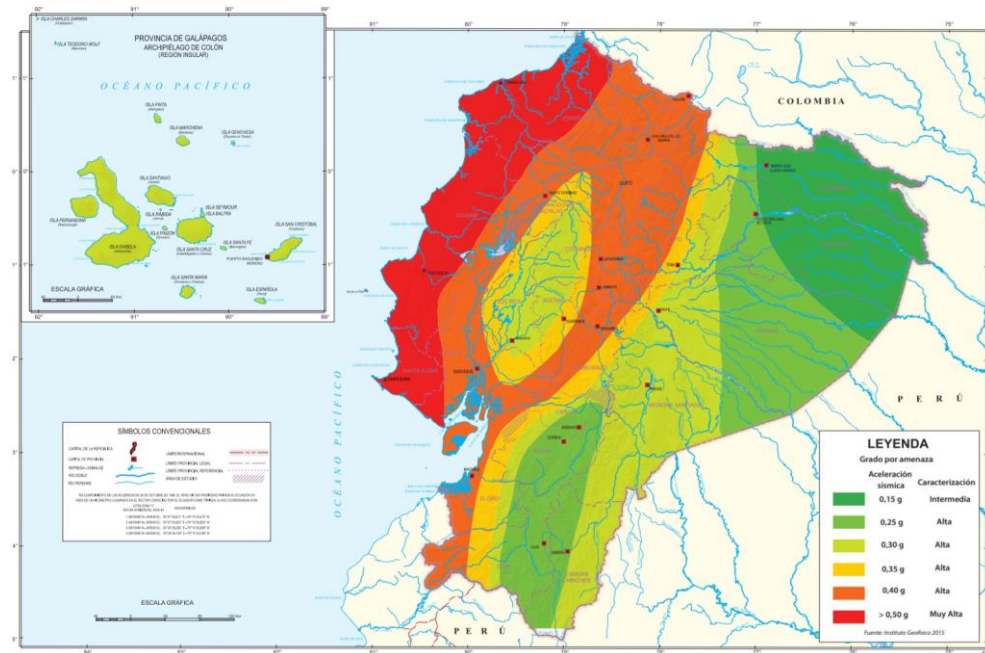


Figura 3.2: Zonas sísmicas del ecuador y valores del factor de zona Z.

Fuente: Instituto Geográfico Militar, 2018.

El mapa de zonificación presentado, viene dado a partir del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 475 años donde se encuentra 6 posibles valores como se observa en la tabla 3.2, que dependen de la ubicación de la estructura y pueden ser clasificados como niveles intermedios, altos y muy altos.

Tabla 3.2: Valores del factor Z.

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: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015)

3.1.2.2. COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO F_a , F_d Y F_s

Para elaborar el espectro de diseño, se relaciona los distintos tipos de suelo y las zonificaciones sísmicas correspondientes dependiendo del lugar de estudio con los coeficientes de amplificación de aceleraciones conocidos como factores de sitio. En el caso de los suelos tipo F, no poseen valores de coeficientes ya que se requieren estudios especiales de suelo para el correcto modelamiento y comportamiento dinámico. Dichos factores se pueden observar en la tabla 3.3, tabla 3.4 y tabla 3.5 (Durán, 2017).

3.1.2.2.1. F_a : COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DE SUELO EN LA ZONA DE PERÍODO CORTO

Tabla 3.3: Valores del factor F_a .

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,40	1,25	1,10	1,00	0,85
F	-	-	-	-	-	-

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

3.1.2.2.2. F_d : AMPLIFICACIÓN DE LAS ORDENADAS DEL ESPECTRO ELÁSTICO DE RESPUESTA DE DESPLAZAMIENTOS PARA DISEÑO EN ROCA

Tabla 3.4: Valores del factor F_d .

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50
F	-	-	-	-	-	-

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

3.1.2.2.3. F_s : COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS SUELOS

Tabla 3.5: Valores del factor F_s

Tipo de perfil del suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
F	-	-	-	-	-	-

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

3.1.2.3. FACTOR η Y r

3.1.2.3.1. FACTOR η

Este factor está en función del lugar donde se ubica la estructura y es aquel que representa la relación que existe entre la aceleración espectral y el PGA para un periodo de retorno seleccionado. Los valores se presentan en la tabla 3.6.

Tabla 3.6: Valores del factor η .

η	Región
1,8	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
2,48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2,6	Provincias del Oriente

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

3.1.2.3.2. FACTOR r

Los valores del factor r , son aquellos que dependen de la ubicación del proyecto de acuerdo al tipo de suelo y son:

- $r=1$ Para todos los suelos con excepción del tipo E.
- $r=1.5$ Únicamente para suelos tipo E.

3.1.2.4. OBTENCIÓN DE LOS PERIODOS LÍMITES DE VIBRACIÓN PARA EL ESPECTRO

Los periodos límites de vibración son aquellos valores que establecen límites dentro del espectro, los cuales se obtienen a partir de las ecuaciones que se presentan a continuación. Cabe recalcar que, para suelos de tipo D y E el valor de T_L será de 4 segundos.

Como se observa en la figura 3.1, existen puntos de cambio dentro de la ordenada, la cual representa el periodo de vibración en la unidad de segundos. Dichos puntos límites se encuentran formulados por la ecuación 12, ecuación 13 y ecuación 14.

$$T_o = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ecuación 12})$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ecuación 13})$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad (\text{Ecuación 14})$$

3.1.2.5. CONFORMACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA ELÁSTICO DE ACELERACIONES

Para definir las aceleraciones espectrales elásticas de diseño que corresponden al sismo de diseño se utilizará el espectro elástico de diseño S_a , el cual estará expresado como una fracción de la aceleración de la gravedad con un coeficiente de amortiguamiento (ξ) del 5% mediante la ecuación 15 y ecuación 16.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ecuación 15})$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{Para } T > T_c \quad (\text{Ecuación 16})$$

En el caso que se requiera un análisis dinámico y se evalúen modos diferentes al modo fundamental, se calculará por medio de la ecuación 17.

$$S_a = Z F_a \left[1 + (\eta) \frac{T}{T_o}\right] \quad \text{Para } T \leq T_o \quad (\text{Ecuación 17})$$

3.1.3. CORTANTE BASAL DE DISEÑO

Al cortante basal (V) se lo define como la fuerza total por carga lateral que será aplicada en la base de la estructura por la acción de un sismo de diseño. Su obtención dependerá de varios factores establecidos dentro de la norma, por ello, la NEC establece la ecuación 18.

$$V = \frac{S_a(T_a) I}{R \emptyset_p \emptyset_E} W \quad (\text{Ecuación 18})$$

Donde:

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleraciones.

$\emptyset_p \emptyset_E$: Coeficientes de configuración de planta y elevación.

I: Factor de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

W: Carga sísmica reactiva.

T_a : Período de vibración.

3.1.3.1. FACTOR DE IMPORTANCIA

Este factor tiene como propósito incrementar la demanda sísmica de diseño en las estructuras de acuerdo a la ocupación destinada. Los valores vienen dados en la tabla 3.7.

Tabla 3.7: Factores de importancia de acuerdo al tipo de uso de la estructura.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Especificaciones 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

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

3.1.3.2. CARGA SÍSMICA REACTIVA

Es la representación de la carga sísmica reactiva a aplicarse, la cual comprende en su totalidad la carga muerta de la edificación considerando cualquier tipo de sobrecarga. Se

debe considerar que, para el caso de bodegas la carga tomará un 25% de la carga viva de cada piso como se muestra en la ecuación 19:

$$W = D + 0.25 L_i \quad (\text{Ecuación 19})$$

Donde

D: carga muerta

L_i : carga viva respectiva de cada piso i.

3.1.3.3. COEFICIENTES DE REGULARIDAD DE PLANTA Y ELEVACIÓN

Los coeficientes tienen como finalidad dar mayor resistencia a la estructura ante la presencia de cualquier tipo de irregularidades, aumentando el cortante basal. Pero no provocarán un desempeño insatisfactorio al momento de darse un sismo debido a su configuración irregular (Durán, 2017).

3.1.3.3.1. COEFICIENTE DE REGULARIDAD EN PLANTA

Este coeficiente (ϕ_p) se estima a partir de los análisis de las características de la regularidad e irregularidad en plantas de la edificación mediante la ecuación 20:

$$\phi_p = \phi_{PA} \cdot \phi_{PB} \quad (\text{Ecuación 20})$$

Donde:

ϕ_{PA} : Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3.

ϕ_{PB} : Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4.

ϕ_{Pi} : Coeficiente de configuración en planta que se muestra en la figura 3.3.

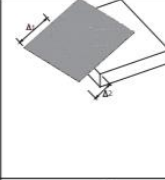
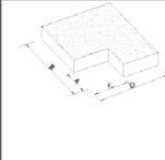
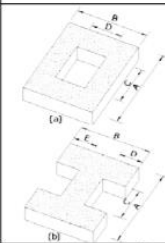
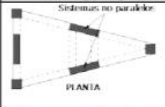
Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{tr}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.	
Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{tr}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en 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.	
Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{tr}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$ 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 del 50% entre niveles consecutivos.	
Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{tr}=0.9$ La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	
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.	

Figura 3.3: Coeficientes de irregularidad en planta.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

3.1.3.3.2. COEFICIENTE DE REGULARIDAD EN ELEVACIÓN

Al igual que el coeficiente anterior, el coeficiente ϕ_E se estima a partir de los análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, se expresa mediante la ecuación 21.

$$\phi_E = \phi_{EA} \cdot \phi_{EB} \quad (\text{Ecuación 21})$$

Donde:

ϕ_{EA} : Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por irregularidad tipo 1.

ϕ_{EB} : Mínimo valor ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado para irregularidad tipo 2 y/o 3.

ϕ_{Ei} : Coeficiente de configuración en elevación que se presenta en la figura 3.4.

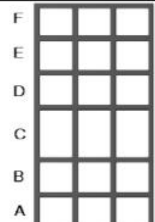
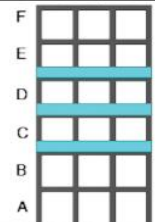
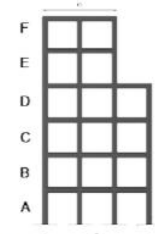
Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{fi}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o $Rigidez < 0.80 \frac{(K_o + K_f + K_p)}{3}$ La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	
Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{fi}=0.9$ $m_o > 1.50 m_i$ ó $m_o > 1.50 m_c$ 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.	
Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{fi}=0.9$ $a > 1.3 b$ 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.	
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.	

Figura 3.4: Coeficientes de irregularidad en elevación.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

3.1.4. DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE FUERZAS SÍSMICAS LATERALES

La distribución de las fuerzas laterales se las realiza de manera semejante a una distribución lineal a cada entrepiso, como se ilustra en la figura 3.5, de manera que se asemeja al modo fundamental de vibración, pero depende del periodo fundamental de vibración; es aplicada al centro de masa con un desplazamiento del 5% con respecto de la máxima dimensión del edificio con el fin de que no presente efectos de torsión accidental (Durán, 2017).

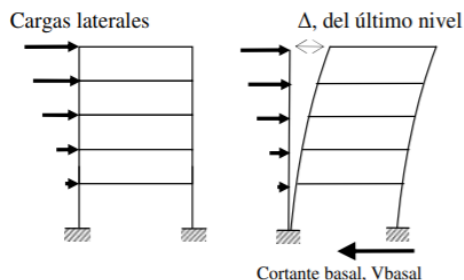


Figura 3.5: Distribución de fuerzas sísmicas laterales y desplazamiento.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

Para la distribución de fuerzas se lo realiza mediante la ecuación 22:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (\text{Ecuación 22})$$

Donde:

F_x : Fuerza sísmica lateral aplicada en el piso x de la estructura.

w_x : Peso asignado al piso o nivel x de la estructura.

h_x : Altura del piso x de la estructura.

k: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura determinado según la tabla 3.8.

n: Número de piso de la estructura.

V: Cortante total en la base de la estructura.

Tabla 3.8: Factor K para la distribución de fuerzas laterales por piso.

Valores de T (s)	k
$\leq 0,5$	1
$0,5 < T \leq 2,5$	$0,75 + 0,5 T$
$> 2,5$	2

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

3.1.5. VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS Y EFECTOS P-Δ

3.1.5.1. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN Y ÍNDICE DE ESTABILIDAD Q_i

Se los conoce comúnmente como efectos P-Δ y corresponde a efectos de segundo orden para las dos direcciones principales de la estructura de manera que producen incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y se deben considerar para la correcta evaluación de la estabilidad global de la estructura. Por ello, a continuación se muestra como se procede el cálculo de Q_i por medio de la ecuación 23:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (\text{Ecuación 23})$$

Donde:

Q_i : Índice de estabilidad del piso i.

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i , y de todos los pisos localizados sobre el piso i .

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i : Cortante sísmico del piso i .

h_i : Altura del piso i .

Se debe tener en cuenta que Q_i debe ser menor o igual a 0.30 ya que si se supera este valor la estructura es potencialmente inestable por lo que, debería rigidizarse y si se encuentran dentro del rango $0.1 < Q_i < 0.30$ se considerarán los efectos $P-\Delta$ mediante el factor que se presenta a continuación.

3.1.5.2. FACTOR DE MAYORACIÓN $f_{P-\Delta}$

Este factor cumple con la función de amplificar las derivas, fuerzas internas y momentos cuando se aplican las cargas laterales, pero se debe tener en cuenta que si $Q_i < 0.1$ no se debe considerar los efectos. El factor de mayoración se lo representa mediante la ecuación 24.

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i} \quad (\text{Ecuación 24})$$

Donde:

$f_{P-\Delta}$: Factor de mayoración.

Q_i : Índice de estabilidad del piso i .

3.1.5.3. CONTROL DE DERIVA DE PISO

Para tener un correcto control de las derivas, se deberá realizarlo mediante el cálculo de las derivas inelásticas máximas por piso, donde se verifique que presenta deformaciones inelásticas controlables. Las derivas se relacionan con desplazamientos producto de la aplicación de las fuerzas laterales y si se tiene un correcto control de estas se podrá reducir el daño en componentes no estructurales.

Dentro del cálculo de las derivas máximas inelásticas por piso, la NEC presenta valores máximos que no deben sobrepasar el límite permisible según la clasificación de la estructura como se muestra en la tabla 3.9.

Tabla 3.9: Valores máximos permitidos de deriva según el tipo de estructura.

Estructuras de:	ΔM máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

La deriva elástica se la define como la diferencia entre los desplazamientos de pisos inmediatos mientras que una deriva relativa es la relación entre dicha diferencia para la altura del entrepiso analizado (Durán, 2017). La deriva elástica se la define por medio de la ecuación 25.

$$\Delta e_i = \delta_i - \delta_{i-1} \quad (\text{Ecuación 25})$$

Donde:

δ_i : Desplazamiento máximo del nivel i.

δ_{i-1} : Desplazamiento máximo del nivel i-1.

Como se mencionó al inicio, el control de las derivas se las realiza mediante el valor de la deriva máxima inelástica de cada piso por lo cual se debe calcular por medio de la ecuación 26:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E \quad (\text{Ecuación 26})$$

Donde:

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

R : Factor de reducción de resistencia sísmica.

Δ_E : Deriva máxima elástica.

3.2. METODOLOGÍA DEL DISEÑO POR RESISTENCIA

El diseño por resistencia, al ser una metodología en la cual el diseñador controla de alguna manera las fuerzas que ingresan a la estructura, busca que los miembros estructurales tengan la suficiente capacidad de soportar cargas, de manera que se produzca un mecanismo de falla en las vigas denominado rótula plástica, sin que las columnas se vean afectadas, también conocido como el principio columna fuerte-viga débil. Por ello, para

el presente trabajo de titulación se ha seguido la metodología de diseño para cada elemento estructural presentada a continuación (Carrillo, 2007).

3.2.1. REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS FRENTE A LAS SOLICITACIONES DE CARGA

Los criterios de diseño han sido obtenidos de acuerdo a los establecido por la norma AISC 360-16 como se detalla a continuación.

3.2.1.1. DISEÑO A CORTANTE Y FLEXIÓN DE VIGAS Y COLUMNAS

Para la comprobación de la resistencia de los perfiles seleccionados, se utilizaron las catorce combinaciones de carga establecidas por la norma NEC-2015 en su sección NEC-SE-CG.

3.2.1.1.1. DISEÑO A CORTANTE

Para la comprobación a corte, el AISC 360-16 establece la ecuación 27.

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_v \quad (\text{Ecuación 27})$$

Donde:

F_y : tensión de fluencia mínima.

A_w : Área del alma, el producto de la profundidad d por el espesor del alma t_w .

C_v : Coeficiente de corte.

3.2.1.1.2. DISEÑO A FLEXIÓN

Se define a L_b como la longitud libre entre soportes laterales como se muestra en la figura 3.6 y se calcula su valor máximo mediante la ecuación 28 (American Institute of Steel Construction (AISC 360-16), 2016).

$$L_b = 0.095 \cdot \frac{r_y \cdot E}{R_y \cdot F_y} \quad (\text{Ecuación 28})$$

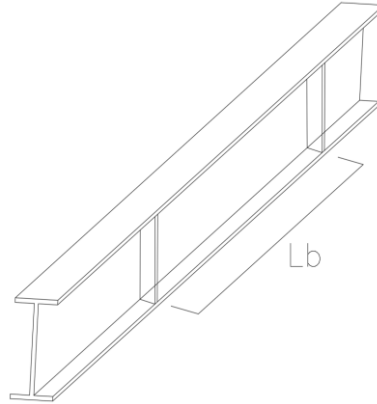


Figura 3.6: Representación de la longitud L_b .

Fuente: Autores

La longitud plástica calcula mediante la ecuación 29:

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Ecuación 29})$$

Donde:

r_y : radio de curvatura (mm)

Se calcula la longitud límite sin arriostramiento lateral (L_r) mediante la ecuación 30 y ecuación 31.

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_c}{S_x \cdot h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x \cdot h_o}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_y}{E}\right)^2}} \quad (\text{Ecuación 30})$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_x}}{S_x} \quad (\text{Ecuación 31})$$

Se utiliza una constante torsional $c=1$ para perfiles I.

Una vez definidos los valores de L_p , L_b y L_r , se procede a obtener los momentos nominales y momentos plásticos de las secciones.

Para la obtención del momento plástico se deben analizar tres posibles condiciones en dependencia de las distancias analizadas anteriormente, se realiza mediante la ecuación

32, 33, 34, 35 y 36, según corresponda el caso.

a) Cuando $L_b \leq L_p$

$$M_p = F_y \cdot Z_x \quad (\text{Ecuación 32})$$

Donde:

F_y : tensión de fluencia mínima (MPa)

Z_x : módulo de sección plástico (mm³)

b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$, el momento nominal se obtiene por la siguiente expresión:

$$M_n = C_b [M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_y \cdot S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)] \leq M_p \quad (\text{Ecuación 33})$$

c) Cuando $L_b < L_r$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad (\text{Ecuación 34})$$

Donde:

$$C_b = \frac{12.5 \cdot M_{\max}}{2.5 \cdot M_{\max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \quad (\text{Ecuación 35})$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_b}{r_{st}} \right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_o} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{st}} \right)^2} \quad (\text{Ecuación 36})$$

$M_{\max}$: momento máximo en el segmento no arriostrado.

M_A, M_b, M_c : momento máximo en el primer cuarto, en la mitad y en el tercer cuarto del segmento no arriostrado.

E : módulo de elasticidad del acero

J : constante torsional.

S : módulo de sección elástico.

3.2.1.2. DISEÑO AXIAL DE COLUMNAS

La resistencia de compresión nominal P_n se determina por la ecuación 37.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (\text{Ecuación 37})$$

Donde:

P_n : resistencia de compresión nominal.

F_{cr} : tensión de pandeo por flexión.

A_g : área bruta de la sección transversal

Existen dos casos para para la determinación de F_{cr} como se muestra en la ecuación 38 y ecuación 39.

$$\text{a) Cuando } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$$

$$F_{cr} = (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) \cdot F_y \quad (\text{Ecuación 38})$$

$$\text{b) Cuando } \frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ ó } \frac{F_y}{F_e} > 2.25$$

$$F_{cr} = 0.877 \cdot F_e \quad (\text{Ecuación 39})$$

Donde:

F_e : tensión de pandeo elástico y se determina por la ecuación 40.

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{(\frac{L_c}{r})^2} \quad (\text{Ecuación 40})$$

La longitud efectiva se la define como la distancia entre los puntos de momento nulo en la columna también se podría decir que es la distancia entre los puntos de inflexión, como se muestra en la ecuación 41 (McCorman & Csernak, 2012).

$$L_c = K \cdot L \quad (\text{Ecuación 41})$$

Donde:

K : factor de longitud efectiva (figura 3.7).

L : longitud no arriostrada lateralmente del miembro (mm).

r : radio de giro (mm).

Es recomendable que, para miembros diseñados únicamente a compresión, el valor de la esbeltez global no supere a 200.

TABLE C-A-7.1 Approximate Values of Effective Length Factor, K						
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Buckled shape of column is shown by dashed line						
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
End condition code	 Rotation fixed and translation fixed Rotation free and translation fixed Rotation fixed and translation free Rotation free and translation free					

Figura 3.7: Valores del factor K

Fuente: McCorman & Csernak, 2012.

3.2.1.3. COMPROBACIÓN DE LA INTERACCIÓN ENTRE EFECTOS DE COMPRESIÓN Y DE FLEXIÓN

Se debe tomar en cuenta que, según la mecánica de los materiales, todo elemento tiene par de ejes mutuamente perpendiculares, es decir los ejes principales donde el producto de la inercia será nulo, por lo que, si se presenta flexión en cualquier otro eje, se tendrá flexión asimétrica o también, si las cargas se aplican en modo simultáneo en dos o más direcciones, generan el mismo fenómeno (McCorman & Csernak, 2012).

Por lo tanto, para la revisión con respecto a los dos ejes sea adecuado, se lo realizará según lo establecido por el AISC mostrado a continuación en la ecuación 42 y ecuación 43.

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{pc}}{M_p} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 42})$$

Cuando $\frac{P_r}{P_c} \leq 0.2$:

$$\frac{P_r}{2 \cdot P_c} + \frac{M_{pc}}{M_p} \leq 1 \quad (\text{Ecuación 43})$$

Donde:

P_r : resistencia axial requerida.

P_c : resistencia axial disponible.

M_{pc} : resistencia a flexión de diseño requerido con respecto al eje x, y.

M_p : resistencia a flexión de diseño con respecto al eje x, y.

En caso de que el valor de interacción de la columna sobrepase la unidad, se deberá rediseñar la misma ya que sobrepasa lo requerido para que trabaje de manera adecuada ante un efecto de flexo-compresión.

3.2.2. DISEÑO DE CONEXIONES

Esta sección se ha realizado bajo los criterios de diseño sísmico establecidos por la norma AISC 341-16 y AISC 358-18.

3.2.2.1. COMPROBACION DEL CRITERIO DE COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL

Para la comprobación se ha empleado una conexión precalificada denominada “*Reduced Beam Section (RBS)*” con su traducción al español “viga con sección reducida”. Para ello se debe conocer los datos de las dimensiones geométricas que se presentan en la figura 3.8 (AISC 341-16, 2016).

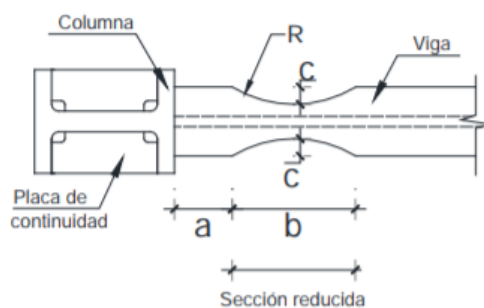


Figura 3.8: Sección reducida de una viga.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-AC).

Según lo establecido por AISC 358-18 en su sección 5.8, se debe cumplir con los siguientes lineamientos presentados en la ecuación 44, ecuación 45 y ecuación 46.

$$0.5 \cdot b_f \leq a \leq 0.75 \cdot b_f \quad (\text{Ecuación 44})$$

$$0.65 \cdot d \leq b \leq 0.85 \cdot d \quad (\text{Ecuación 45})$$

$$0.1 \cdot b_f \leq c \leq 0.25 \cdot b_f \quad (\text{Ecuación 46})$$

Cabe indicar que, dentro de las especificaciones del modelo tomado para el presente trabajo, FEMA presenta los valores a tomar para la sección reducida de la viga. Para el valor de $a = 0.625 \cdot b_f$; para $b = 0.75 \cdot d$; y para $c = 0.25 \cdot b_f$.

Para el caso de la sección reducida se genera un momento máximo probable como se muestra en la figura 3.9.

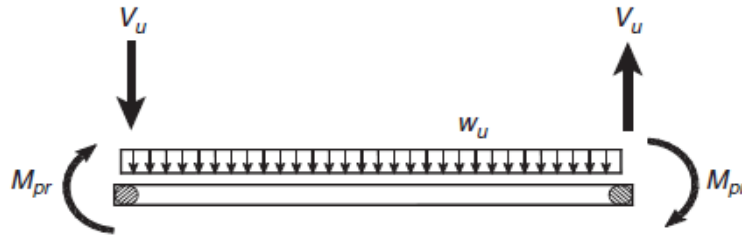


Figura 3.9: Luz de la sección reducida.

Fuente: Bruneau, Chia-Ming, & Sabelli, 2011.

Dentro del diseño por capacidad, al realizar el control de las fuerzas que se generan en la estructura y teniendo en cuenta el lugar donde se producirá la falla controlada, todo el elemento se comportará de la misma manera que la sección reducida, es decir, al entrar en fluencia la sección reducida, también lo hace la parte no reducida en las mismas condiciones. Por ello el cálculo del momento probable será realizado de acuerdo al AISC mediante la ecuación 47.

$$M_{pr} = C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_{RBS} \quad (\text{Ecuación 47})$$

Donde:

C_{pr} : Coeficiente que abarca la fuerza máxima de conexión, deformaciones, restricciones, etc. Se calcula mediante la ecuación 48.

Para vigas RBS:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2 \cdot F_y} \leq 1.2 \quad (\text{Ecuación 48})$$

R_y : Factor de esfuerzo de fluencia probable, de acuerdo al tipo de acero empleado:

- ASTM A36=1.3
- ASTM A572 Gr. 50=1.1
- ASTM A588 Gr.50=1.15

F_y : tensión de fluencia mínima

Z_{RBS} : Módulo plástico en el centro de la sección reducida. Se calcula mediante la ecuación 49.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2 \cdot c \cdot t_f \cdot (d - t_f) \quad (\text{Ecuación 49})$$

Luego, se procede a la obtención del cortante de diseño de acuerdo a los parámetros establecidos en el AISC 341-16, donde el cortante último viene dado por la suma del cortante sísmico y el cortante producido por la carga gravitatoria como se muestra en la ecuación 50, ecuación 51 y ecuación 52.

a) Cortante sísmico:

$$V_{sismo} = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L'} \quad (\text{Ecuación 50})$$

b) Cortante gravitatorio:

$$V_{gravedad} = \frac{(1.2 \cdot CM + 0.5 \cdot CV) \cdot L'}{2} \quad (\text{Ecuación 51})$$

c) Cortante de en el centro de la sección reducida:

$$V_u = V_{gravedad} + V_{sismo} \quad (\text{Ecuación 52})$$

Una vez obtenido el momento probable y el cortante en la zona reducida, el momento resultante en el eje de la columna producido por la viga está definido por medio de la ecuación 53.

$$M_b = M_{pr} + V_u \cdot (S_h + 0.5 \cdot d_c) \quad (\text{Ecuación 53})$$

Teniendo en cuenta que la distancia d_c es la longitud entre la cara de la columna hasta el eje principal de la misma.

Debido al momento producido en el eje de la columna (M_b), se genera un cortante (V_c) que llega a la columna, la cual se ilustra en la figura 3.10, el cual se obtiene a través de la ecuación 54 (FEMA P-751, 2012).

$$V_c = \frac{\sum M_b}{\sum H/2} \quad (\text{Ecuación 54})$$

Donde:

H1: la mitad de la altura de la columna superior

H2: la mitad de la altura de la columna inferior

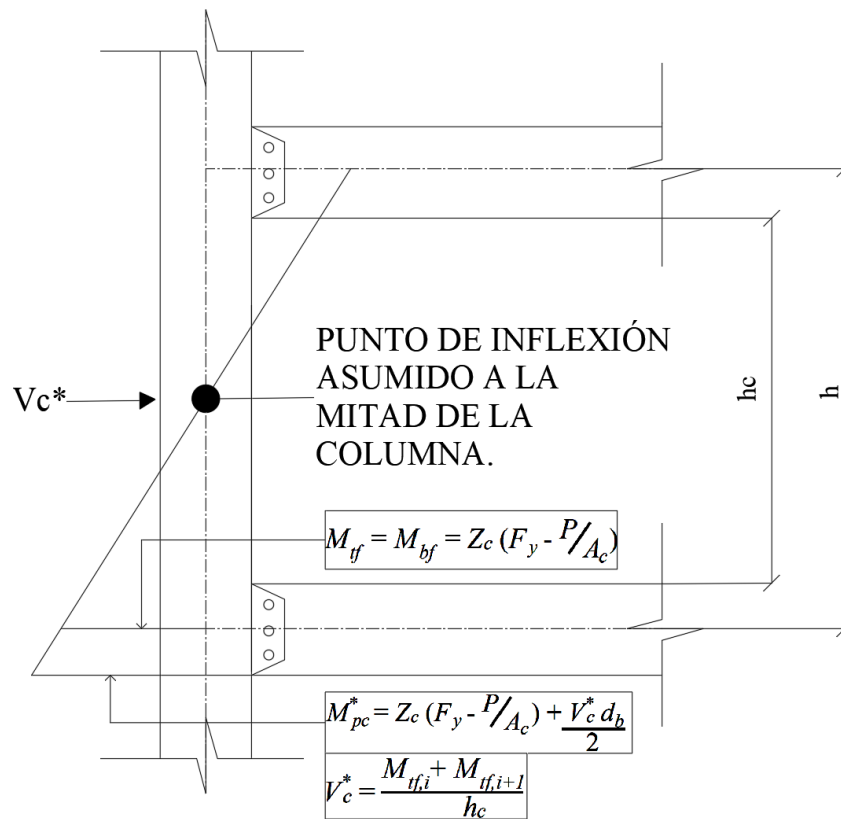


Figura 3.10: Ilustración del cortante V_c .

Fuente: FEMA P-751, 2012.

Una vez calculados los parámetros mencionados anteriormente, se procede a la obtención del criterio columna fuerte-viga débil, en el cual, el diseñador busca que se dé una falla dúctil conocida en las vigas sin que las columnas sufran ningún daño al pasar del rango elástico al plástico. Por ello, el AISC 341-16 establece de manera obligatoria el cumplimiento de la ecuación 55.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \geq 1 \quad (\text{Ecuación 55})$$

Donde:

M_{pc} : Momento nominal de las columnas que llega al nodo (ecuación 56).

$$M_{pc} = \sum \left[Z_c \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) + 0.25 \cdot V_c \cdot d_c \right] \quad (\text{Ecuación 56})$$

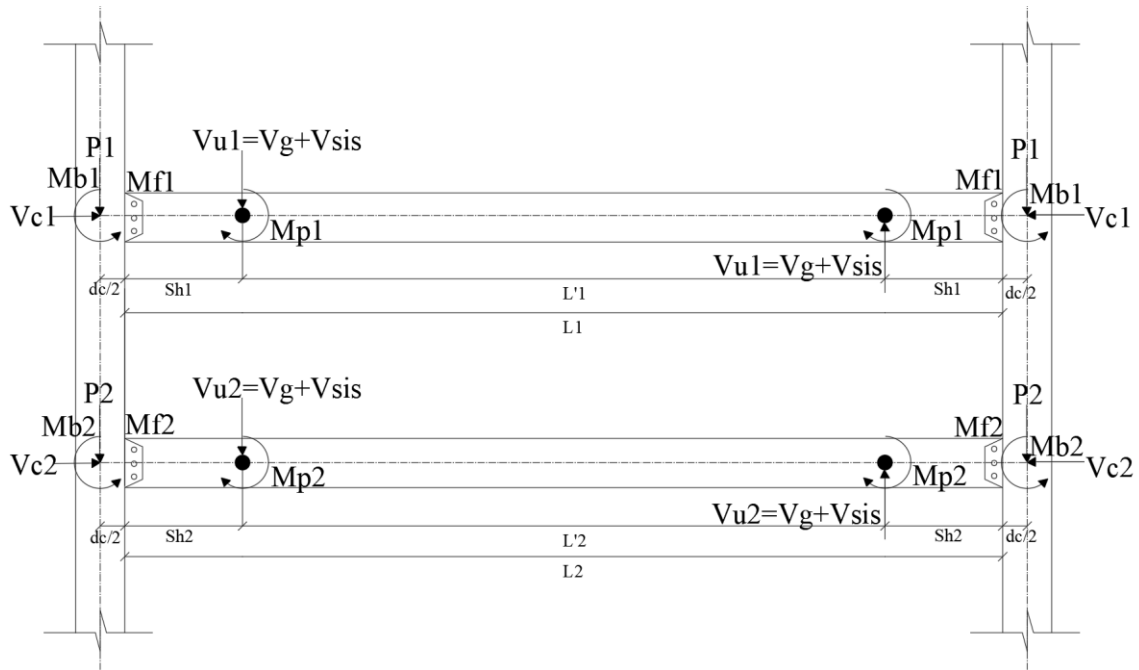
M_{pb} : Momentos plástico nominal de las vigas que llega al nodo (ecuación 57).

$$M_{pb} = \sum (C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_{RBS} + M_{uv}) \quad (\text{Ecuación 57})$$

P_{uc} : carga axial requerida usando las combinaciones de carga incluida la carga sísmica amplificada (ecuación 58).

$$P_{uc} = (1.2 + 0.2S_{Ds})D + L + \Omega \cdot S_E \quad (\text{Ecuación 58})$$

Figura 3.11: Representación de cargas y momentos para el criterio de columna fuerte-viga débil.



Fuente: Autores.

En la figura 3.11 se muestra una representación de las cargas y momentos al aplicar una carga lateral.

3.2.2.2. REVISIÓN DE PLACA DE CORTE

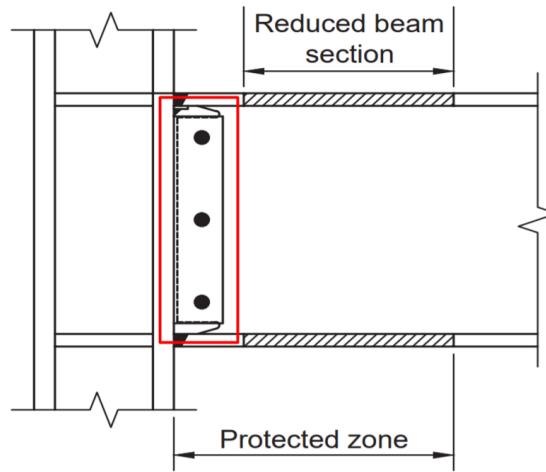


Figura 3.12: Representación de la placa de corte.

Fuente: AISC 358-16, 2016.

La placa de corte sirve como anclaje entre el alma de la viga y la columna, como se observa en la figura 3.12 (American Institute for Steel Construction AISC 358-16, 2016). Para su diseño, primeramente, se considera el momento que se producirá en la cara de la columna como se muestra en la figura 3.11, el cual debe ser calculado con la ecuación 59.

$$M_f = M_{pr} + V_u \cdot S_h \quad (\text{Ecuación 59})$$

Donde:

V_u : es el cortante último producido en la sección reducida de la viga

S_h : Es la distancia entre la rótula plástica y la cara de la columna.

Según el AISC 358, las conexiones precalificadas de pórticos resistentes a momentos se debe diseñar la conexión considerando el cortante (F_{fu}), para de esta manera verificar si la placa de corte elegida para la conexión viga-columna soporta el efecto de dicha carga.

Para la obtención de la resistencia de la placa de corte se debe utilizar la ecuación 60.

$$\Phi R_n = \Phi \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_p \quad (\text{Ecuación 60})$$

Donde:

F_y : esfuerzo de fluencia de la placa de corte

A_p : área de la placa que resiste el corte

Dicho valor se compara con las cargas producidas en la cara de la columna, se obtienen a través de la ecuación 61.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \quad (\text{Ecuación 61})$$

La placa de corte se extenderá a lo largo de las ranuras de acceso a la soldadura. El espesor de la placa no debe ser superior al espesor del patín de la viga más 25 mm y un mínimo de 10 mm, si el ingeniero estructural lo requiere puede utilizar pernos para conectar la placa con el alma de la viga.

3.2.2.3. REVISIÓN DE LA PLACA DE CONTINUIDAD

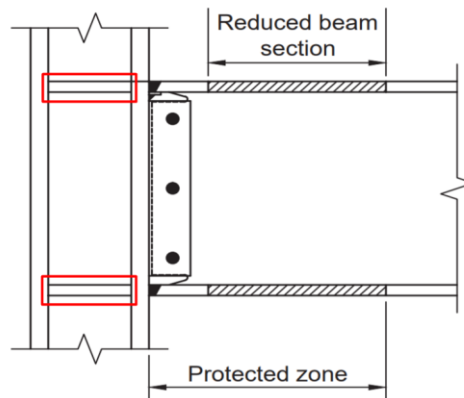


Figura 3.13: Representación de la placa de continuidad.

Fuente: AISC 358-16, 2016.

Las placas de continuidad (figura 3.13) deben incorporarse entre los patines de la columna cuando no se cumpla con el espesor mínimo requerido por las alas de la columna para soportar la carga proveniente de la viga. Las formulaciones planteadas por la NEC Estructuras de Acero son presentadas mediante la ecuación 62 y ecuación 63.

$$t_{cf} \geq 0.4 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{bf} \cdot t_{bf}} \quad (\text{Ecuación 62})$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (\text{Ecuación 63})$$

Donde:

t_{cf} : espesor del patín de la columna.

b_{bf} : base del patín de la viga.

t_{bf} : altura del patín de la viga.

Si no se cumplen simultáneamente las ecuaciones anteriores, se debe incrementar las dimensiones de la columna o incluir placas de continuidad.

Cuando se requiera placas de continuidad, estas deberán cumplir las especificaciones propuestas por el AISC 358-18:

- Cuando en la conexión exista una sola viga, el espesor de la plancha debe ser como mínimo la mitad del espesor de las alas de la viga.
- Cuando en la conexión existan dos vigas, el espesor de la plancha debe ser al menos igual al espesor del ala más delgada de las vigas que se conectan a la columna.

3.2.2.4. REVISIÓN DE LA ZONA DE PANEL DE CORTE

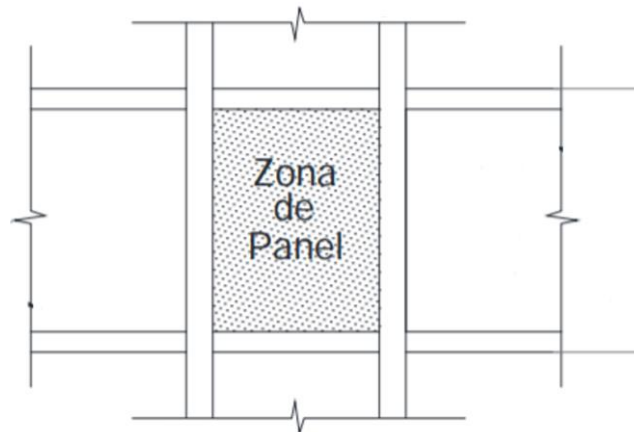


Figura 3.14: Representación de la zona de panel.

Fuente: NEC-SE-AC, 2015.

La zona de panel (figura 3.14) ayuda a que la columna se comporte de manera elástica, ya que se espera una deformación inelástica por medio del rendimiento de flexión de las vigas. Este elemento soporta las cargas generadas por las vigas en la cara de la columna y es reducida por el cortante V_c . Según los criterios propuestos por el AISC 341, primeramente, se debe revisar si la resistencia de corte de la columna (ecuación 27) es capaz de soportar la sollicitación de las cargas generadas por las vigas, la cual se obtiene mediante la ecuación 64.

$$R_u = \frac{\sum M_f}{d_b - t_{bf}} - V_c \quad (\text{Ecuación 64})$$

De presentarse el caso de que la columna no resista dicha solicitación, se procede a la inclusión de paneles, cuyos espesores no deben ser inferiores a la ecuación 65.

$$t_{pz} \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (\text{Ecuación 65})$$

Donde:

t_{pz} : espesor del panel.

d_z : $d - 2t_f$ de la viga más profunda de la conexión.

w_z : espesor de la zona panel entre las alas de la columna.

Las recomendaciones para los paneles se encuentran en el AISC 341 en la sección E3.6e.

3.3. APLICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE DISEÑO EN LA EDIFICACIÓN MODELO

Se parte del modelo geométrico de acero, tomado de “*Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors*”, el cual está conformado con pórticos especiales resistentes a momento, donde el sistema de columnas del centro es a gravedad, mientras que las columnas exteriores serán las que resistirán los posibles sismos (NEHRP, 2010).

Las dimensiones del modelo original vienen dadas en pies, las cuales son 140ft x 100ft que en el sistema métrico usado en nuestro país sería equivalente a 42.67m x 30.48m, en la figura 3.15 se presenta el modelo utilizado para el diseño.

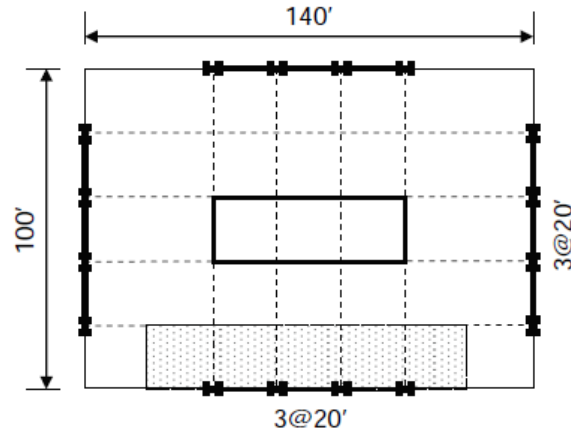


Figura 3.15: Configuración de planta de pórticos tipo SMF.

Fuente: NEHRP, 2010.

Para la altura de piso, la primera planta posee una altura de 15 ft equivalente a 4.57 m y para el resto de pisos, una altura de 13 ft que equivale a 3.96 m, dando como resultado para los 8 pisos que conforman la edificación, una altura total de 106 ft que equivale a 32.31 m.

En cuanto a las cargas utilizadas para el modelamiento, se tomó de acuerdo a lo especificado en el modelo, las cuales fueron las siguientes: la carga muerta es 90 psf equivalente a 0.439 Tn/m^2 para cada piso, donde se considera una losa de espesor igual a 20 cm; la carga viva es 50 psf equivalente a 0.244 Tn/m^2 para el piso con excepción del techo; para el caso del techo la carga viva es 20 psf equivalente a 0.097 Tn/m^2 , finalmente se tiene una carga muerta perimetral que equivale a mampostería de 25 psf equivalente a 0.122 Tn/m^2 .

Como se mencionó al inicio de la presente sección, existen columnas que trabajan únicamente para soportar cargas de gravedad, por lo tanto, para establecer que dichos elementos trabajen según lo propuesto, se coloca el valor de cero, como se observa en la figura 3.16, de manera que se indica al software que dichas columnas no soporten flexión desde la base hasta el último piso, por lo que se programa como una conexión que únicamente resistente a corte.

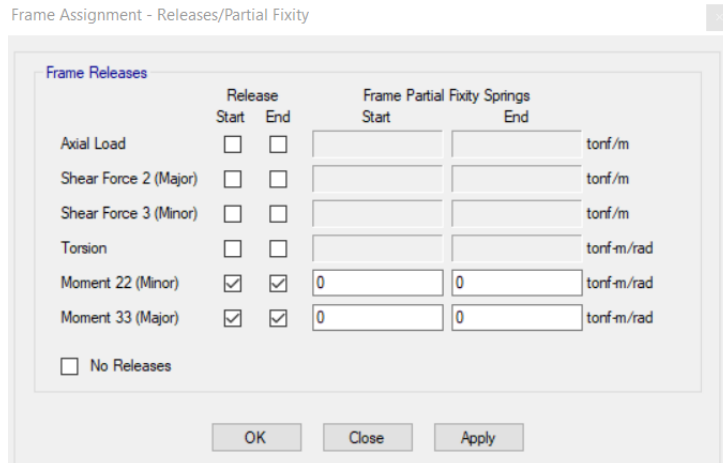


Figura 3.16: Asignación de los parámetros de las columnas de gravedad en el software ETABS.

Fuente: Autores.

Luego de establecer los parámetros de las columnas a gravedad, el software ETABS nos muestra una representación de la edificación, como se muestra en la figura 3.17, en la cual se observa pequeñas circunferencias en los nodos, lo que representa una conexión articulada.

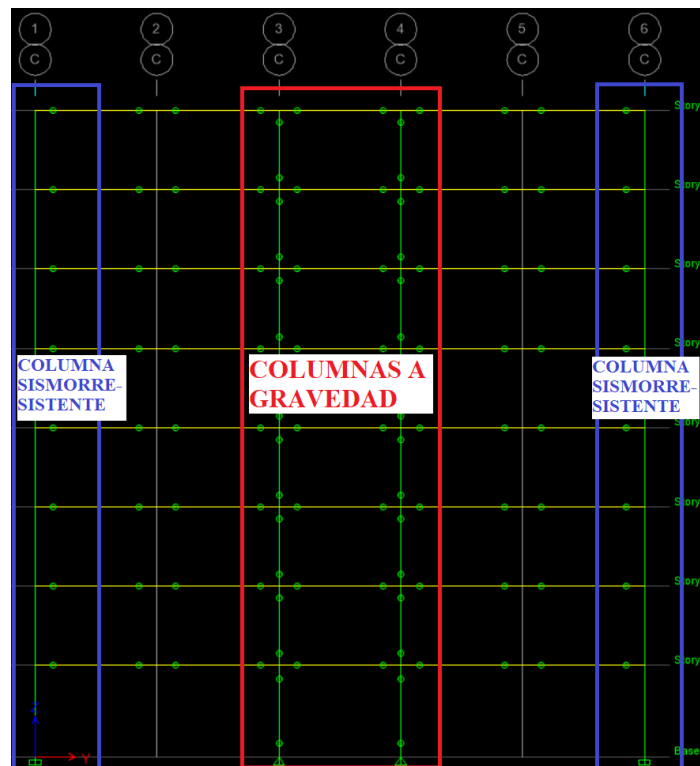


Figura 3.17: Representación del sistema de columnas de la edificación.

Fuente: Autores.

A continuación, en la figura 3.18, se presenta una representación en vista isométrica de la edificación modelada en el software ETABS.

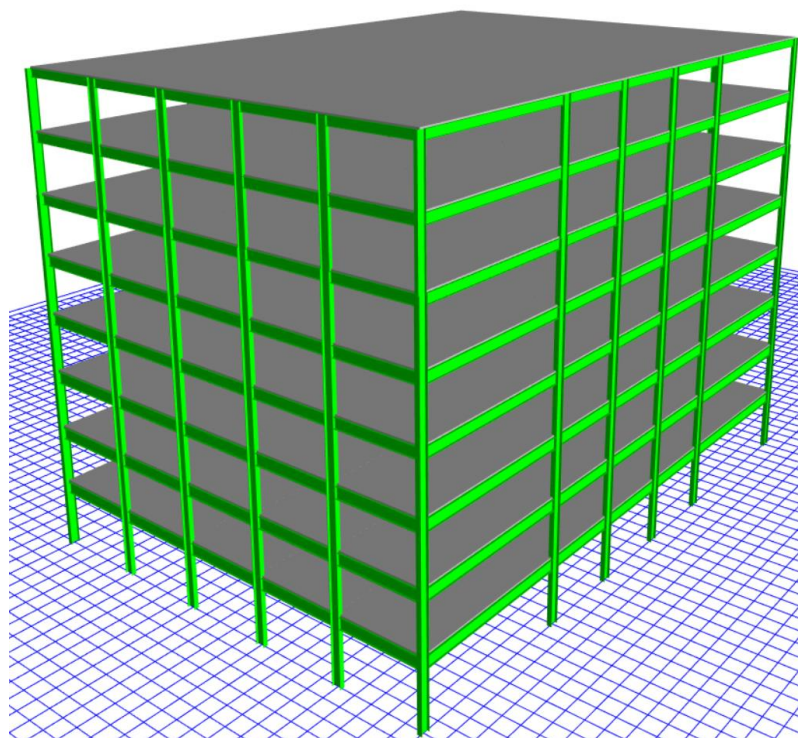


Figura 3.18: Edificación modelada en ETABS.

Fuente: Autores.

En la tabla 3.10, se presenta los perfiles propuestos dentro del ejemplo tomado para el modelamiento de la estructura:

Tabla 3.10: Perfiles usados por piso

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS		
		COLUMNA EXT.	COLUMNA INT.	VIGA
Story8	32.31	W24-94	W24-94	W21-68
Story7	28.35	W24-94	W24-94	W21-84
Story6	24.38	W24-131	W24-131	W21-84
Story5	20.42	W24-131	W24-131	W27-94
Story4	16.46	W24-131	W24-162	W27-94
Story3	12.50	W24-131	W24-162	W30-116
Story2	8.53	W24-131	W24-162	W30-116
Story1	4.57	W24-131	W24-162	W30-108

Fuente: Autores.

Con respecto a los diseños empleados para este trabajo de titulación, como se mencionó anteriormente, se utilizará un diseño de serviciabilidad basado en fuerzas y el diseño por capacidad que serán descritos a continuación.

3.3.1. APLICACIÓN DEL DISEÑO POR SERVICIABILIDAD

Para obtener el diseño por serviciabilidad, se deben considerar los factores entregados por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, las cuales han sido descritas en la sección 3.1.

La intención del actual trabajo es incluir características similares a las propuestas por FEMA en su edificación, de acuerdo a lo planteado en la ASCE para un periodo de retorno de 2500 años, por lo que se probó varias alternativas de espectros de diseño hasta que coincidiera en lo más posible con el espectro original. El espectro más cercano al anteriormente mencionado se produjo en la ciudad de Guayaquil – Ecuador, como se observa en la figura 3.19, por lo que se tomó como referencia esta zona, conjuntamente con los coeficientes mencionados posteriormente.

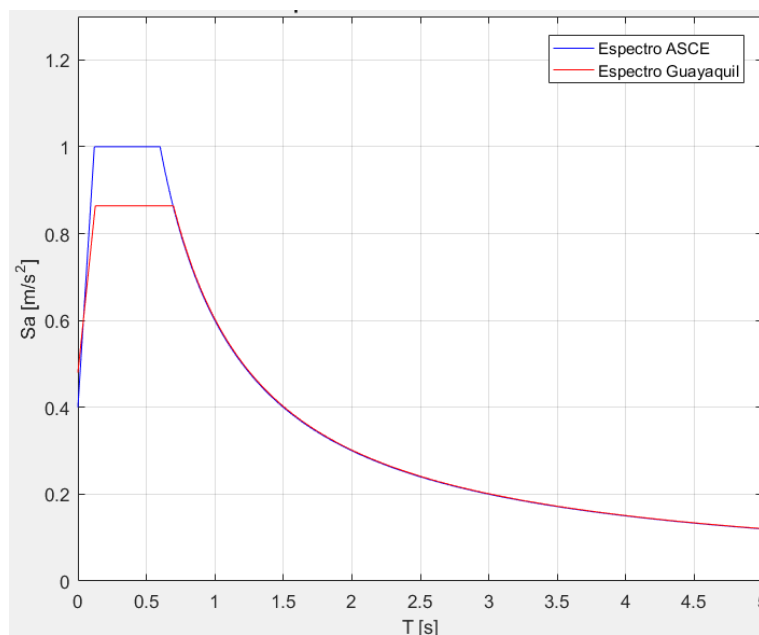


Figura 3.19: Espectro de ASCE con condiciones de FEMA vs espectro Guayaquil – Ecuador.

Fuente: Autores.

Para la obtención del periodo de vibración de la estructura se debe considerar el tipo de estructura que se analiza, en el caso de la edificación de ensayo, es una estructura de acero que no cuenta con arriostramiento, por este motivo los coeficientes a utilizar son $C_t=0.072$

y $\alpha=0.8$; conociendo además que la altura total del edificio es de $h_n=32.31\text{m}$. Se obtiene el periodo de vibración natural es $T= 1.161\text{ s}$. Ya que este método es poco conservador, se incrementa un 30% el valor del periodo, obteniendo el valor de $T= 1.509\text{ s}$. Sin embargo, se debe revisar que el periodo real de la estructura no sea menor al periodo considerado para la obtención de cargas.

Como se mencionó anteriormente, el proyecto se asentará en la ciudad de Guayaquil, la NEC nos brinda información acerca de la zona sísmica, en el caso de dicha ciudad, el valor del factor $Z = 0.4$, al haberse estimado un suelo tipo D, se tomaron los siguientes coeficientes, planteados en la tabla 3.11.

Tabla 3.11: Coeficientes utilizados para la obtención del espectro de aceleración.

FACTORES	VALOR
Z	0.4
F_a	1.2
F_d	1.19
F_s	1.8
r	1
η	1.8

Fuente: Autores.

Para la obtención del espectro elástico de diseño se han obtenido los siguientes valores, los cuales se encuentran en la tabla 3.12:

Tabla 3.12: Periodos límite del espectro de aceleración.

PERIODOS LÍMITE DEL ESPECTRO DE ACCELERACIÓN		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
T_c	0,698	s
TL	4,000	s
T_0	0,127	s

Fuente: Autores.

Por lo tanto, se obtuvo el siguiente espectro definido en la figura 3.20.

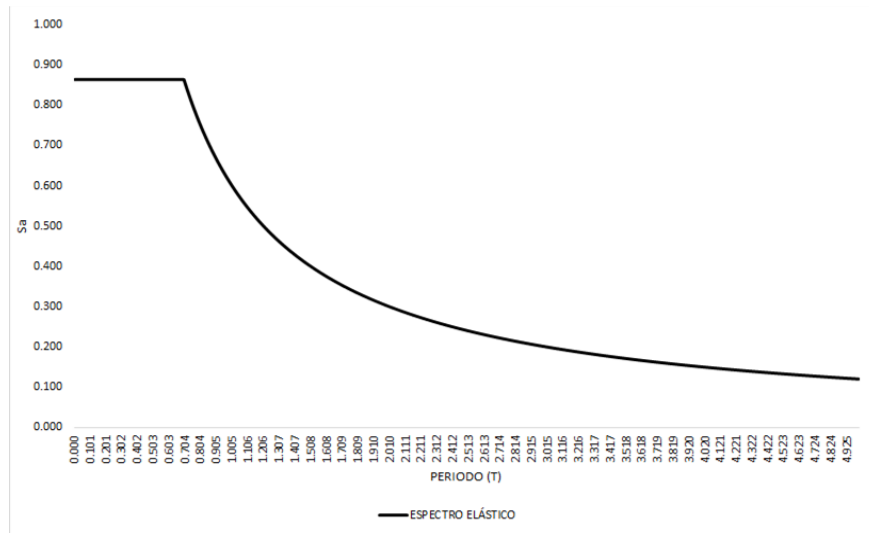


Figura 3.20: Espectro elástico.

Fuente: Autores.

Para el cálculo del cortante basal según la norma, se tomaron los siguientes factores:

El edificio posee las mismas características de elevación a lo largo de sus ocho pisos, por lo que el coeficiente de elevación es $\phi_E = 1.0$.

La edificación puede catalogarse como regular en planta ya que no cuenta con irregularidades, discontinuidades, retrocesos o ejes no paralelos, como se ilustra en la figura 3.18, el coeficiente de irregularidad a tomar es $\phi_p = 1.0$.

Puesto que el edificio analizado tiene ocupación residencial, no se encuentra dentro de edificaciones esenciales ni tampoco de estructuras de ocupación especial, por tanto, se lo cataloga dentro de otras estructuras, con el factor de importancia $I = 1.0$.

Tabla 3.13: Coeficientes del cortante basal.

I	1
R	8
ϕ_E	1
ϕ_p	1

Fuente: Autores.

Al aplicar los datos anteriores, se obtiene el espectro inelástico de diseño, observado en la

figura 3.21, con el cual se realizó el diseño de la edificación:

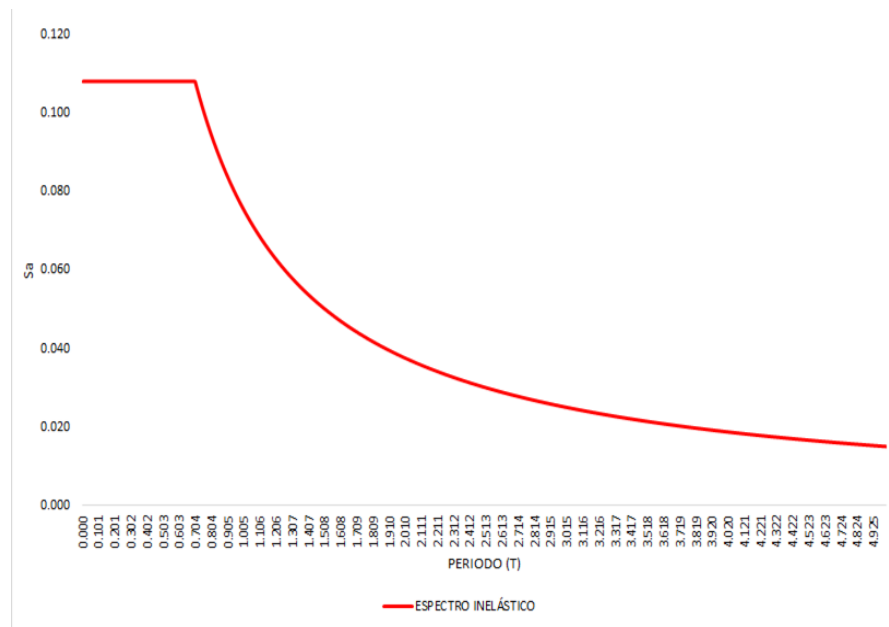


Figura 3.21: Espectro inelástico de diseño

Fuente: Autores.

Al tener un periodo de 1.509 S. se tiene un coeficiente de corte de 0.04997 y un valor del coeficiente k de 1.505 que serán ingresados a ETABS como se muestra en la figura 3.22.

La imagen muestra la interfaz de usuario para definir el patrón de carga sísmica. Se han configurado los siguientes parámetros:

- Direction and Eccentricity:**
 - ☒ X Dir
 - ☒ X Dir + Eccentricity
 - ☒ X Dir - Eccentricity
 - ☐ Y Dir
 - ☐ Y Dir + Eccentricity
 - ☐ Y Dir - Eccentricity
 - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
 - Overwrite Eccentricities: Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.04997
 - Building Height Exp., K: 1.505
- Story Range:**
 - Top Story: Story8
 - Bottom Story: Base

Los botones 'OK' y 'Cancel' están disponibles al fondo.

Figura 3.22: Ventana de ingreso del coeficiente de corte y coeficiente K

Fuente: Autores.

La carga reactiva sísmica, al no ser para ocupación de bodega, se utiliza únicamente la carga muerta de la estructura, la cual corresponde a la edificación modelo con una losa tipo membrana de 20 cm de espesor, este peso valor se obtuvo en el software ETABS. La carga muerta de la estructura es $W = 5164.84$ Tn.

Por lo tanto, se obtuvo los siguiente cortante basal en la base de la edificación, como se

representa en la figura 3.23.

Cortante Basal= 258.07 Tn

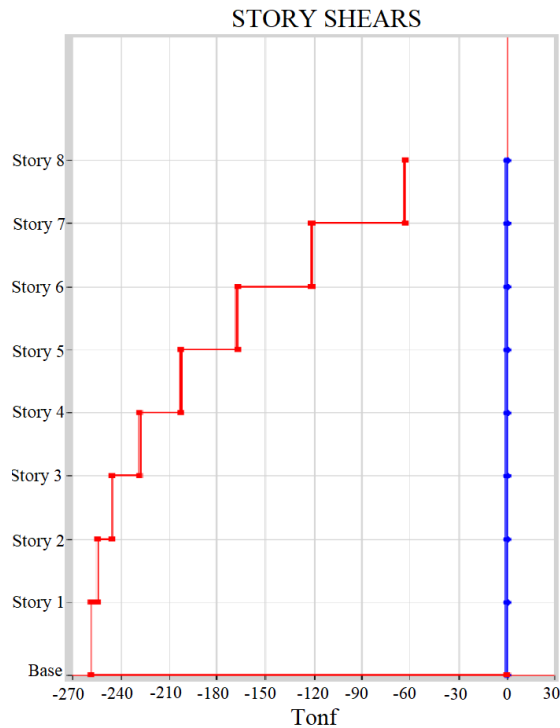


Figura 3.23: Distribución por piso del cortante basal (ETABS).

Fuente: Autores.

Con este cortante basal se procede a la obtención de las derivas por piso de la estructura. Se debe tomar en consideración que, para el chequeo de las derivas se debe incluir la torsión accidental dentro del cálculo, ya que al aplicar el sismo se generan fuerzas laterales en ambos sentidos. Por lo que, si se aplica el sismo en el sentido X, se generan desplazamientos en el sentido Y, de igual manera si se aplica el sismo en la dirección Y, genera desplazamientos en el sentido X, de manera que, mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las derivas en X y Y producidas tanto por el sismo en X como en Y con excentricidad positiva para cada caso se obtiene la deriva máxima. En la siguiente figura 3.24 se muestra el esquema de una combinación cuando se aplica el sismo en X también se debe considerar el mismo en Y con excentricidad positiva para encontrar la deriva en el lugar especificado en la gráfica.

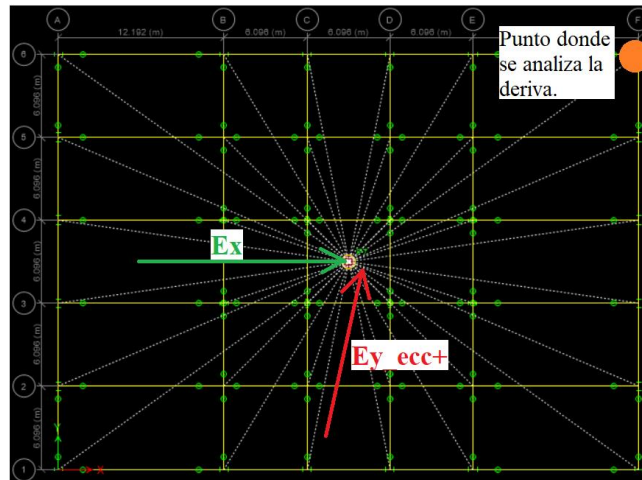


Figura 3.24: Esquema de una combinación cuando se aplica el sismo en X y en Y con excentricidad positiva.

Fuente: Autores.

Al evaluar las derivas por piso de la edificación modelo, no se pudo satisfacer la exigencia de la norma ecuatoriana de la construcción, la cual exige una deriva máxima de 2.00%, por lo que se optó por rigidizar al edificio con la variación de las dimensiones de ciertos perfiles de columna. Al cambiar los perfiles, también lo hace el periodo de vibración en sus dos ejes principales, el periodo en el eje X es de 1.962 s, mientras que en el eje Y es de 1.964 s; con estos valores se obtienen los resultados representados en la figura 3.25.

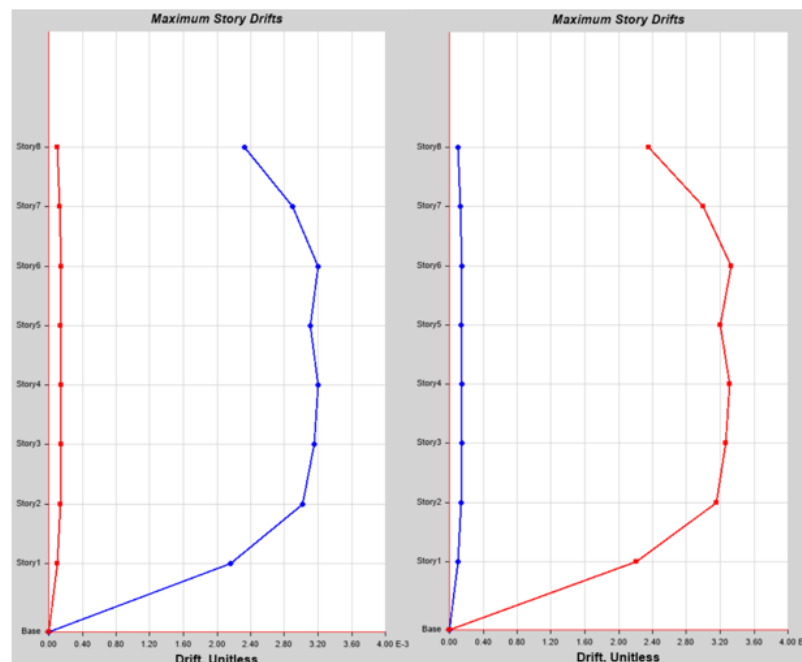


Figura 3.25: Representación gráfica de las derivas elásticas en el sentido X y Y respectivamente.

Fuente: Autores.

La figura 3.25, obtenidas en el software ETABS, corresponden a las derivas elásticas de la edificación, en las cuales se puede observar el efecto de torsión, pero este es despreciable ya que su efecto es mínimo. En la tabla 3.14 y tabla 3.15 se obtienen las derivas inelásticas.

Tabla 3.14: Cálculo de las derivas en el sentido X con excentricidad positiva.

CALCULO DE LAS DERIVAS, CARGAS EN X (Ex+)								
					DERIVAS ELASTICAS		DERIVAS INELASTICAS	
PISO	PERFIL COL.	COL. INT.	PERFIL VIGA	ELEVACIÓN	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
Story8	W24-162	W24-94	W21-68	32,3088	0,002328	0,000105	1,40%	0,06%
Story7	W24-192	W24-94	W21-84	28,3464	0,002895	0,000133	1,74%	0,08%
Story6	W24-192	W24-131	W21-84	24,384	0,003196	0,000147	1,92%	0,09%
Story5	W24-207	W24-131	W30-108	20,4216	0,003109	0,000142	1,87%	0,09%
Story4	W24-207	W24-162	W30-108	16,4592	0,0032	0,000147	1,92%	0,09%
Story3	W24-229	W24-162	W30-116	12,4968	0,003152	0,000145	1,89%	0,09%
Story2	W24-229	W24-162	W30-116	8,5344	0,003017	0,00014	1,81%	0,08%
Story1	W24-229	W24-162	W30-116	4,572	0,002165	0,000101	1,30%	0,06%

Fuente: Autores.

Tabla 3.15: Cálculo de las derivas en el sentido Y con excentricidad positiva.

CALCULO DE LAS DERIVAS, CARGAS EN Y (Ex+)								
					DERIVAS ELASTICAS		DERIVAS INELASTICAS	
PISO	PERFIL	COL. INT.	PERFIL VIGA	ELEVACIÓN	X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
Story8	W24-162	W24-94	W21-68	32,3088	0,000105	0,002358	0,06%	1,41%
Story7	W24-192	W24-94	W21-84	28,3464	0,000133	0,003	0,08%	1,80%
Story6	W24-192	W24-131	W21-84	24,384	0,000147	0,003325	0,09%	2,00%
Story5	W24-207	W24-131	W30-108	20,4216	0,000142	0,003201	0,09%	1,92%
Story4	W24-207	W24-162	W30-108	16,4592	0,000147	0,003313	0,09%	1,99%
Story3	W24-229	W24-162	W30-116	12,4968	0,000145	0,003263	0,09%	1,96%
Story2	W24-229	W24-162	W30-116	8,5344	0,00014	0,003153	0,08%	1,89%
Story1	W24-229	W24-162	W30-116	4,572	0,000101	0,002211	0,06%	1,33%

Fuente: Autores.

Como se puede observar en la tabla 3.14 y tabla 3.15, se han obtenido dos derivas diferentes, las cuales corresponden a los desplazamientos en el eje X y en el eje Y respectivamente. En el primer caso, la máxima deriva de piso obtenida se produce en el sexto piso con un 1,92%; mientras que en el eje y se obtiene una deriva máxima de 2.00%, resultados con los cuales se cumplen con el límite establecido por la norma.

Viendo los valores obtenidos por el software ETABS, se da a conocer que el sentido más desfavorable para un diseño por serviciabilidad se produce en el eje Y.

Para los efectos de segundo orden se procedió a verificar según lo establecido en la normativa, por lo cual se obtuvo los siguientes resultados representados en la tabla 3.16.

Tabla 3.16: Estabilidad de la edificación y comprobación de efectos de segundo orden.

ESTABILIDAD SEGÚN LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-2015)												
PISO	ALTURA (m)	PESO POR PISO (Tn)	$w_i h_i^k$ (Tn·m)	F_x (Tn)	V_i (Tn)	P_0 (Tn)	P_i (Tn)	P_{total} (Tn)	DERIVA ELÁSTICA (ΔE)	Q_i	COMPROBACIÓN	f_i
1	4.57	654.45	6438.50	39.37	258.07	5164.84	2349.60	7514.43	0.00207	0.01318927	CUMPLE	NO SE CONSIDERA EFECTOS P- Δ
2	3.96	654.45	5190.00	31.73	218.70	4510.39	2032.08	6542.47	0.002957	0.02233836	CUMPLE	NO SE CONSIDERA EFECTOS P- Δ
3	3.96	654.45	5190.00	31.73	186.97	3855.94	1714.57	5570.51	0.003061	0.02303033	CUMPLE	NO SE CONSIDERA EFECTOS P- Δ
4	3.96	654.45	5190.00	31.73	155.23	3201.49	1397.06	4598.55	0.003107	0.02324245	CUMPLE	NO SE CONSIDERA EFECTOS P- Δ
5	3.96	654.45	5190.00	31.73	123.50	2547.04	1079.54	3626.58	0.003003	0.02226842	CUMPLE	NO SE CONSIDERA EFECTOS P- Δ
6	3.96	654.45	5190.00	31.73	91.77	1892.59	762.03	2654.62	0.003118	0.02277688	CUMPLE	NO SE CONSIDERA EFECTOS P- Δ
7	3.96	654.45	5190.00	31.73	60.03	1238.14	444.52	1682.66	0.002813	0.01990985	CUMPLE	NO SE CONSIDERA EFECTOS P- Δ
8	3.96	583.69	4628.85	28.30	28.30	583.69	127.01	710.70	0.002211	0.01402046	CUMPLE	NO SE CONSIDERA EFECTOS P- Δ

Fuente: Autores.

Si se tiene que Q_i es menor que 0.1 entonces no se consideran efectos P- Δ , por lo que la estructura se encuentra libre de efectos de inestabilidad.

En cuanto a las irregularidades, se procede a tomar los valores de las derivas máximas elásticas de los dos sentidos, donde se divide la deriva del piso inferior para el piso superior, con el fin de verificar que no sobrepase el valor máximo de 1.3 establecido por la NEC 2015 en su sección NEC-SE-CG, como se muestra en la tabla 3.17.

Tabla 3.17: Verificación a la irregularidad en elevación.

DERIVAS ELÁSTICAS		IRREGULARIDAD	
X-Dir	Y-Dir	X	Y
0,002328	0,002358	-	-
0,002895	0,003	1,244	1,272
0,003196	0,003325	1,104	1,108
0,003109	0,003201	0,973	0,963
0,0032	0,003313	1,029	1,035
0,003152	0,003263	0,985	0,985
0,003017	0,003153	0,957	0,966
0,002165	0,002211	0,718	0,701

Fuente: Autores

Como se puede ver, en ningún piso se sobrepasa el valor de 1.3, por lo tanto, la estructura no se la considera irregular.

3.3.2. APLICACIÓN DEL DISEÑO POR CAPACIDAD

Para la aplicación del diseño por capacidad se seleccionó el nodo del eje 3-A del primer piso, como se observa en la figura 3.26 y figura 3.27. El coeficiente de resistencia sísmica es R igual a 8; el diseño se realizará en sus vigas, columna y conexiones con las cargas generadas por el sismo en el sentido más desfavorable.

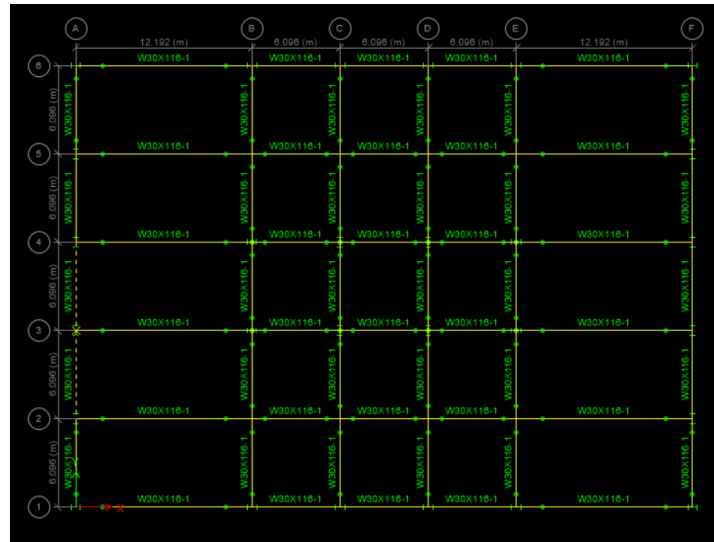


Figura 3.26: Vista en planta del primer piso.

Fuente: Autores.

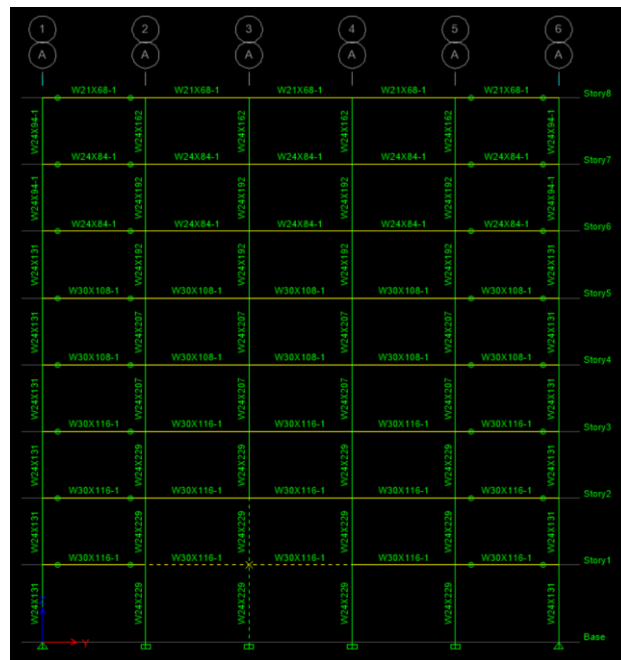


Figura 3.27: Vista en elevación.

Fuente: Autores.

El acero a utilizarse será el ASTM A992 Gr50, para el análisis del nodo en el sentido Y se puede observar dos vigas similares de perfil W30x116 con luces 6.1 m, la columna inferior con un perfil W24x229 con una altura de 4.57 m y una columna superior con un perfil W24x229 con una altura de 3.96 m.

Para el análisis de la resistencia de los perfiles, se usó las catorce combinaciones establecidas por la norma NEC 2015, las cuales fueron asignadas dentro del programa previo al análisis como se muestra en la figura 3.28.

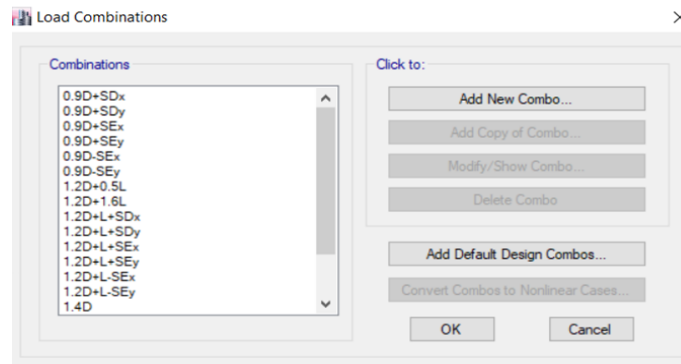


Figura 3.28: Combinaciones utilizadas para el análisis.

Fuente: Autores.

Al analizar la estructura, el programa brinda los valores de carga que le llegan a cada uno de los miembros estructurales, en nuestro caso para para la columna del piso uno en el eje 3-A, las solicitaciones se obtuvieron del ETABS de la manera que se muestra en la figura 3.29.

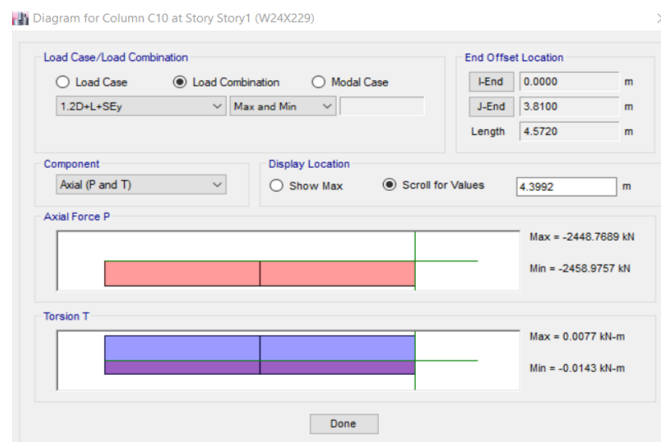


Figura 3.29: Obtención de las cargas para el análisis.

Fuente: Autores.

De igual manera, se procedió a verificar que el software ETABS calcule de forma correcta cuando emplea las combinaciones, por ello, se obtuvo los valores de cada solicitación que le tributa a la columna, en este caso, la carga muerta, la carga viva y el sismo para obtener el valor de la combinación como se muestra en la tabla 3.18.

Tabla 3.18: Valores de las cargas tributarias de la columna.

COMBINACIÓN		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
D	1546,11	kN
L	675,83	kN
E	82,40	kN
1,2D + L + SEy	2448,76	kN

Fuente: Autores.

Ya que tanto en el programa al aplicar la combinación como al obtener cada valor de carga y calcularlo manualmente, se tiene el mismo valor de 2448.76 kN.

Previo al análisis dentro del ETABS, se estableció los criterios de diseño que hemos tomado para la edificación, los principales fueron: el coeficiente de reducción de resistencia sísmica R , el valor del coeficiente S_{Ds} , factor de importancia, el coeficiente C_d y el coeficiente de sobrerresistencia (Ω), entre otros, teniendo en cuenta que algunos valores y coeficientes ya vienen predefinidos en el programa dependiendo de la norma que se seleccione para el diseño. Los valores se muestran en la figura 3.30.

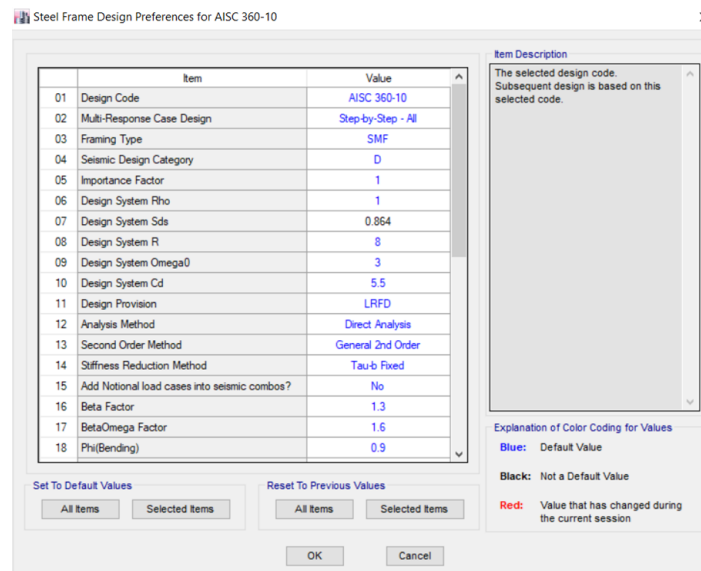


Figura 3.30: Ventana de establecimiento de los criterios de diseño.

Fuente: Autores.

Con el método de diseño descrito en el presente capítulo se obtienen los siguientes valores

de resistencia a corte y a flexión tanto de la columna como de las dos vigas, siendo ambas del mismo perfil y luces iguales, dichos valores son presentados en la tabla 3.19 y tabla 3.20.

Tabla 3.19: Resistencia a corte de los perfiles.

RESISTENCIA A CORTE DE LA VIGA			RESISTENCIA A CORTE DE LA COLUMNA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Fy	344740,00	kPa	Fy	344740	kPa
Aw	0,0110	m ²	Aw	0,0161	m ²
Cv	1,00		Cv	1	
VnV	2269,66	kN	VnC	3331,02	kN

Fuente: Autores.

Tabla 3.20: Resistencia a la flexión de los perfiles.

RESISTENCIA A FLEXIÓN DE LA VIGA			RESISTENCIA A FLEXIÓN DE LA COLUMNA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD	DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Fy	344740,00	kPa	Fy	344740,00	kPa
Zx	0,00619	m ³	Zx	0,01110	m ³
Mnv	2347,33	kN-m	MnC	3443,95	kN-m

Fuente: Autores.

La resistencia axial de la columna se calcula con el radio de giro más desfavorable del perfil, este es aquel que entregue el valor más bajo de los dos, como se muestra en la tabla 3.21.

Tabla 3.21: Resistencia axial de la columna

RESISTENCIA AXIAL DE LA COLUMNA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Ag	0,0434	m ²
Fe	848,660	MPa
Fy	344740,00	MPa
Fcr	290,83858	MPa
Pn	11360,15	kN

Fuente: Autores.

Una vez calculadas las resistencias de los perfiles tanto a corte, flexión y axial, en el caso de las columnas, se procede a la obtención de las cargas que tributan a dichos miembros, estos valores se generan en el software ETABS, como se muestra en la tabla 3.22 y tabla 3.23.

Tabla 3.22: Cargas generadas en las vigas.

CARGAS GENERADAS EN LAS VIGAS		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
CORTANTE VIGA 1	336,48	kN
CORTANTE VIGA 2	288,42	kN
MOMENTO VIGA 1	816,77	kN-m
MOMENTO VIGA 2	766,80	kN-m

Fuente: Autores.

Tabla 3.23: Cargas generadas en la columna.

CARGAS GENERADAS EN LA COLUMNA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Pu (ESTÁTICO)	2936,67	kN
Vu	428,79	kN
Pu (SISMO)	2448,77	kN
Mu-menor	11,15	kN-m
Mu-mayor	1093,35	kN-m

Fuente: Autores.

Se procede a obtener los valores de demanda/capacidad de los miembros para verificar si las vigas son capaces de resistir las solicitudes, por lo que se dividen las cargas generadas para las resistencias del perfil, dichos valores se presentan en la tabla 3.24.

Tabla 3.24: Demanda/capacidad de las vigas.

DEMANDA/CAPACIDAD DE LAS VIGAS		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
CORTANTE VIGA 1	0,148	
CORTANTE VIGA 2	0,127	
MOMENTO VIGA 1	0,348	
MOMENTO VIGA 2	0,327	

Fuente: Autores.

Como se observa en los resultados, en ningún caso se sobrepasa el valor de 1.00, por lo que se puede asegurar que las vigas trabajan de buena manera ante las cargas generadas. Hay que tener en cuenta que, al ser una edificación con pórticos especiales resistentes a momentos, su diseño se controla más mediante el diseño por serviciabilidad, por lo cual se puede observar que los valores de D/C son relativamente bajos.

Posteriormente se analiza las cargas de las columnas, en este proceso se utiliza la ecuación

de interacción descrita en la metodología de diseño, para el presente caso se utiliza el método número uno, ya que la relación demanda/capacidad axial, supera el 0.2 como se muestra en la tabla 3.25.

Tabla 3.25: Demanda/capacidad de la columna.

DEMANDA/CAPACIDAD DE LA COLUMNA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
CORTANTE	0,129	
MOMENTO	0,317	
AXIAL	0,216	
ECUA. INTERACCIÓN	0,510	

Fuente: Autores.

La ecuación de interacción de la columna posee un valor de 0.51, por lo que se puede asegurar que la columna trabaja de manera segura ante la posible combinación de cargas más desfavorable para la edificación.

Después comprobar que los perfiles seleccionados resisten las solicitudes de las cargas, se realiza la verificación de columna fuerte-viga débil. Dicha revisión es muy necesaria para asegurar que la estructura tenga un comportamiento plástico y una ductilidad deseada, es decir, en caso de un sismo el mecanismo de falla se produzca en las vigas y no en las columnas.

Para esto se definen las secciones reducidas en las vigas, las condiciones están normadas según el AISC 358-18, en el presente trabajo se han elegido de acuerdo a lo establecido en la metodología para este modelo teniendo en cuenta los límites. Las dimensiones se presentan en la tabla 3.26.

Tabla 3.26: Dimensiones RBS.

DIMENSIONES RBS		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
a	0,167	m
b	0,572	m
c	0,067	m

Fuente: Autores.

Ubicada la rótula plástica se necesita conocer el momento probable (M_{pr}) que puede resistir esta sección, para lo cual se requiere saber ciertos datos previos, los cuales han sido determinados en la tabla 3.27, sabiendo que los perfiles a usar poseen las características de un acero ASTM A992 Gr50 con un $F_y=50$ ksi y un $F_u=65$ ksi o $F_y=344740$ kN/m² y $F_u=448160$ kN/m², respectivamente. Como el ejemplo presenta dos vigas iguales, los valores de su M_{pr} son de la misma magnitud.

Tabla 3.27: Momento probable de la viga.

MOMENTO PROBABLE DE LA VIGA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
C _{pr}	1,15	
R _y	1,10	
F _y	344740,00	kPa
Z _{RBS}	0,00405	m ³
M_{pr}	1768,36	kN-m

Fuente: Autores.

Se procede a la obtención los cortantes V_u de las vigas, para ello se utiliza el cortante sísmico y el cortante de gravedad, en el caso de la viga uno se suma y en el caso de la viga dos se restan el mismo, los valores de corte son presentados en la tabla 3.28.

Tabla 3.28: Cargas últimas de las vigas.

CARGA ÚLTIMA DE LAS VIGA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Vsísmico	780,60	kN
Vgravedad	37,63	kN
Vu1	818,23	kN
Vu2	742,97	kN

Fuente: Autores.

Estos cortantes se utilizan para obtener los valores de Muv, los cuales son momentos que se generan en el eje de la columna por acción de la carga de la viga. Dichos momentos son presentados en la tabla 3.29.

Tabla 3.29: Momentos en el eje de la columna para el cálculo de los momentos esperados de las vigas.

MOMENTOS EN EL EJE DE LA COLUMNA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Vu1	818,23	kN
Vu2	742,97	kN
Sh1+0,5dc	0,78	m
Sh2+0,5dc	0,78	m
Muv1	640,37	kN-m
Muv2	581,47	kN-m

Fuente: Autores.

Con estos valores se procede a obtener la sumatoria de los momentos esperados de las vigas en las rótulas plásticas al eje de la columna (Mpb) para posteriormente compararlo con los momentos resistentes de la columna. El valor de Mpb se obtiene tras sumar los momentos probables de las vigas (Mpr) más los momentos generados por el cortante de

la sección reducida (Muv), como se observa en la tabla 3.30.

Tabla 3.30: Momento resistente de la viga.

MOMENTO RESISTENTE DE LA VIGA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Mpr	1768,36	kN-m
Muv1	640,37	kN-m
Muv2	581,47	kN-m
Mpb	4758,55	kN-m

Fuente: Autores.

Para la obtención del momento resistente de la columna, primeramente, se procede a establecer el valor del momento Mb, el cual es un momento que se genera en el eje de la columna, por lo tanto, se debe multiplicar los cortantes últimos de las vigas (Vu) por las distancias desde el centro de la rótula plástica hasta el eje de la columna sumado el momento probable de la viga. Como se observa en la tabla 3.31.

Tabla 3.31: Momentos totales en el eje de la columna para el cálculo de los momentos esperados en la misma.

MOMENTOS EN EL EJE DE LA COLUMNA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Mpr	1768,36	kN-m
Vu1	818,23	kN
Vu2	742,97	kN
Sh1+0,5dc	0,78	m
Sh2+0,5dc	0,78	m
Mb1	2408,73	kN-m
Mb2	2349,83	kN-m

Fuente: Autores.

De la resultante de los momentos M_b , se genera una carga de corte de la columna (V_c), la cual debe ser incluida de igual manera en el análisis. Los cálculos del cortante son presentados en la tabla 3.32.

Tabla 3.32: Carga de corte V_c de la columna.

CARGA DE CORTE DE LA COLUMNA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Mb1	2408,73	kN-m
Mb2	2349,83	kN-m
H1	2,29	m
H2	1,98	m
Vc	1115,46	kN

Fuente: Autores.

Para la obtención del momento resistente de la columna se requiere la carga sísmica axial de la columna (P_u), esta fue generada por la combinación 1.328D+L+3S_E, la cual establece la norma “American Society of Civil Engineers” ASCE 7; obteniendo los resultados presentados en la tabla 3.33, se obtiene el momento M_{pc} .

Tabla 3.33: Momento resistente de la columna.

MOMENTO RESISTENTE DE LA COLUMNA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Zx	0,0111	m ³
Fy	344740,00	kPa
Pu	3045,54	kN
Ag	0,0434	m ²
Vc	1115,46	kN
db	0,76	m
Mpc	6945,35	kN-m

Fuente: Autores.

Habiendo obtenido los valores de los momentos resistentes de la columna y de las vigas, se procede a compararlos entre sí, sabiendo que en ningún caso los momentos de las vigas deben superar a los de la columna, por lo que la relación entre columna/viga debe ser superior a la unidad, como se observa en la tabla 3.34.

Tabla 3.34: Criterio de columna fuerte-viga débil.

CRITERIO COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Mpc	6945,35	kN-m
Mpb	4758,55	kN-m
Mpc/Mpb	1,460	m
Mpb/Mpc	0,685	m

Fuente: Autores.

Como se observa en la tabla 3.34, la relación columna fuerte-viga débil sobrepasa la unidad, por lo que la revisión garantiza que, en caso de sufrir la combinación de cargas proyectada como la más desfavorable, la plastificación se producirá en las vigas y no en las columnas.

Como último paso se debe verificar la conexión de la viga con la columna, esto se realiza mediante la revisión de la placa de corte y la placa de continuidad.

Para la placa de corte se requiere el momento generado por la viga en la cara de la columna para posteriormente obtener la carga de corte que debe soportar dicha placa, recordando que la carga solicitada deberá ser dividida entre dos ya que en las conexiones se utilizan dos placas, los cálculos son presentados en la tabla 3.35.

Tabla 3.35: Carga generadas en la cara de la columna.

CARGA GENERADA EN LA CARA DE LA COLUMNA		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Vu1	818,23	kN
Sh1	0,45	m
Mf1	2138,71	kN-m
db	0,76	m
tbF	0,02	m
Ffu	3253,28	kN

Fuente: Autores.

Se debe buscar la resistencia de la placa de corte que cumpla con la solicitud, para esto se estima un área de placa para obtener el valor de R_n presentado en la tabla 3.36.

Tabla 3.36: Resistencia de la placa de corte.

RESISTENCIA DE LA PLACA DE CORTE		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Ap	0,01	m ²
Fy	344740,00	kPa
ΦR_n	1861,60	kN

Fuente: Autores.

Para la comprobación se debe verificar que la carga F_{fu} dividida para dos sea inferior a la resistencia al corte de la placa o que su relación sea superior a la unidad, como se observa en la tabla 3.37.

Tabla 3.37: Verificación de placa de corte.

VERIFICACIÓN DE LA PLACA DE CORTE		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
F_{fu}	3253,28	kN
ΦR_n	1861,60	kN
$2*\Phi R_n/F_{fu}$	1,14	kN

Fuente: Autores.

Se procede a verificar si las disposiciones requieren placas de continuidad, para ello se deben cumplir simultáneamente los requisitos establecidos en la metodología; de acuerdo a la tabla 3.38.

Tabla 3.38: Verificación de la placa de continuidad.

VERIFICACIÓN DE LA PLACA DE CONTINUIDAD		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Comprobación1	44,83	mm
Comprobación2	44,50	mm
tcf	43,90	mm

Fuente: Autores.

Como fue mencionado en la metodología, se debe satisfacer que el ancho del patín de la columna (tcf) sea mayor que las dos ecuaciones de comprobación. En el caso del ejemplo no satisface, por lo que se requiere la incorporación de placas de continuidad.

Finalmente se comprueba la zona panel de corte de la columna, según la tabla 3.39, de la cual se verifica si el alma de la columna es capaz de resistir la sollicitación de corte procedente de las vigas, de no ser el caso se debe incluir paneles.

Tabla 3.39: Verificación de la zona de panel.

PANEL ZONE		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Ru	4615,71	kN
Rn	3331,02	kN
tpz	7,99	mm

Fuente: Autores.

3.3.3. METODOLOGÍA EMPLEADA POR EL SOFTWARE ETABS PARA EL CÁLCULO DE COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL

Para obtener los resultados que nos proporciona el programa, se procede a analizar el modelo una vez establecido los parámetros de diseño como se mencionó en el apartado anterior. Cuando el programa finaliza el análisis de miembro por miembro, nos muestra el diseño de cada elemento donde podemos ingresar a verificar los resultados de uno de ellos según se requiera.

Al haber tomado la columna del primer piso del eje 3-A, se seleccionó la combinación que usamos y verificamos que los resultados obtenidos por el programa sean semejantes a los que se obtuvieron manualmente. En la figura 3.31, figura 3.32 y figura 3.33, se muestran los resultados de las solicitaciones en cuanto a carga axial, cortante y momento de la columna.

Axial Force and Capacities		
P _u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
2613.5708	11351.086	13451.5055

Figura 3.31: Carga y resistencia axial de la columna (ETABS)

Fuente: Autores.

Shear Design			
	V _u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	0	3330.849	0.129
Minor Shear	0	5443.7762	0.001

Figura 3.32: Carga, Resistencia y D/C al corte de la columna (ETABS)

Fuente: Autores.

Moments and Capacities				
	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	$\phi M_n C_b=1$ (kN-m)
Major Bending	1093.3474	3431.9354	3431.9354	3372.8723
Minor Bending	11.1453	782.9897		

Figura 3.33: Momento y resistencia a flexión de la columna (ETABS)

Fuente: Autores.

Al ver el informe del ETABS, se puede constatar que los resultados que se obtuvieron manualmente en D/C son similares a los del programa, pero hay que considerar que lo más importante es la revisión de flexo-compresión de la columna a través de la ecuación de interacción como se muestra en la figura 3.34.

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)	
D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.512 =	0.216 + 0.283 + 0.013

Figura 3.34: Ecuación de interacción de la columna.

Fuente: Autores.

Como se puede observar, el resultado que se obtuvo manualmente fue de 0.510 contra el 0.512 que nos brinda el programa, por ello queda claro que los resultados que nos entrega el ETABS para D/C son los correctos.

En lo que respecta al criterio de columna fuerte-viga débil, dentro del programa se puede establecer las condiciones iniciales del tipo de conexión precalificada, en nuestro caso al usar una conexión con sección reducida se procede a establecer los parámetros a, b y c como se muestra en la figura 3.35.

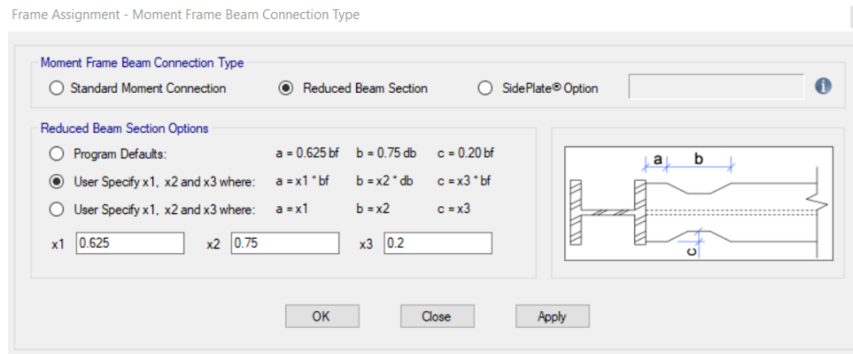


Figura 3.35: Ventana de configuración RBS.

Fuente: Autores.

Una vez colocados los valores, se procede a diseñar el modelo, para analizar el miembro seleccionado, al abrir el informe observamos que el programa ha calculado el momento probable de acuerdo a los parámetros establecidos como se muestra en la figura 3.36.

RBS Properties				
a (m)	b (m)	c (m)	Z_{majorRBS} (m ³)	ϕM_{majorRBS} Capacity (kN-m)
0.16669	0.5715	0.06668	0.004063	1260.5022

Figura 3.36: Propiedades de RBS (ETABS)

Fuente: Autores.

Los valores de los parámetros a, b y c, al igual que el valor del Z_{RBS} son similares a los que obtenidos manualmente, caso contrario al momento probable, cuyo valor es menor a lo que se ha calculado.

Al analizar el resultado del programa, se verificó que para encontrar el momento probable no lo multiplica por los coeficientes R_y y C_{pr} que indica el AISC 341, lo cual únicamente es el producto del valor Z_{RBS} por el F_y . Por lo tanto, se asume que el programa considera un momento probable más crítico de lo que establece la norma.

Con respecto al criterio de columna fuerte-viga débil, como se mencionó en el apartado anterior, el programa usa la combinación de carga establecida por el AISC 341, donde incluye el coeficiente (S_{Ds}) y el coeficiente de sobrerresistencia (Ω), dando como resultado 0.942 como se muestra en la figura 3.37,

Beam/Column Capacity Ratios			
Major Ratio	Load Combo	Minor Ratio	Load Combo
0.942	1.3728D+L-3SEy	0	1.3728D+L-3SEy

Figura 3.37: Columna fuerte-viga débil B/C (ETABS)

Fuente: Autores.

Luego del análisis, se comparó los resultados y se pudo observar que el valor que entrega el ETABS es mayor al que se obtiene calculado manualmente aplicando la norma, por lo tanto, se asume que el programa es más desfavorable a lo que utiliza el código, por lo que se buscó el método de cálculo del software para comparar los resultados.

Se realizaron varias pruebas con el objetivo de tener claro cuál era el procedimiento correcto del programa, por lo que se llegó a analizar todo lo que solicita el AISC 341, utilizando las vigas con sección completa y no la sección reducida y siguiendo el mismo procedimiento detallado en el apartado anterior se llegó a estos resultados mostrados en la tabla 3.40.

Tabla 3.40: Criterio de columna fuerte-viga débil (Sección completa).

CRITERIO COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Mpc	7321,38	kN-m
Mpb	6863,70	kN-m
Mpc/Mpb	1,067	m
Mpb/Mpc	0,937	m

Fuente: Autores.

Como se observa en la tabla 3.40, el valor de 0.937 es muy cercano al valor de 0.942 que nos entrega el ETABS, teniendo un error del 0.5%, lo cual es aceptable, pero, para verificar que realmente utiliza esta metodología, se procedió a realizar el análisis de 12 nodos de las distintas caras de la edificación, cuyos resultados se verán en la tabla 4.2 y tabla 4.3 del siguiente capítulo. Sin embargo, se llegó a la conclusión de que el programa realiza el cálculo con sección completa en las vigas.

4. CAPÍTULO IV

EFECTOS DE LA MODIFICACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICO R

Con base en la edificación modelo obtenido en el tercer capítulo, se procede a analizar sus efectos y variaciones en los diseños por serviciabilidad y resistencia. Sabiendo que en el tercer capítulo se analizó la estructura con un factor de reducción de resistencia sísmico R igual a 8, en este capítulo se propone evaluar la estructura ante un factor R igual a 6. Sabiendo que, aplicando este cambio, la carga lateral que se aplica a la edificación aumenta, lo que puede llegar a comprometer los diseños establecidos en el anterior capítulo.

Para realizar el cambio, de acuerdo a lo descrito en la metodología del tercer capítulo, para el diseño por serviciabilidad, se procede a la modificación del factor R dentro de la expresión de cortante basal, lo cual al disminuir el valor de 8 a 6, se produce un incremento del 33.33%. Cabe recalcar que tanto el espectro como el resto de los coeficientes se mantienen de la misma manera que el modelo base, al igual que los mismos perfiles y cargas aplicadas inicialmente por lo que su peso propio no varía.

Para poder aplicar al modelo dentro del software ETABS, se procede a modificar el coeficiente de corte, el cual es 0.06662 como se observa en la figura 4.1.

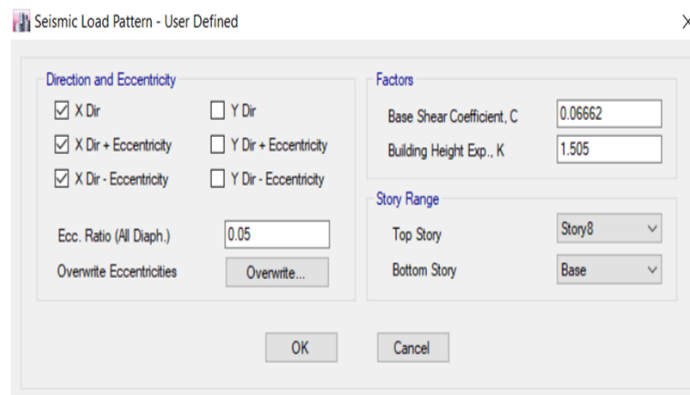


Figura 4.1: Ventana de ingreso del coeficiente de corte y el coeficiente K.

Fuente: Autores.

Al aplicar la carga sísmica a la estructura para el respectivo análisis, las derivas elásticas incrementan su valor debido al sismo aplicado, por lo que se producen mayores desplazamientos como se puede ver en la figura 4.2 obtenidas del software ETABS:

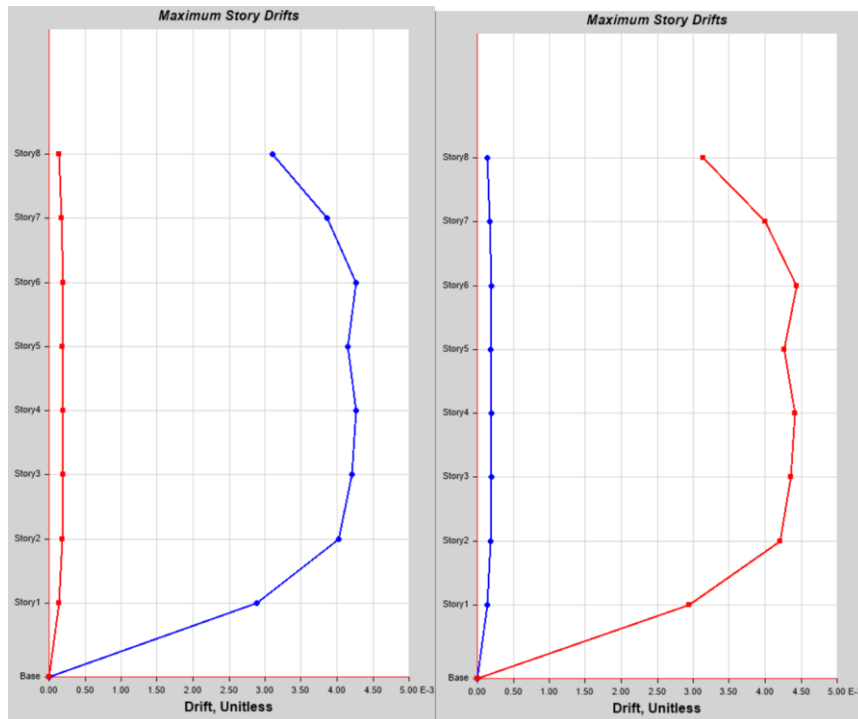


Figura 4.2: Derivas estáticas con un factor R de 6 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).

Fuente: Autores.

Como se observa en las imágenes presentadas en el tercer capítulo, los valores de las derivas elásticas máximas tanto en la dirección X y la dirección Y son 0.0032 y 0.003325 respectivamente, mientras que al cambiar el R a 6 se tiene 0.004266 y 0.004432 debido al incremento de la fuerza lateral.

En cuanto a las derivas inelásticas, no sufren ningún cambio ya que inicialmente la norma establece que, para el cortante basal que se debe dividir para R, pero para las derivas inelásticas se multiplica por el mismo factor por lo cual no sufre ningún cambio. En la tabla 4.1, se muestra los resultados al aplicar la carga lateral obtenida al cambiar el factor R, los cuales son similares a los resultados obtenidos con el R de 8 tanto en periodos con modos de vibrar más relevantes, como en sus respectivas derivas:

Tabla 4.1: Resultados de servicio de la edificación con una losa tipo membrana de 20 cm.

COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R=6, LOSA DE 20cm												
PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		CORTANTE BASAL (Tn)	PERIODO Tn (Sg)		DERIVA MÁX. INELASTICA	
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES ESTRUCTURALES		MODO 1	MODO 2	X	Y
Story8	32.3088	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	583.69	64.61	344.09	1.964	1.962	1.919%	1.994%
Story7	28.3464	W24-192	W24-94	W24-94	W21-84	654.45	77.93					
Story6	24.384	W24-192	W24-131	W24-131	W21-84	654.45	79.89					
Story5	20.4216	W24-207	W24-131	W24-131	W30-108	654.45	97.09					
Story4	16.4592	W24-207	W24-131	W24-162	W30-108	654.45	98.55					
Story3	12.4968	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	654.45	105.97					
Story2	8.5344	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	654.45	105.97					
Story1	4.572	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	654.45	110.47					
TOTAL					5164.84	740.48						

Fuente: Autores.

Ya que al usar esta metodología propuesta por la norma no se observa los efectos que pueden producir al momento de disminuir el valor de R a 6. Se procede a verificar de acuerdo al diseño por resistencia la capacidad de los elementos seleccionados, con el fin de verificar en cuánto puede variar su demanda/capacidad, al igual que los valores del criterio columna fuerte-viga débil.

4.1. INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DEL FACTOR R EN EL CRITERIO DE COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL

Para el análisis y la comprobación de los resultados obtenidos con el software ETABS versus los resultados obtenidos por los autores, se realizó una tabla comparativa en el cual se muestran los valores de las variaciones de los resultados del criterio de columna fuerte viga débil, tanto con un R igual a 8 como con un R igual a 6.

Los resultados obtenidos en el apartado de “Aplicación Norma AISC 341-16” han sido calculados en base a la norma AISC con la inclusión de secciones reducidas en las vigas de la edificación. Mientras que, en el apartado “Cálculo Autores” se ha realizado el análisis con vigas con sección completa, sin que estas posean características RBS. El último apartado “ETABS” son los valores obtenidos por el software de modelación.

Para el cometido se ha obtenido una muestra de doce nodos, distribuidos a lo largo de toda la edificación y en diferentes pisos, en los cuales han analizados tanto columnas como vigas para determinar el efecto de la variación del coeficiente de reducción sísmica. Se puede observar en la tabla 4.2 y tabla 4.3 que el incremento de la carga sísmica no genera mayor complicación a la estructura.

Tabla 4.2: Comparación del criterio de columna fuerte-viga débil con un R de 8.

CRITERIO COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL R=8								
PISO	EJE	APLICACIÓN NORMA AISC 341-16		CALCULOS AUTORES		ETABS	VARIACIÓN	
		RELACION C/V	RELACION V/C	RELACION C/V	RELACION V/C	RELACION V/C	NORMA-ETABS	CAL. AUTORES-ETABS
1	3-A	1,459	0,685	1,067	0,937	0,942	25,70%	0,50%
1	4-F	1,459	0,685	1,067	0,938	0,942	25,70%	0,40%
1	C-1	1,445	0,692	1,057	0,946	0,951	25,90%	0,50%
2	D-6	1,587	0,630	1,096	0,913	0,923	29,30%	1,00%
3	4-A	1,465	0,683	1,075	0,931	0,943	26,00%	1,20%
4	4-F	1,519	0,659	1,600	0,889	0,889	23,00%	0,00%
5	D-1	1,485	0,673	1,110	0,900	0,900	22,70%	0,00%
5	C-6	1,499	0,667	1,110	0,900	0,900	23,30%	0,00%
6	4-F	2,325	0,430	1,600	0,625	0,586	15,60%	3,90%
6	B-1	4,542	0,220	1,110	0,323	0,315	9,50%	0,80%
7	3-A	2,210	0,452	1,524	0,656	0,618	16,60%	3,80%
7	E-6	4,292	0,233	2,829	0,297	0,321	8,80%	2,40%
							21,01%	1,21%

Fuente: Autores.

Tabla 4.3: Comparación del criterio de columna fuerte-viga débil con un R de 6.

CRITERIO COLUMNA FUERTE-VIGA DEBIL R=6								
PISO	EJE	APLICACIÓN NORMA AISC 341-16		CALCULOS AUTORES		ETABS	VARIACIÓN	
		RELACION C/V	RELACION V/C	RELACION C/V	RELACION V/C	RELACION V/C	NORMA-ETABS	CAL. AUTORES-ETABS
1	3-A	1,4541	0,6877	1,063	0,941	0,946	25,83%	0,50%
1	4-F	1,4541	0,6877	1,063	0,941	0,946	25,83%	0,50%
1	C-1	1,44	0,6944	1,053	0,949	0,956	26,16%	0,70%
2	D-6	1,579	0,633	1,091	0,917	0,928	29,50%	1,10%
3	4-A	1,458	0,6857	1,070	0,935	0,948	26,23%	1,30%
4	4-F	1,512	0,662	1,119	0,893	0,893	23,10%	0,00%
5	D-1	1,493	0,669	1,107	0,904	0,904	23,50%	0,00%
5	C-6	1,493	0,669	1,107	0,904	0,904	23,50%	0,00%
6	4-F	2,318	0,43	1,595	0,627	0,587	15,70%	4,00%
6	B-1	5,339	0,187	3,012	0,332	0,322	13,50%	1,00%
7	3-A	2,207	0,453	1,521	0,657	0,619	16,60%	3,80%
7	E-6	4,231	0,236	3,315	0,302	0,324	8,80%	2,20%
							21,52%	1,26%

Fuente: Autores.

Como se observa en las variaciones de “Cal. Autores - ETABS” se ha obtenido una relación para representar las diferencias porcentuales de las mismas. En estos se observa que el método aplicado en la metodología del tercer capítulo se asemeja en gran medida a la metodología utilizada por el software ETABS. Se puede observar en algunos casos que la variación entre uno y otro es del 0.00%, por lo que el método aplicado satisface las expectativas. Recordando que para la obtención de los resultados de “Cálculos Autores” se ha utilizado vigas con perfiles completos.

En el apartado de “Aplicación Norma AISC 341-16” se ha aplicado la metodología propuesta por la norma, la cual incluye en sus cálculos los efectos de una conexión RBS. Con este método se reduce la capacidad de la viga en la sección de plastificación, por lo que la relación aumenta a favor de la resistencia de la columna y de esta manera se

obtienen valores más favorables.

4.2. INFLUENCIA DE LA VARIACIÓN DEL FACTOR R EN EL CRITERIO DE DEMANDA/CAPACIDAD DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES

Utilizando los mismos nodos de la sección 4.1 se procedió a revisar las variaciones de demanda/capacidad al pasar de un R igual a 8 a un R igual a 6 de sus vigas como de las columnas. Los resultados se encuentran en las tablas 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7.

Tabla 4.4: Comparación entre un R de 8 y un R de 6 de demanda/capacidad del cortante de las vigas.

COMPARACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD VIGAS							
PISO	EJE	CORTANTE VIGA 1		VARIACIÓN	CORTANTE VIGA 2		VARIACIÓN
		R=8	R=6	%	R=8	R=6	%
1	3-A	0,1483	0,186	25,42%	0,1271	0,1628	28,09%
1	4-F	0,1286	0,1628	26,59%	0,117	0,153	30,77%
1	C-1	0,1332	0,1687	26,65%	0,1256	0,1585	26,19%
2	D-6	0,1395	0,1778	27,46%	0,1308	0,1819	39,07%
3	4-A	0,144	0,1839	27,71%	0,1239	0,1629	31,48%
4	4-F	0,141	0,1795	27,30%	0,1166	0,1532	31,39%
5	D-1	0,1313	0,1667	26,96%	0,1346	0,1677	24,59%
5	C-6	0,1346	0,1677	24,59%	0,1313	0,1667	26,96%
6	4-F	0,1355	0,1691	24,80%	0,1074	0,1377	28,21%
6	B-1	0,0926	0,0926	0,00%	0,1325	0,1616	21,96%
7	3-A	0,1215	0,1458	20,00%	0,116	0,1432	23,45%
7	E-6	0,1145	0,1376	20,17%	0,0927	0,0927	0,00%
		PROMEDIO		23,14%	PROMEDIO		26,01%

Fuente: Autores.

Tabla 4.5: Comparación entre un R de 8 y un R de 6 de demanda/capacidad de flexión de las vigas.

COMPARACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD VIGAS							
PISO	EJE	MOMENTO VIGA 1		VARIACIÓN	MOMENTO VIGA 2		VARIACIÓN
		R=8	R=6	%	R=8	R=6	%
1	3-A	0,348	0,4484	28,85%	0,3267	0,4244	29,91%
1	4-F	0,3328	0,4244	27,52%	0,2567	0,3567	38,96%
1	C-1	0,3006	0,3892	29,47%	0,2949	0,3814	29,33%
2	D-6	0,3314	0,4322	30,42%	0,3146	0,427	35,73%
3	4-A	0,3662	0,4731	29,19%	0,2701	0,3778	39,87%
4	4-F	0,3719	0,4793	28,88%	0,256	0,3615	41,21%
5	D-1	0,322	0,4189	30,09%	0,3162	0,4021	27,17%
5	C-6	0,3162	0,4021	27,17%	0,322	0,4189	30,09%
6	4-F	0,3668	0,4675	27,45%	0,2317	0,3175	37,03%
6	B-1	0,3302	0,3302	0,00%	0,3571	0,4046	13,30%
7	3-A	0,2866	0,3593	25,37%	0,3052	0,3877	27,03%
7	E-6	0,2685	0,3343	24,51%	0,3303	0,3303	0,00%
		PROMEDIO		25,74%	PROMEDIO		29,14%

Fuente: Autores.

Tabla 4.6: Comparación entre un R de 8 y un R de 6 de demanda/capacidad del cortante y flexión de la columna.

COMPARACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS							
PISO	EJE	CORTANTE COLUMNA		VARIACIÓN	MOMENTO COLUMNA		VARIACIÓN
		R=8	R=6	%	R=8	R=6	%
1	3-A	0,1287	0,193	49,96%	0,3175	0,4388	38,20%
1	4-F	0,1566	0,193	23,24%	0,3438	0,4388	27,63%
1	C-1	0,1136	0,1515	33,36%	0,2859	0,3842	34,38%
2	D-6	0,1297	0,1698	30,92%	0,2148	0,2817	31,15%
3	4-A	0,2013	0,2427	20,57%	0,3127	0,3776	20,75%
4	4-F	0,2106	0,2529	20,09%	0,3274	0,3929	20,01%
5	D-1	0,1285	0,1673	30,19%	0,2051	0,2672	30,28%
5	C-6	0,1285	0,1673	30,19%	0,2051	0,2672	30,28%
6	4-F	0,1903	0,2232	17,29%	0,3179	0,3765	18,43%
6	B-1	0,0522	0,0694	32,95%	0,0949	0,1254	32,14%
7	3-A	0,1678	0,1927	14,84%	0,2909	0,3396	16,74%
7	E-6	0,0366	0,0484	32,24%	0,0797	0,1002	25,72%
PROMEDIO				27,99%	PROMEDIO		27,14%

Fuente: Autores.

Tabla 4.7: Comparación entre un R de 8 y un R de 6 de demanda/capacidad axial y la ecuación de interacción de la columna.

COMPARACIÓN DEMANDA/CAPACIDAD COLUMNAS							
PISO	EJE	CARGA AXIAL		VARIACIÓN	ECUA. DE INTERACCIÓN		VARIACIÓN
		R=8	R=6	%	R=8	R=6	%
1	3-A	0,2188	0,22	0,55%	0,513	0,62	20,86%
1	4-F	0,2301	0,2313	0,52%	0,551	0,637	15,61%
1	C-1	0,2409	0,2421	0,50%	0,615	0,704	14,47%
2	D-6	0,202	0,2035	0,74%	0,651	0,713	9,52%
3	4-A	0,1647	0,1663	0,97%	0,425	0,49	15,29%
4	4-F	0,1516	0,1533	1,12%	0,435	0,501	15,17%
5	D-1	0,125	0,1265	1,20%	0,535	0,6	12,15%
5	C-6	0,125	0,1265	1,20%	0,536	0,599	11,75%
6	4-F	0,0952	0,0964	1,26%	0,4	0,459	14,75%
6	B-1	0,1503	0,1601	6,52%	0,559	0,594	6,26%
7	3-A	0,0602	0,0609	1,16%	0,353	0,402	13,88%
7	E-6	0,0924	0,0977	5,74%	0,491	0,482	1,83%
PROMEDIO				1,79%	PROMEDIO		12,63%

Fuente: Autores.

Como se observa en los resultados, utilizando la edificación base con un R igual a 8, la estructura se encuentra sobredimensionada tanto las columnas como las vigas, ya que sus valores de demanda/capacidad se encuentran muy por debajo del valor que podría ocasionar problemas en su resistencia. El máximo esfuerzo que se produce en una viga es en el eje 4-F del piso número cuatro, con un valor de momento de 0.3719, lo cual nos indica que la viga podría resistir casi tres veces más la carga aplicada. Mientras que, en

las ecuaciones de interacción de las columnas, el máximo valor es 0.651.

Al momento de variar el factor R a 6, todos los valores se incrementan, tanto de vigas como de columnas, pero en ninguno de los casos excede el límite de 1.00, siendo el máximo valor para columnas de 0.713.

La estructura se encuentra sobredimensionada ya que se debe cumplir con los criterios de serviciabilidad y para lograr el cometido se necesitan perfiles más grandes que los que se utilizaran en caso de analizar la estructura únicamente por capacidad.

4.3. INFLUENCIA DEL CRITERIO DE DEMANDA/CAPACIDAD AL VARIAR EL FACTOR R DESDE 8 HASTA 1

Se ha considerado para el ejemplo de análisis al nodo 3-A del piso número uno, según esta base se ha procedido a variar el factor R desde 8 hasta 1 para observar los efectos en el criterio de demanda capacidad tanto en vigas como columnas, además del criterio de columna fuerte-viga débil. Los resultados presentados en la tabla 4.8 son obtenidos del software ETABS.

Tabla 4.8: Comparación de D/C del eje 3-A frente a la variación desde un R de 8 hasta un R de 1.

VALORES DE R	DEMANDA/CAPACIDAD		DEMANDA/CAPACIDAD		DEMANDA/CAPACIDAD COL.				COL. F. - VIGA D.
	CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO	AXIAL	ECUA. INTER.	V/C
8	0,148	0,348	0,127	0,327	0,129	0,317	0,230	0,513	0,942
7	0,163	0,391	0,142	0,364	0,142	0,356	0,231	0,545	0,945
6	0,186	0,448	0,163	0,424	0,193	0,439	0,213	0,620	0,946
5	0,212	0,527	0,188	0,482	0,187	0,481	0,234	0,654	0,954
4	0,255	0,647	0,229	0,586	0,225	0,590	0,237	0,748	0,963
3	0,326	0,846	0,296	0,759	0,289	0,772	0,242	0,906	0,977
2	0,468	1,244	0,431	1,105	0,418	1,135	0,252	1,253	1,008
1	0,894	2,439	0,837	2,143	0,803	2,225	0,281	2,336	1,112

Fuente: Autores.

Como se observó en la sección 4.2, al variar el factor R de 8 a 6, no afecta significativamente a la estructura, por lo que se procedió a analizar varios casos, ahora variar desde un R igual a 8 hasta un R igual a 1, para entender con qué valor de R la estructura se podría encontrar comprometida por capacidad. El máximo valor de R que podría tomar la estructura sin que llegue a comprometer su integridad sería un R igual a 3, ya que la ecuación de interacción es de 0.906. Analizando con un R igual a 2, la demanda/capacidad de la columna es de 1.25 por lo que se espera que el miembro falle.

5. CAPÍTULO V

EFFECTOS AL INCLUIR ELEMENTOS NO DÚCTILES EN EL DISEÑO

En este capítulo se presenta las diferencias de serviciabilidad de una edificación al variar su losa e incluir escaleras; primeramente se analizaron la edificación con losas tipo membrana tanto de 15 cm, 20 cm y 25 cm de espesor, y se procederá a comparar con una variación de losa tipo shell-thin de 15 cm, 20 cm y 25 cm. Conociendo que la losa tipo membrana no aporta rigidez a la estructura, ya que se la puede catalogar como un elemento de tres grados de libertad (desplazamientos en X y Y además del giro en Z); mientras que el elemento losa tipo shell-thin posee seis grados de libertad (desplazamientos en X, Y y Z más los giros en X, Y y Z) por lo que actúa como una extensión de las vigas incrementando su rigidez.

Para cada uno de los casos expuestos se variará la rigidez global y el peso total de la estructura para llegar a alcanzar la deriva máxima permitida por la norma de la construcción, con el fin de determinar las diferencias de las columnas del sistema, sin llegar a variar el coeficiente de corte del capítulo tres.

En la sección 5.1 se presentan los resultados de serviciabilidad de la edificación con una losa tipo membrana, en el cual se observa el periodo, peso, cortante basal y deriva, acompañado de los resultados de la edificación incluida la losa tipo shell-thin; esta última modelación no sufrirá ningún cambio estructural, únicamente el tipo de losa para poder realizar una mejor comparación entre los dos miembros.

Mientras que en la sección 5.2 se rediseñara la estructura con la inclusión de la losa tipo shell-thin para llegar a la deriva máxima de 2.00% propuesta por la norma.

En la sección 5.4 se encuentra el análisis de la edificación con la inclusión de la losa tipo shell-thin y de la escalera.

5.1. INCLUSIÓN DE LOSA TIPO MEMBRANA A LA EDIFICACIÓN

Las condiciones de carga viva iniciales se mantienen a lo expuesto en capítulo tres, mientras que la carga muerta de las losas se obtuvo a partir de una losa con placa colaborante de acuerdo al catálogo de Novalosa del país Ecuador, en el cual se tomó una

placa con un espesor 0.76 mm.

Para cada espesor de losa se modificó los perfiles de las columnas respecto al modelo original presentado al capítulo tres, con el afán de cumplir tanto su diseño por serviciabilidad como su diseño por resistencia.

5.1.1. EFECTOS DE LA LOSA TIPO MEMBRANA DE 15 CM DE ESPESOR

Para la losa tipo membrana de 15 cm se obtuvo una carga muerta de 0.2576 Tn/m². Se llevó a cabo la obtención de una deriva máxima semejante a un 2.00%, donde se varió los perfiles de las columnas resistentes a momento (sin considerar las columnas a gravedad esquineras e interiores) se obtuvieron los siguientes perfiles, dando como resultado un peso de perfiles de 668.11 Tn y un peso total de 3843.88 Tn y una deriva máxima en el eje Y de 1.966%, lo cual se puede observar en la tabla 5.1.

Tabla 5.1: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 15 cm de espesor.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES			
Story8	32,31	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	418,57	64,61	1,907	192,06	1,966%
Story7	28,35	W24-192	W24-94	W24-94	W24-84	489,33	77,93			
Story6	24,38	W24-192	W24-131	W24-131	W24-84	489,33	79,89			
Story5	20,42	W24-192	W24-131	W24-131	W24-103	489,33	92,18			
Story4	16,46	W24-192	W24-131	W24-162	W24-103	489,33	93,64			
Story3	12,50	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	489,33	85,3			
Story2	8,53	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	489,33	85,3			
Story1	4,57	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	489,33	89,26			
					TOTAL	3843,88	668,11			

Fuente: Autores.

La figura 5.1 muestra las derivas elásticas obtenidas en el software ETABS tanto en el eje X como en el eje Y.

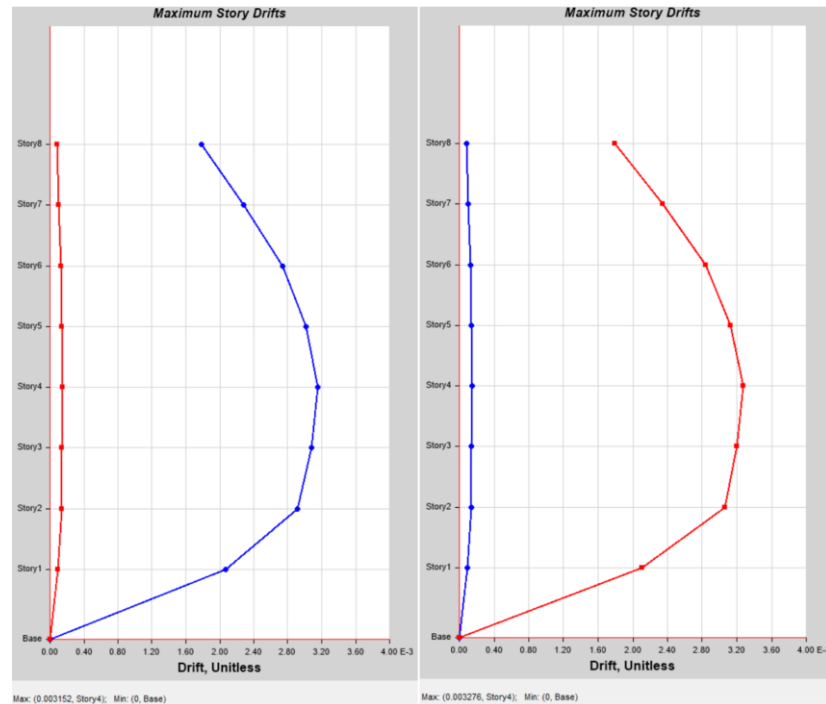


Figura 5.1: Derivas estáticas de la edificación con losa tipo membrana de 15cm de espesor y con un factor R de 8 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).

Fuente: Autores.

En la tabla 5.2 se presenta los resultados de la edificación sin variar sus perfiles con losa tipo shell-thin, en el cual se observa la reducción de su periodo y su deriva máxima en el sentido Y, por lo tanto, se observa que al cambiar la losa a tipo shell-thin, la estructura se rigidiza y sus resultados disminuyen.

Tabla 5.2: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 15 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES			
Story8	32,31	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	418,57	64,61	1,83	192,06	1,805%
Story7	28,35	W24-192	W24-94	W24-94	W24-84	489,33	77,93			
Story6	24,38	W24-192	W24-131	W24-131	W24-84	489,33	79,89			
Story5	20,42	W24-192	W24-131	W24-131	W24-103	489,33	92,18			
Story4	16,46	W24-192	W24-131	W24-162	W24-103	489,33	93,64			
Story3	12,50	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	489,33	85,3			
Story2	8,53	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	489,33	85,3			
Story1	4,57	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	489,33	89,26			
TOTAL					3843,88	668,11				

Fuente: Autores.

5.1.2. EFECTOS DE LA LOSA TIPO MEMBRANA DE 20 CM DE ESPESOR

El modelo de la edificación de losa tipo membrana de 20 cm de espesor ya fue presentado en el capítulo tres, ya que es el modelo base del cual se partió para analizar las variaciones de serviciabilidad. En la tabla 5.3 se presentan los resultados al variar el tipo de losa a shell-thin.

Tabla 5.3: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 20 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES			
Story8	32,31	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	418,57	64,61	1,83	192,06	1,805%
Story7	28,35	W24-192	W24-94	W24-94	W24-84	489,33	77,93			
Story6	24,38	W24-192	W24-131	W24-131	W24-84	489,33	79,89			
Story5	20,42	W24-192	W24-131	W24-131	W24-103	489,33	92,18			
Story4	16,46	W24-192	W24-131	W24-162	W24-103	489,33	93,64			
Story3	12,50	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	489,33	85,3			
Story2	8,53	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	489,33	85,3			
Story1	4,57	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	489,33	89,26			
TOTAL						3843,88	668,11			

Fuente: Autores.

La deriva del modelo con losa tipo membrana fue de 1.99% y al variar a losa tipo shell-thin bajó a 1.805%, por lo que su deriva se redujo en un 8.74%.

5.1.3. EFECTOS DE LA LOSA TIPO MEMBRANA DE 25 CM DE ESPESOR

Para la losa tipo membrana de 25 cm se obtuvo una carga muerta de 0.46423 Tn/m². Del mismo modo se variaron los perfiles de las columnas resistentes al momento para que el sistema estructural se asemeja a una deriva máxima del 2.00%, como se observa en la tabla 5.4.

Tabla 5.4: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 25 cm de espesor.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES			
Story8	32,31	W24-229	W24-94	W24-94	W21-68	583,69	70,95	1,947	307,86	1,988%
Story7	28,35	W24-229	W24-94	W24-94	W21-84	654,45	81,48			
Story6	24,38	W24-229	W24-131	W24-131	W30-116	654,45	104,51			
Story5	20,42	W24-229	W24-131	W24-131	W30-116	654,45	104,51			
Story4	16,46	W24-306	W24-131	W24-162	W30-116	654,45	113,2			
Story3	12,50	W24-306	W24-131	W24-162	W30-124	654,45	118,46			
Story2	8,53	W24-306	W24-131	W24-162	W30-124	654,45	118,46			
Story1	4,57	W24-306	W24-131	W24-162	W30-124	654,45	124,08			
					TOTAL	5164,84	835,65			

Fuente: Autores.

En la figura 5.2 se presentan las derivas en ambos sentidos obtenidos por el software ETABS.

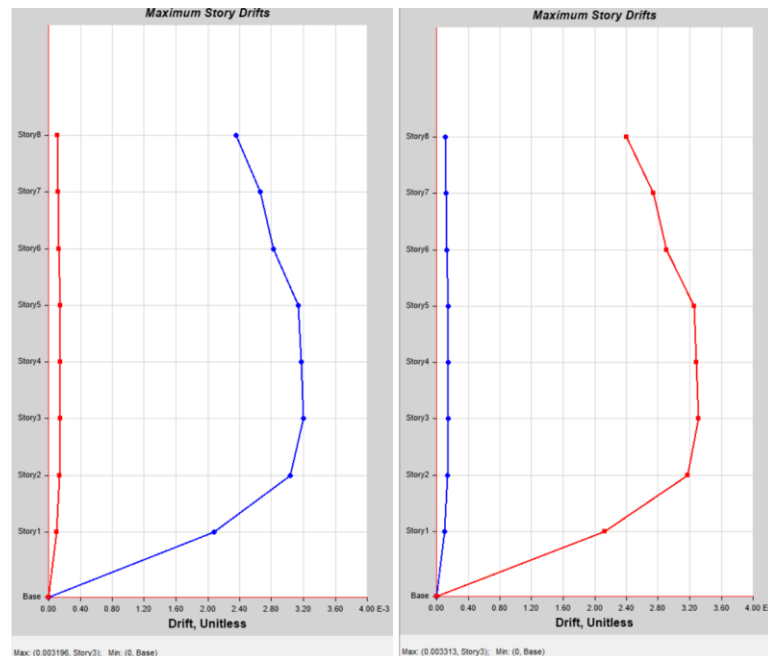


Figura 5.2: Derivas estáticas de la edificación con losa tipo membrana de 25 cm de espesor y con un factor R de 8 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).

Fuente: Autores.

En la tabla 5.5 se observa que, al variar el tipo de losa, se rigidiza la estructura y su deriva máxima baja a 1.638%.

Tabla 5.5: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 25 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES			
Story8	32,31	W24-229	W24-94	W24-94	W21-68	583,69	70,95	1,764	307,86	1,638%
Story7	28,35	W24-229	W24-94	W24-94	W21-84	654,45	81,48			
Story6	24,38	W24-229	W24-131	W24-131	W30-116	654,45	104,51			
Story5	20,42	W24-229	W24-131	W24-131	W30-116	654,45	104,51			
Story4	16,46	W24-306	W24-131	W24-162	W30-116	654,45	113,2			
Story3	12,50	W24-306	W24-131	W24-162	W30-124	654,45	118,46			
Story2	8,53	W24-306	W24-131	W24-162	W30-124	654,45	118,46			
Story1	4,57	W24-306	W24-131	W24-162	W30-124	654,45	124,08			
TOTAL					5164,84	835,65				

Fuente: Autores.

En el caso de la estabilidad estructural, de acuerdo al análisis de segundo orden, no se considera el estado P-D ya que la estructura posee características de regularidad.

5.1.4. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DE LOSA TIPO MEMBRANA Y LOSA TIPO SHELL-THIN

Como se pudo observar en los anteriores análisis, se ha conseguido que las derivas máximas de cada sistema se asemejen al mayor permitido por la norma, esto se consigue variando los perfiles de las columnas exteriores que resisten cargas laterales para aumentar o disminuir la rigidez lateral global de la estructura, según sea el caso. Al momento de cambiar a una losa tipo shell-thin, sin variar ningún otro parámetro, se consiguió un inminente decremento de periodo y derivas, ya que aumenta la rigidez lateral. Se observó que las derivas y los periodos disminuyeron desde aproximadamente un 10% hasta un 20% en los casos analizados.

5.2. INCLUSIÓN DE LOSA TIPO SHELL-THIN A LA EDIFICACIÓN

En este análisis, además de incluir la losa tipo shell-thin, se variarán los perfiles de las columnas para que llegue a ser semejante a un 2.00% para de esta manera observar cual es el cambio sufre un sistema frente al otro. Los pesos de las losas se mantuvieron iguales a los de la sección 5.1.

Después de cada ejemplo de losa tipo shell-thin llevada a una deriva máxima de 2.00%, se procede a variar el tipo de losa a membrana para observar el efecto del mismo tanto en periodo como deriva, ya que esta se cataloga como la deriva real de diseño.

5.2.1. EFECTOS DE LA LOSA TIPO SHELL-THIN DE 15 CM DE ESPESOR

A continuación, se presenta la tabla 5.6 en el cual se puede observar un decremento del peso de los perfiles estructurales con respecto al análisis de la losa tipo membrana. Por este motivo el cortante basal también se ve afectado, ya que depende del peso muerto de la estructura.

Tabla 5.6: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 15 cm de espesor.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS						PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	CAMBIO	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	CAMBIO	TOTAL PISO	PERFILES ESTRUCTURALES			
Story8	32.3088	W24-162	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	W21-68	418.57	64.61	1.889	190.31	1.986%
Story7	28.3464	W24-192	W24-176	W24-94	W24-94	W24-84	W24-84	489.33	76.47			
Story6	24.384	W24-192	W24-176	W24-131	W24-131	W24-84	W24-84	489.33	78.44			
Story5	20.4216	W24-192	W24-176	W24-131	W24-131	W24-103	W24-84	489.33	78.44			
Story4	16.4592	W24-192	W24-176	W24-131	W24-162	W24-103	W24-84	489.33	79.89			
Story3	12.4968	W24-192	W24-176	W24-131	W24-162	W30-90	W30x90	489.33	83.84			
Story2	8.5344	W24-192	W24-176	W24-131	W24-162	W30-90	W30x90	489.33	83.84			
Story1	4.572	W24-192	W24-176	W24-131	W24-162	W30-90	W30x90	489.33	87.57			
							TOTAL	3843.88	633.1			

Fuente: Autores.

Al realizar el cambio de perfiles, se vio afectada la estructura en términos de rigidez, principalmente en las columnas sismorresistentes, ya que desde la base hasta el séptimo piso hubo modificaciones por lo que las inercias se redujeron en un 9.58%, en el caso de las vigas se variaron en el cuarto y quinto piso, donde se redujo su inercia en un 21.12%.

En la figura 5.3 se representan las derivas por piso en ambos sentidos obtenidos en el software ETABS, en el cual se puede observar que la deriva máxima se encuentra en el sentido Y.

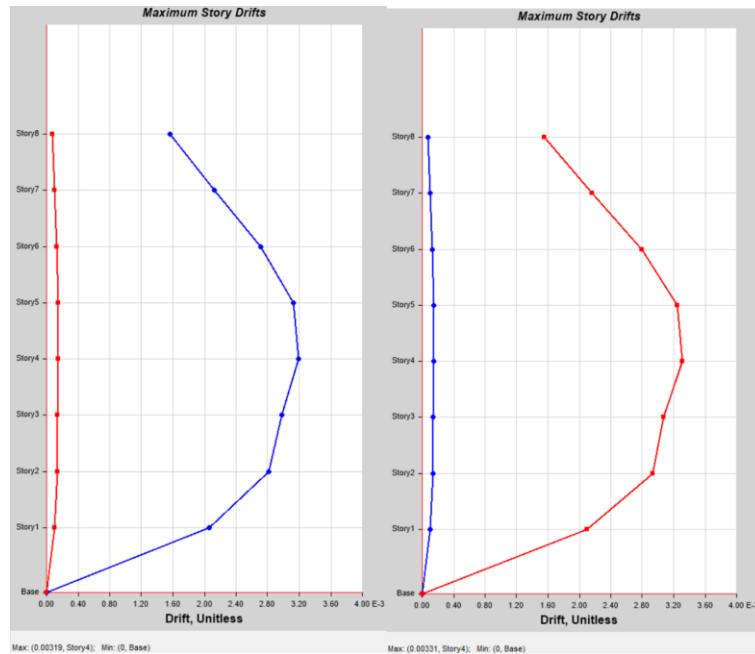


Figura 5.3: Derivas estáticas de la edificación con losa tipo shell-thin de 15 cm de espesor y con un factor R de 8 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).

Fuente: Autores.

En la tabla 5.7 se muestran los resultados de la edificación al haber variado el tipo de losa de tipo shell-thin con un 2.00% de deriva máxima a una losa tipo membrana para observar

en cuanto incrementa los parámetros analizados.

Tabla 5.7: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 15 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES			
Story8	32,31	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	418,57	64,61	1,974	190,31	2,182%
Story7	28,35	W24-176	W24-94	W24-94	W24-84	489,33	76,47			
Story6	24,38	W24-176	W24-131	W24-131	W24-84	489,33	78,44			
Story5	20,42	W24-176	W24-131	W24-131	W24-84	489,33	78,44			
Story4	16,46	W24-176	W24-131	W24-162	W24-84	489,33	79,89			
Story3	12,50	W24-176	W24-131	W24-162	W30x90	489,33	83,84			
Story2	8,53	W24-176	W24-131	W24-162	W30x90	489,33	83,84			
Story1	4,57	W24-176	W24-131	W24-162	W30x90	489,33	87,57			
TOTAL						3843,88	633,1			

Fuente: Autores.

5.2.2. EFECTOS DE LA LOSA TIPO SHELL-THIN DE 20 CM DE ESPESOR

De igual manera que la losa tipo shell-thin de 15 cm, se observa que el peso de los perfiles estructurales disminuye en comparación con el análisis de la losa tipo membrana, por lo tanto, su cortante basal también disminuye, como se observa en la tabla 5.8.

Tabla 5.8: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 20 cm de espesor.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS						PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	CAMBIO	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	CAMBIO	TOTAL PISO	PERFILES ESTRUCTURALES			
Story8	32.3088	W24-162	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	W21-68	583.69	64.61	1.907	255.74	1.952%
Story7	28.3464	W24-192	W24-192	W24-94	W24-94	W21-84	W21-84	654.45	77.93			
Story6	24.384	W24-192	W24-192	W24-131	W24-131	W21-84	W21-84	654.45	79.89			
Story5	20.4216	W24-207	W24-207	W24-131	W24-131	W30-108	W30-99	654.45	90.94			
Story4	16.4592	W24-207	W24-207	W24-131	W24-162	W30-108	W30-99	654.45	92.4			
Story3	12.4968	W24-229	W24-207	W24-131	W24-162	W30-116	W30-99	654.45	92.4			
Story2	8.5344	W24-229	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	W30-99	654.45	94.56			
Story1	4.572	W24-229	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	W30-99	654.45	99.06			
TOTAL								5164.84	691.79			

Fuente: Autores.

Al momento de modificar los perfiles, en el caso de las columnas, únicamente se modificó el del tercer piso, donde su inercia se redujo en un 10.69%, en las vigas se variaron desde el primero hasta el quinto piso, en los tres primeros se redujo su inercia en un 19.02% y en los restantes, en un 10.75%.

En la figura 5.4 se observa que la máxima deriva se presenta en el sentido Y.

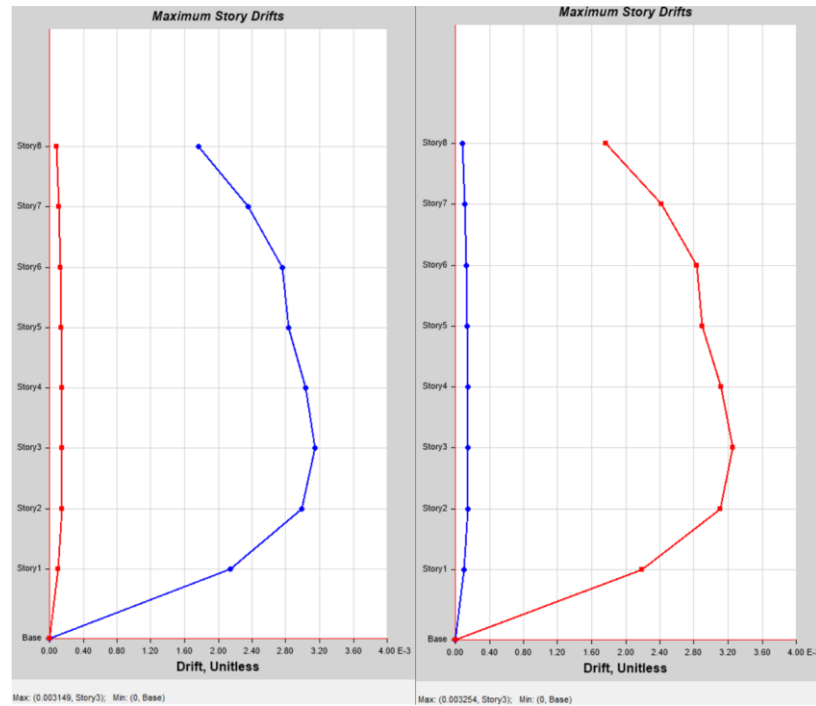


Figura 5.4: Derivas estáticas de la edificación con losa tipo shell-thin de 20 cm de espesor y con un factor R de 8 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).

Fuente: Autores.

En la tabla 5.9 se muestran los valores de la edificación al analizarse con una losa tipo membrana para cuantificar en cuanto influye en su deriva máxima y periodo.

Tabla 5.9: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 15 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES			
Story8	32,31	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	583,69	64,61	2,051	255,74	2,251%
Story7	28,35	W24-192	W24-94	W24-94	W21-84	654,45	77,93			
Story6	24,38	W24-192	W24-131	W24-131	W21-84	654,45	79,89			
Story5	20,42	W24-207	W24-131	W24-131	W30-99	654,45	90,94			
Story4	16,46	W24-207	W24-131	W24-162	W30-99	654,45	92,4			
Story3	12,50	W24-207	W24-131	W24-162	W30-99	654,45	92,4			
Story2	8,53	W24-229	W24-131	W24-162	W30-99	654,45	94,56			
Story1	4,57	W24-229	W24-131	W24-162	W30-99	654,45	99,06			
TOTAL					5164,84	691,79				

Fuente: Autores.

5.2.3. EFECTOS DE LA LOSA TIPO SHELL-THIN DE 25 CM DE ESPESOR

La tabla 5.10 muestra los resultados del análisis de serviciabilidad de la estructura con una losa tipo shell-thin de 25 cm, en el cual, se puede observar nuevamente, que el valor del peso de los perfiles estructurales ha disminuido en comparación de análisis en losa tipo

membrana.

Tabla 5.10: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 25 cm de espesor.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS						PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	CAMBIO	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	CAMBIO	TOTAL PISO	PERFILES ESTRUCTURALES			
Story8	32.3088	W24-229	W24-192	W24-94	W24-94	W21-68	W21-68	694.4	67.39	1.937	302.32	1.940%
Story7	28.3464	W24-229	W24-192	W24-94	W24-94	W21-84	W21-84	765.16	77.93			
Story6	24.384	W24-229	W24-192	W24-131	W24-131	W30-116	W21-84	765.16	79.89			
Story5	20.4216	W24-229	W24-192	W24-131	W24-131	W30-116	W30-108	765.16	95.69			
Story4	16.4592	W24-306	W24-192	W24-131	W24-162	W30-116	W30-108	765.16	97.15			
Story3	12.4968	W24-306	W24-229	W24-131	W24-162	W30-124	W30-108	765.16	100.7			
Story2	8.5344	W24-306	W24-229	W24-131	W24-162	W30-124	W30-108	765.16	100.7			
Story1	4.572	W24-306	W24-229	W24-131	W24-162	W30-124	W30-108	765.16	105.2			
							TOTAL	6050.52	724.65			

Fuente: Autores.

Al modificar todas las columnas, el cuarto piso sufrió una mayor reducción de inercia, con un 41.35%, en el caso de las vigas, estas se modificaron desde el primer piso hasta el sexto, donde su mayor reducción se produjo en el sexto piso con 51.9%.

En la figura 5.5 se presentan los resultados obtenidos por el software ETABS en el cual los resultados de derivas máximas se encuentran en el sentido Y de la edificación.

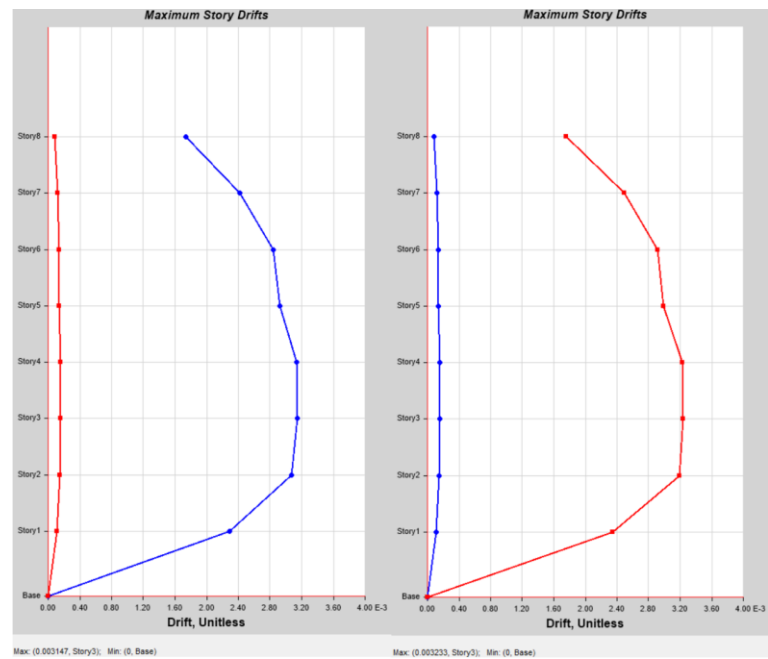


Figura 5.5: Derivas estáticas de la edificación con losa tipo shell-thin de 25 cm de espesor y con un factor R de 8 en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).

Fuente: Autores.

Una vez alcanzado un valor próximo del 2.00% en su deriva con una losa tipo shell-thin, en la tabla 5.11 se muestra la variación de sus parámetros ante el cambio a losa tipo

membrana.

Tabla 5.11: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 25 cm de espesor sin variar los perfiles estructurales.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES			
Story8	32,31	W24-192	W24-94	W24-94	W21-68	694,4	67,39	2,17	302,32	2,442%
Story7	28,35	W24-192	W24-94	W24-94	W21-84	765,16	77,93			
Story6	24,38	W24-192	W24-131	W24-131	W21-84	765,16	79,89			
Story5	20,42	W24-192	W24-131	W24-131	W30-108	765,16	95,69			
Story4	16,46	W24-192	W24-131	W24-162	W30-108	765,16	97,15			
Story3	12,50	W24-229	W24-131	W24-162	W30-108	765,16	100,7			
Story2	8,53	W24-229	W24-131	W24-162	W30-108	765,16	100,7			
Story1	4,57	W24-229	W24-131	W24-162	W30-108	765,16	105,2			
TOTAL						6050,52	724,65			

Fuente: Autores.

Los resultados de las variaciones de los perfiles en términos de inercia se pueden observar a detalle en la tabla 5.26, tabla 5.27 y tabla 5.28 del presente capítulo.

5.3. INCLUSIÓN DE ESCALERA DENTRO DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN CON LOSA TIPO MEMBRANA DE 20 CM.

Las escaleras se incluirán en el modelo de losa tipo membrana de 20 cm para determinar la variación real de la rigidez lateral ante la inclusión de este elemento, este efecto puede variar en dependencia de la ubicación de las escaleras, para una correcta comparación se ha colocado en el centro de la edificación, ya que incrementa en gran magnitud la rigidez lateral. La figura 5.6 y figura 5.7 son representaciones de las gradas que se emplearon para el modelamiento, asumiendo que para el primer piso se tiene una huella de 0.31m y una contrahuella de 0.18m, mientras que para el resto de pisos se usó una huella de 0.33m y una contrahuella de 0.15m.

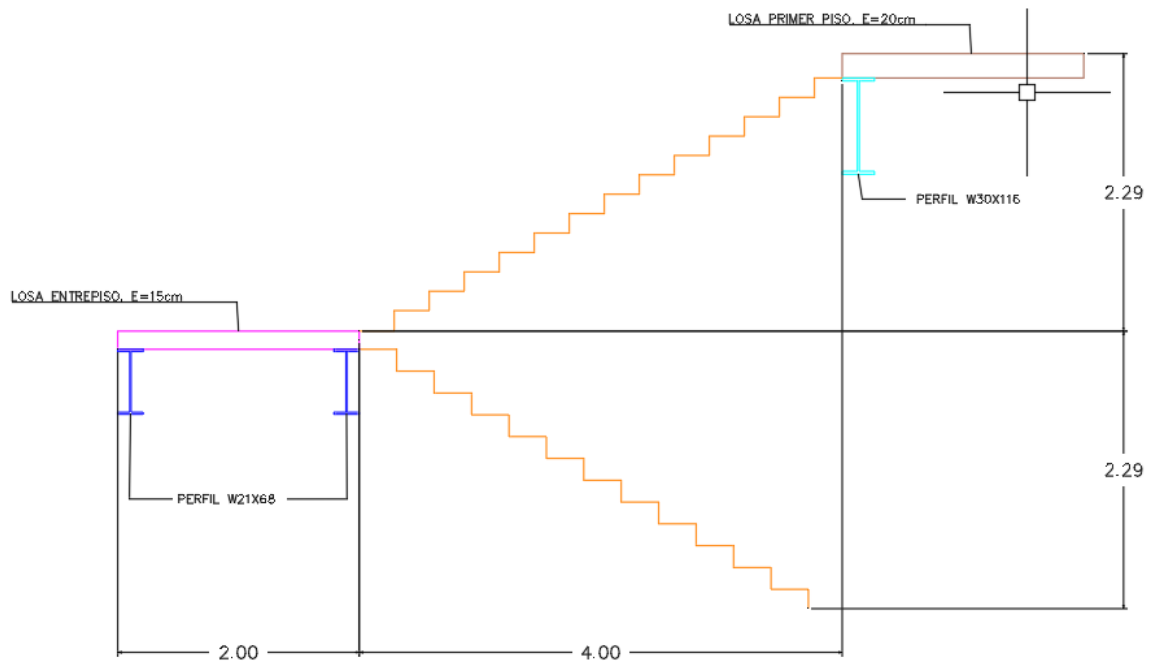


Figura 5.6: Vista lateral de las escaleras del primer piso de la edificación.

Fuente: Autores.

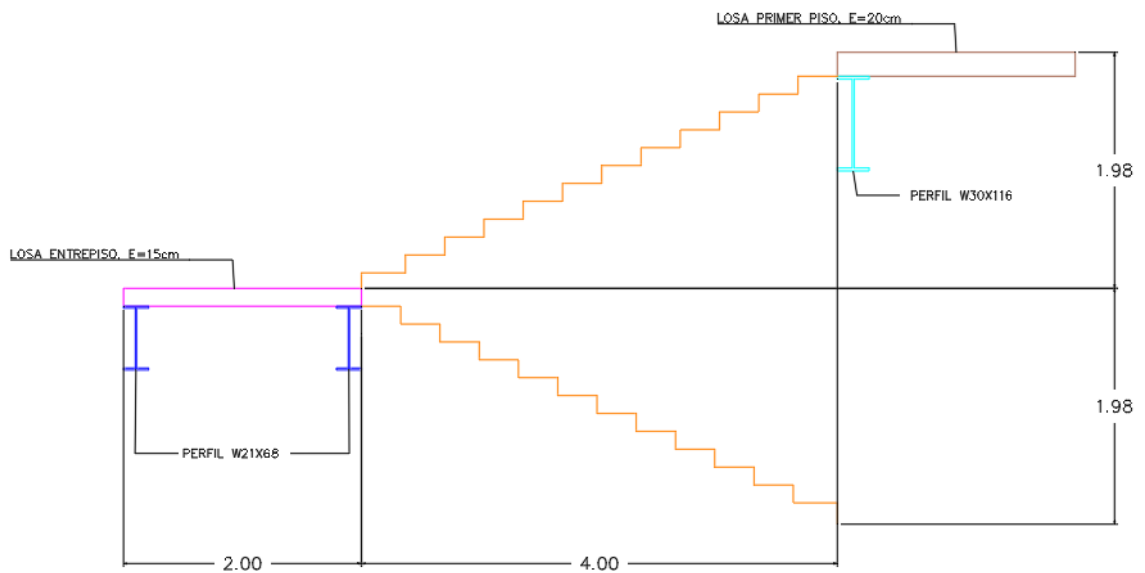


Figura 5.7: Vista lateral de las escaleras de la edificación desde el segundo hasta el octavo piso.

Fuente: Autores.

Para la losa de entrepiso, se usó una carga muerta de 0.2576 Tn/m² y una carga viva de

0.244 Tn/m². Para el caso de las escaleras, se usó una carga muerta de 0.264 Tn/m² e igual carga viva usada para el entrepiso. Para la modelación se colocó las escaleras en el centro de la edificación como se puede ver en la figura 5.8.

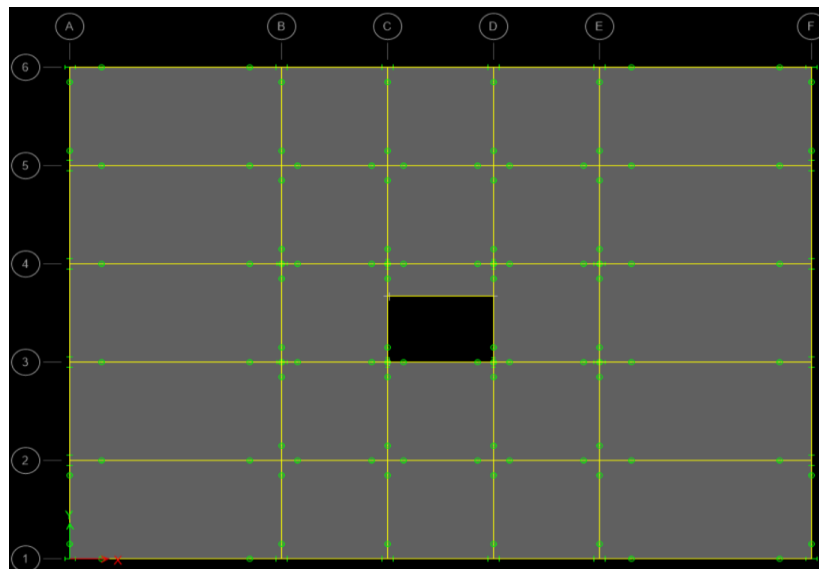


Figura 5.8: Vista en planta de la ubicación de las escaleras en la edificación.

Fuente: Autores.

En la tabla 5.12 se puede observar los resultados obtenidos del análisis de la edificación modelo con una losa tipo membrana de 20 cm, para este caso no se ha variado ningún parámetro del modelo original, únicamente la inclusión de las escaleras en el centro de la edificación.

Tabla 5.12: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 20 cm de espesor con la inclusión de escaleras.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES			
Story8	32,31	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	583,69	64,61	1,755	258,07	1,614%
Story7	28,35	W24-192	W24-94	W24-94	W21-84	654,45	77,93			
Story6	24,38	W24-192	W24-131	W24-131	W21-84	654,45	79,89			
Story5	20,42	W24-207	W24-131	W24-131	W30-108	654,45	97,09			
Story4	16,46	W24-207	W24-131	W24-162	W30-108	654,45	98,55			
Story3	12,50	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	654,45	105,97			
Story2	8,53	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	654,45	105,97			
Story1	4,57	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	654,45	110,47			
TOTAL					5164,84	740,48				

Fuente: Autores.

Se puede observar un decremento en el periodo y en la deriva, lo que nos indica que la

inclusión de las escaleras rigidiza la estructura.

En la tabla 5.13 se observa la edificación con una losa tipo membrana y con la inclusión de las escaleras. En esta modelación se modificaron los perfiles de las columnas que resisten cargas laterales al igual que las vigas para que la estructura llegue al 1.96% de deriva máxima en el sentido Y. En este caso se han disminuido las dimensiones de dichos perfiles para que se flexibilice y alcance más deformaciones laterales.

Tabla 5.13: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 20 cm de espesor con la inclusión de escaleras con la variación de los miembros estructurales.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS						PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	CAMBIO	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	CAMBIO	TOTAL PISO	PERFILES ESTRUCTURALES			
Story8	32.3088	W24-162	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	W21-68	583.69	64.61	1.91	252.06	1.959%
Story7	28.3464	W24-192	W24-176	W24-94	W24-94	W21-84	W21-84	654.45	76.47			
Story6	24.384	W24-192	W24-176	W24-131	W24-131	W21-84	W21-84	654.45	78.44			
Story5	20.4216	W24-207	W24-176	W24-131	W24-131	W30-108	W30-90	654.45	82.39			
Story4	16.4592	W24-207	W24-176	W24-131	W24-162	W30-108	W30-90	654.45	83.84			
Story3	12.4968	W24-229	W24-176	W24-131	W24-162	W30-116	W30-90	654.45	83.84			
Story2	8.5344	W24-229	W24-192	W24-131	W24-162	W30-116	W30-90	654.45	85.3			
Story1	4.572	W24-229	W24-192	W24-131	W24-162	W30-116	W30-90	654.45	89.26			
TOTAL								5164.84	644.15			

Fuente: Autores.

La mayor reducción en términos de rigidez en columnas se produjo en el tercer piso con un 25.79%, mientras que en las vigas se observó en los tres primeros pisos con un 23.86%.

Como se observa en la figura 5.9, el sentido más afectado continúa siendo el del eje Y. Si se hace una comparativa entre las derivas de la modelación de la sección 5.1.2 contra las presentadas a continuación, se puede observar que la estructura se rigidizó más en el sentido X que en el sentido Y. Por otro lado, se hace más notorio la torsión en la edificación que, para el caso de análisis no es tan elevado en los dos sentidos ya que el centro de masas se desplazó al momento de colocar las escaleras en el centro de la edificación.

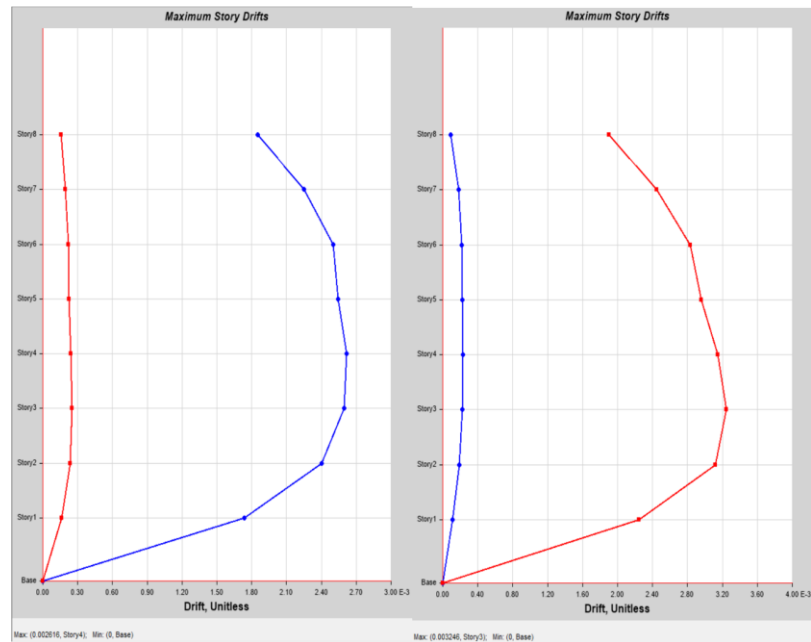


Figura 5.9: Derivas estáticas de la edificación al incluir escaleras en el sentido X y Y respectivamente (ETABS).

Fuente: Autores.

5.4. VARIACIÓN DEL MODELO DE LA SECCION 5.3 A LOSA TIPO SHELL-THIN

En la tabla 5.14 se presenta los resultados de la edificación modelo de losa tipo membrana de 20 cm de espesor. Para este caso se ha variado el tipo de losa a shell-thin, además de la inclusión de escaleras en el centro de esta. De la misma manera que la sección anterior, las escaleras funcionan empotradas al suelo y poseen una losa de entrepiso que genera columna corta.

Tabla 5.14: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 20 cm de espesor con la inclusión de escaleras sin variar los miembros estructurales.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES			
Story8	32,31	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	583,69	64,61	1,695	252,06	1,568%
Story7	28,35	W24-176	W24-94	W24-94	W21-84	654,45	76,47			
Story6	24,38	W24-176	W24-131	W24-131	W21-84	654,45	78,44			
Story5	20,42	W24-176	W24-131	W24-131	W30-90	654,45	82,39			
Story4	16,46	W24-176	W24-131	W24-162	W30-90	654,45	83,84			
Story3	12,50	W24-176	W24-131	W24-162	W30-90	654,45	83,84			
Story2	8,53	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	654,45	85,3			
Story1	4,57	W24-192	W24-131	W24-162	W30-90	654,45	89,26			
					TOTAL	5164,84	644,15			

Fuente: Autores.

En la tabla 5.15 se presentan los resultados al variar los perfiles de acuerdo a los datos obtenidos en la tabla anterior para que su deriva máxima incremente de 1.568% a 2.00%.

Tabla 5.15: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo shell-thin de 20 cm de espesor con la inclusión de escaleras variando los miembros estructurales.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS						PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	CAMBIO	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	CAMBIO	TOTAL PISO	PERFILES ESTRUCTURALES			
Story8	32.3088	W24-162	W24-131	W24-94	W24-94	W21-68	W21-44	560.74	46.33	1.855	248.82	1.947%
Story7	28.3464	W24-176	W24-131	W24-94	W24-94	W21-84	W21-84	631.50	72.22			
Story6	24.384	W24-176	W24-131	W24-131	W24-131	W21-84	W21-84	631.50	74.19			
Story5	20.4216	W24-176	W24-131	W24-131	W24-131	W30-90	W21-84	631.50	74.19			
Story4	16.4592	W24-176	W24-131	W24-131	W24-162	W30-90	W21-84	631.50	75.65			
Story3	12.4968	W24-176	W24-131	W24-131	W24-162	W30-90	W21-84	631.50	75.65			
Story2	8.5344	W24-192	W24-162	W24-131	W24-162	W30-90	W21-84	631.50	78.56			
Story1	4.572	W24-192	W24-162	W24-131	W24-162	W30-90	W21-84	631.63	82.09			
TOTAL								4981.34	578.88			

Fuente: Autores.

La mayor reducción en términos de rigidez en columnas se produjo desde el tercer piso hasta el séptimo con un 29.24%%, mientras que en las vigas se observó en el último piso con un 43.02%.

Una vez logrado obtener la edificación con losa tipo shell-thin y con la inclusión de escaleras con una deriva del 1.947%, se procede a variar el tipo de losa a membrana para observar la deriva real de diseño, como se observa en la tabla 5.16.

Tabla 5.16: Resultados de servicio de la edificación con losa tipo membrana de 20 cm de espesor con la inclusión de escaleras sin variar los miembros estructurales.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES ESTRUCTURALES			
Story8	32.3088	W24-131	W24-94	W24-94	W21-44	560.74	46.33	2.152	248.82	2.642%
Story7	28.3464	W24-131	W24-94	W24-94	W21-84	631.50	72.22			
Story6	24.384	W24-131	W24-131	W24-131	W21-84	631.50	74.19			
Story5	20.4216	W24-131	W24-131	W24-131	W21-84	631.50	74.19			
Story4	16.4592	W24-131	W24-131	W24-162	W21-84	631.50	75.65			
Story3	12.4968	W24-131	W24-131	W24-162	W21-84	631.50	75.65			
Story2	8.5344	W24-162	W24-131	W24-162	W21-84	631.50	78.56			
Story1	4.572	W24-162	W24-131	W24-162	W21-84	631.63	82.09			
TOTAL						4981.34	578.88			

Fuente: Autores.

5.5. INCLUSIÓN DE LOSA TIPO SHELL-THIN Y ESCALERAS AL MODELO BASE

Los datos presentados en la tabla 5.17 corresponden a una variación edificación propuesta en el capítulo tres, la cual corresponde a la edificación modelo con losa tipo membrana de 20 cm de espesor con su deriva de 1.995%. Para la combinación más crítica se ha cambiado el tipo de losa a shell-thin e incluidas las escaleras para observar la variación de su periodo y deriva.

Tabla 5.17: Resultados al incluir la losa tipo shell-thin y escaleras al modelo base.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES ESTRUCTURALES			
Story8	32.3088	W24-162	W24-94	W24-94	W21-68	583.69	64.61	1.579	258.07	1.307%
Story7	28.3464	W24-192	W24-94	W24-94	W24-84	654.45	77.93			
Story6	24.384	W24-192	W24-131	W24-131	W24-84	654.45	79.89			
Story5	20.4216	W24-207	W24-131	W24-131	W30-108	654.45	97.09			
Story4	16.4592	W24-207	W24-131	W24-162	W30-108	654.45	98.55			
Story3	12.4968	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	654.45	105.97			
Story2	8.5344	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	654.45	105.97			
Story1	4.572	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	654.45	110.47			
TOTAL						5164.84	740.48			

Fuente: Autores.

Al observar que la deriva bajó considerablemente, se procedió nuevamente a flexibilizar la estructura, modificando los perfiles para que la deriva se aproxime al 2.00% como se muestra en la tabla 5.18.

Tabla 5.18 Resultados al modificar los perfiles estructurales con losa tipo shell-thin y escaleras.

PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS						PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	CAMBIO	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	CAMBIO	TOTAL PISO	PERFILES ESTRUCTURALES			
Story8	32.3088	W24-162	W24-84	W24-94	W24-94	W21-68	W21-44	559.01	41.89	1.848	248.13	2.000%
Story7	28.3464	W24-192	W24-131	W24-94	W24-94	W24-84	W21-68	629.77	61.69			
Story6	24.384	W24-192	W24-131	W24-131	W24-131	W24-84	W21-68	629.77	66.57			
Story5	20.4216	W24-207	W24-162	W24-131	W24-131	W30-108	W21-68	629.77	66.57			
Story4	16.4592	W24-207	W24-192	W24-131	W24-162	W30-108	W21-68	629.77	70.82			
Story3	12.4968	W24-207	W24-131	W24-131	W24-162	W30-116	W21-68	629.77	82.75			
Story2	8.5344	W24-229	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	W24-84	629.77	84.9			
Story1	4.572	W24-229	W24-229	W24-131	W24-162	W30-116	W24-84	629.90	89.4			
TOTAL								4967.50	564.59			

Fuente: Autores.

La mayor reducción en términos de rigidez en columnas se observó en el último piso con un 54.14%, mientras que en las vigas se produjo en los tres primeros pisos con un 51.9%.

En la tabla 5.19 se presentan los resultados de la tabla anterior al variar nuevamente a la losa a tipo membrana.

Tabla 5.19 Resultados al cambiar la losa shell-thin nuevamente a membrana, mostrando la deriva real de diseño

INCLUSIÓN DE ESCALERAS DENTRO DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE CAMBIO DE PERFILES CON LOSA SHELL THIN A MEMBRANA NUEVAMENTE										
PISO	ELEVACIÓN (m)	PERFILES ESTRUCTURALES EMPLEADOS				PESO (Tn)		PERIODO Tn (Sg)	CORTANTE BASAL (Tn)	DERIVA MÁX.
		COLUMNA EXT.	COLUMNA ESQ.	COLUMNA INT.	VIGA	TOTAL PISO	PERFILES ESTRUCTURALES			
Story8	32.3088	W24-84	W24-94	W24-94	W21-44	559.01	41.89	2.181	248.13	2.871%
Story7	28.3464	W24-131	W24-94	W24-94	W21-68	629.77	61.69			
Story6	24.384	W24-162	W24-131	W24-131	W21-68	629.77	66.57			
Story5	20.4216	W24-162	W24-131	W24-131	W21-68	629.77	66.57			
Story4	16.4592	W24-192	W24-131	W24-162	W21-68	629.77	70.82			
Story3	12.4968	W24-207	W24-131	W24-162	W21-68	629.77	82.75			
Story2	8.5344	W24-229	W24-131	W24-162	W24-84	629.77	84.9			
Story1	4.572	W24-229	W24-131	W24-162	W24-84	629.90	89.4			
TOTAL						4967.50	564.59			

Fuente: Autores.

5.6. INTERPRETACIÓN DE LOS RESULTADOS

Como se mencionó anteriormente, la losa tipo membrana no aporta rigidez a la estructura, mientras que la losa tipo shell-thin, sí. En la tabla 5.20, tabla 5.21, tabla 5.22 y tabla 5.23

se encuentran dos apartados, en el primero donde se analizan los periodos y derivas de ambos tipos de losas en los cuales se han mantenido los perfiles de las columnas. En otras palabras, la losa tipo membrana se encuentra con una deriva próxima al 2.00% y para compararla con la losa shell-thin, únicamente se varió el tipo de losa, con este procedimiento se puede dar una magnitud de cuánto influye una losa frente a la otra en el resultado total de la estructura.

Mientras que en segundo apartado se ha variado los perfiles de las columnas para que, tanto el modelo con losa tipo membrana y losa tipo shell-thin, presenten derivas similares con la finalidad de evaluar el impacto del peso de la estructura al ser rigidizada hasta el 2.00%.

Tabla 5.20: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con la losa de 15 cm.

PISO	SIN VARIAR PERFILES ESTRUCTURALES						AJUSTANDO PERFILES ESTRUCTURALES					
	PERIODO			DERIVA MÁXIMA			CORTANTE BASAL (Tn)			PESO (Tn)		
	MEMBRANA	SHELL THIN	%	MEMBRANA	SHELL THIN	%	MEMBRANA	SHELL THIN	%	MEMBRANA	SHELL THIN	%
Story8	1,907	1,83	4,04%	1,966%	1,805%	8,19%	192,06	190,31	0,91%	64,61	64,61	0,00%
Story7										77,93	76,47	1,87%
Story6										79,89	78,44	1,81%
Story5										92,18	78,44	14,91%
Story4										93,64	79,89	14,68%
Story3										85,3	83,84	1,71%
Story2										85,3	83,84	1,71%
Story1										89,26	87,57	1,89%
										668,11	633,1	5,24%

Fuente: Autores.

Tabla 5.21: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con la losa de 20 cm.

PISO	SIN VARIAR PERFILES ESTRUCTURALES						AJUSTANDO PERFILES ESTRUCTURALES					
	PERIODO			DERIVA MÁXIMA			CORTANTE BASAL (Tn)			PESO (Tn)		
	MEMBRANA	SHELL THIN	%	MEMBRANA	SHELL THIN	%	MEMBRANA	SHELL THIN	%	MEMBRANA	SHELL THIN	%
Story8	1,964	1,836	6,52%	1,995%	1,732%	13,18%	258,07	255,74	0,90%	64,61	64,61	0,00%
Story7										77,93	77,93	0,00%
Story6										79,89	79,89	0,00%
Story5										97,09	90,94	6,33%
Story4										98,55	92,4	6,24%
Story3										105,97	92,4	12,81%
Story2										105,97	94,56	10,77%
Story1										110,47	99,06	10,33%
										740,48	691,79	6,58%

Fuente: Autores.

Tabla 5.22: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con la losa de 25 cm.

PISO	SIN VARIAR PERFILES ESTRUCTURALES						AJUSTANDO PERFILES ESTRUCTURALES					
	PERIODO			DERIVA MÁXIMA			CORTANTE BASAL (Tn)			PESO (Tn)		
	MEMBRANA	SHELL THIN	%	MEMBRANA	SHELL THIN	%	MEMBRANA	SHELL THIN	%	MEMBRANA	SHELL THIN	%
Story8	1,947	1,764	9,40%	1,988%	1,638%	17,61%	307,86	302,32	1,80%	70,95	67,39	5,02%
Story7										81,48	77,93	4,36%
Story6										104,51	79,89	23,56%
Story5										104,51	95,69	8,44%
Story4										113,2	97,15	14,18%
Story3										118,46	100,7	14,99%
Story2										118,46	100,7	14,99%
Story1										124,08	105,2	15,22%
										835,65	724,65	13,28%

Fuente: Autores.

Tabla 5.23: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con la losa de 20 cm y la inclusión de escaleras.

PISO	SIN VARIAR PERFILES ESTRUCTURALES						AJUSTANDO PERFILES ESTRUCTURALES					
	PERIODO			DERIVA MÁXIMA			CORTANTE BASAL (Tn)			PESO (Tn)		
	MEMBRANA	ESCALERAS	%	MEMBRANA	ESCALERAS	%	MEMBRANA	ESCALERAS	%	MEMBRANA	ESCALERAS	%
Story8	1,964	1,755	10,64%	1,995%	1,614%	19,10%	258,07	252,06	2,33%	64,61	64,61	0,00%
Story7										77,93	76,47	1,87%
Story6										79,89	78,44	1,81%
Story5										97,09	82,39	15,14%
Story4										98,55	83,84	14,93%
Story3										105,97	83,84	20,88%
Story2										105,97	85,3	19,51%
Story1										110,47	89,26	19,20%
										740,48	644,15	13,01%

Fuente: Autores.

Para el caso de la losa de 15 cm, el periodo se redujo en un 4.04% y su deriva en un 8.19%. En el modelo con una losa de 20 cm, el periodo se redujo en un 6.58% y el periodo en un 13.18%. En el modelo de losa de 25 cm, el periodo se redujo en un 9.4% mientras que su deriva máxima en un 17.61%. Con la inclusión de escaleras al modelo base de losa de 20 cm se redujo su periodo en un 10.64% y su deriva en un 19.10%.

Como se observa en los resultados, si se incluye una losa tipo shell-thin al modelo base, la estructura se rigidiza en todos los casos. Mientras aumenta el espesor de la losa, a su vez también lo hace su rigidez, llegando así a disminuir tanto los periodos como sus derivas.

En el caso de la inclusión de las escaleras se llega a rigidizar inclusive más que la losa de 25 cm, esto depende del lugar en donde esté ubicada la escalera, ya que, al colocarla a un extremo de la edificación, la rigidización de esta es mínima. Las escaleras funcionan empotradas al suelo por lo que ayudan a rigidizar la estructura. Además, estas generan columnas cortas por las conexiones que se realizan en los entresijos, por lo que se debería evitar esta solución en caso de buscar rigidizar la estructura.

Para el siguiente análisis se ha variado las dimensiones de los perfiles de las columnas al incluir la losa tipo shell-thin, para de esta manera llegar a la deriva del 2.00%. Para lograr este cometido se disminuyen las secciones con la finalidad de reducir el peso muerto de los perfiles estructurales. Una vez logrado que la deriva máxima se encuentre próximo al permitido por la norma, se analizó tanto el peso como el cortante basal producto de esta variación.

Para la losa de 15 cm, 20 cm y 25 cm se produjeron unas reducciones de peso de perfiles de un 5.24%, 6.58% y 13.28%, respectivamente. Mientras que, en el caso de la inclusión de las escaleras, este efecto tuvo un gran impacto, ya que el peso llega a reducirse en un 13.01%, recordando que este modelo se compara con la edificación de losa de 20 cm.

Este efecto se produce ya que con la inclusión de losa tipo shell-thin y escaleras, la estructura se rigidiza, por lo tanto, se debe disminuir las dimensiones de las columnas para alcanzar derivas más grandes, por lo tanto, el peso muerto baja.

A continuación, en la tabla 5.24 se presentan los resultados de la comparación de la losa de 20 cm al incluir escaleras con losa tipo membrana al variar a losa tipo shell-thin; y en la tabla 5.25 se muestra la combinación más crítica, al incluir losa tipo shell-thin además de escaleras al modelo base.

Tabla 5.24: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con la losa membrana de 20 cm con perfiles modificados al cambiar a losa shell-thin con inclusión de escaleras.

PISO	SIN VARIAR PERFILES ESTRUCTURALES						AJUSTANDO PERFILES ESTRUCTURALES					
	PERIODO			DERIVA MÁXIMA			CORTANTE BASAL (Tn)			PESO (Tn)		
	MEMBRANA	ESCALERAS	%	MEMBRANA	ESCALERAS	%	MEMBRANA	ESCALERAS	%	MEMBRANA	ESCALERAS	%
Story8	1.91	1.695	11.26%	1.959%	1.568%	19.96%	258.07	248.82	3.58%	64.61	46.33	28.29%
Story7										76.47	72.22	5.56%
Story6										78.44	74.19	5.42%
Story5										82.39	74.19	9.95%
Story4										83.84	75.65	9.77%
Story3										83.84	75.65	9.77%
Story2										85.3	78.56	7.90%
Story1										89.26	82.09	8.03%
										644.15	578.88	10.13%

Fuente: Autores.

Tabla 5.25: Comparación entre los resultados de periodo, deriva, cortante basal y peso de la estructura con losa shell-thin de 20 cm y la inclusión de escaleras.

PISO	SIN VARIAR PERFILES ESTRUCTURALES						AJUSTANDO PERFILES ESTRUCTURALES					
	PERIODO			DERIVA MÁXIMA			CORTANTE BASAL (Tn)			PESO (Tn)		
	MEMBRANA	ESCALERAS	%	MEMBRANA	ESCALERAS	%	MEMBRANA	ESCALERAS	%	MEMBRANA	ESCALERAS	%
Story8	1.964	1.579	19.60%	1.995%	1.307%	34.49%	258.07	248.13	3.85%	64.61	46.33	28.29%
Story7										77.93	72.22	7.33%
Story6										79.89	74.19	7.13%
Story5										97.09	74.19	23.59%
Story4										98.55	75.65	23.24%
Story3										105.97	75.65	28.61%
Story2										105.97	78.56	25.87%
Story1										110.47	82.09	25.69%
										740.48	578.88	21.82%

Fuente: Autores.

Cuando se incluye una variación tan rigidizadora como lo son una losa tipo shell-thin as una escalera empotrada, se observa que la variación es muy elevada, llegando a reducir su deriva en un 34.49%, lo que significa que en caso de ajustar los perfiles estructurales para que este modelo posea una deriva semejante al 2.00% se va a reducir considerablemente el peso de la estructura.

Mientras que analizando el modelo de la sección 5.3, la cual está ajustada a la deriva máxima y al variar su tipo de losa de membrana a shell-thin, se puede observar un decremento de periodo de un 11.26% y de deriva de un 19.96%.

Se debe tener especial cuidado en los modelos que posean escaleras, ya que, al contar con una losa de entrepiso, esta genera columna corta al estar conectada a la misma.

En la tabla 5.26, tabla 5.27 y tabla 5.28 se presentan los resultados respecto a las rigideces de los perfiles estructurales ante la modificación de los mismo para flexibilizar la estructura al momento de incluir la losa tipo shell-thin.

Tabla 5.26: Reducción en términos de rigidez con la losa de 15 cm.

COLUMNAS					VIGAS				
PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)			PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)		
MEMBRANA	SHELL-THIN	MEMBRANA	SHELL-THIN	REDUCCIÓN	MEMBRANA	SHELL-THIN	MEMBRANA	SHELL-THIN	REDUCCIÓN
W24-162	W24-162	215000	215000	0.00%	W21-68	W21-68	61600	61600	0.00%
W24-192	W24-176	261000	236000	9.58%	W24-84	W24-84	98600	98600	0.00%
W24-192	W24-176	261000	236000	9.58%	W24-84	W24-84	98600	98600	0.00%
W24-192	W24-176	261000	236000	9.58%	W24-103	W24-84	125000	98600	21.12%
W24-192	W24-176	261000	236000	9.58%	W24-103	W24-84	125000	98600	21.12%
W24-192	W24-176	261000	236000	9.58%	W30-90	W30x90	150000	150000	0.00%
W24-192	W24-176	261000	236000	9.58%	W30-90	W30x90	150000	150000	0.00%
W24-192	W24-176	261000	236000	9.58%	W30-90	W30x90	150000	150000	0.00%

Fuente: Autores.

Tabla 5.27: Reducción en términos de rigidez con la losa de 20 cm.

COLUMNAS					VIGAS				
PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)			PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)		
MEMBRANA	SHELL-THIN	MEMBRANA	SHELL-THIN	REDUCCIÓN	MEMBRANA	SHELL-THIN	MEMBRANA	SHELL-THIN	REDUCCIÓN
W24-162	W24-162	215000	215000	0.00%	W21-68	W21-68	61600	61600	0.00%
W24-192	W24-192	261000	261000	0.00%	W21-84	W21-84	98600	98600	0.00%
W24-192	W24-192	261000	261000	0.00%	W21-84	W21-84	98600	98600	0.00%
W24-207	W24-207	284000	284000	0.00%	W30-108	W30-99	186000	166000	10.75%
W24-207	W24-207	284000	284000	0.00%	W30-108	W30-99	186000	166000	10.75%
W24-229	W24-207	318000	284000	10.69%	W30-116	W30-99	205000	166000	19.02%
W24-229	W24-229	318000	318000	0.00%	W30-116	W30-99	205000	166000	19.02%
W24-229	W24-229	318000	318000	0.00%	W30-116	W30-99	205000	166000	19.02%

Fuente: Autores.

Tabla 5.28: Reducción en términos de rigidez con la losa de 25 cm.

COLUMNAS					VIGAS				
PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)			PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)		
MEMBRANA	SHELL-THIN	MEMBRANA	SHELL-THIN	REDUCCIÓN	MEMBRANA	SHELL-THIN	MEMBRANA	SHELL-THIN	REDUCCIÓN
W24-229	W24-192	318000	261000	17.92%	W21-68	W21-68	61600	61600	0.00%
W24-229	W24-192	318000	261000	17.92%	W21-84	W21-84	98600	98600	0.00%
W24-229	W24-192	318000	261000	17.92%	W30-116	W21-84	205000	98600	51.90%
W24-229	W24-192	318000	261000	17.92%	W30-116	W30-108	205000	186000	9.27%
W24-306	W24-192	445000	261000	41.35%	W30-116	W30-108	205000	186000	9.27%
W24-306	W24-229	445000	318000	28.54%	W30-124	W30-108	223000	186000	16.59%
W24-306	W24-229	445000	318000	28.54%	W30-124	W30-108	223000	186000	16.59%
W24-306	W24-229	445000	318000	28.54%	W30-124	W30-108	223000	186000	16.59%

Fuente: Autores.

La tabla 5.29 y tabla 5.30 también representan la variación de las rigideces al incluir escaleras al modelo base con losa tipo membrana.

Tabla 5.29: Reducción en términos de rigidez al incluir escaleras al modelo base.

COLUMNAS					VIGAS				
PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)			PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)		
MEMBRANA	ESCALERAS	MEMBRANA	ESCALERAS	REDUCCIÓN	MEMBRANA	ESCALERAS	MEMBRANA	ESCALERAS	REDUCCIÓN
W24-162	W24-162	215000	215000	0.00%	W21-68	W21-68	61600	61600	0.00%
W24-192	W24-176	261000	236000	9.58%	W21-84	W21-84	98600	98600	0.00%
W24-192	W24-176	261000	236000	9.58%	W21-84	W21-84	98600	98600	0.00%
W24-207	W24-176	284000	236000	16.90%	W30-108	W30-90	186000	150000	19.35%
W24-207	W24-176	284000	236000	16.90%	W30-108	W30-90	186000	150000	19.35%
W24-229	W24-176	318000	236000	25.79%	W30-116	W30-90	205000	150000	26.83%
W24-229	W24-192	318000	261000	17.92%	W30-116	W30-90	205000	150000	26.83%
W24-229	W24-192	318000	261000	17.92%	W30-116	W30-90	205000	150000	26.83%

Fuente: Autores.

Tabla 5.30: Reducción en términos de rigidez al incluir escaleras a la losa tipo shell-thin de 20 cm.

COLUMNAS					VIGAS				
PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)			PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)		
MEMBRANA	SHELL-THIN	MEMBRANA	SHELL-THIN	REDUCCIÓN	MEMBRANA	SHELL-THIN	MEMBRANA	SHELL-THIN	REDUCCIÓN
W24-162	W24-131	215000	167000	22.33%	W21-68	W21-44	61600	35100	43.02%
W24-176	W24-131	236000	167000	29.24%	W21-84	W21-84	98600	98600	0.00%
W24-176	W24-131	236000	167000	29.24%	W21-84	W21-84	98600	98600	0.00%
W24-176	W24-131	236000	167000	29.24%	W30-90	W21-84	150000	98600	34.27%
W24-176	W24-131	236000	167000	29.24%	W30-90	W21-84	150000	98600	34.27%
W24-176	W24-131	236000	167000	29.24%	W30-90	W21-84	150000	98600	34.27%
W24-192	W24-162	261000	215000	17.62%	W30-90	W21-84	150000	98600	34.27%
W24-192	W24-162	261000	215000	17.62%	W30-90	W21-84	150000	98600	34.27%

Fuente: Autores.

Finalmente, en la tabla 5.31 se presentan los resultados en términos de rigidez cuando se presenta la combinación más crítica al incluir la losa tipo shell-thin junto con las escaleras al modelo base del capítulo tres.

Tabla 5.31: Reducción en términos de rigidez al incluir escaleras y losa tipo shell-thin al modelo base.

COLUMNAS					VIGAS				
PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)			PERFILES ESTRUCTURALES		INERCIA (cm ⁴)		
MEMBRANA	SHELL-THIN	MEMBRANA	SHELL-THIN	REDUCCIÓN	MEMBRANA	SHELL-THIN	MEMBRANA	SHELL-THIN	REDUCCIÓN
W24-162	W24-84	215000	98600	54.14%	W21-68	W21-44	61600	35100	43.02%
W24-192	W24-131	261000	167000	36.02%	W24-84	W21-68	98600	98600	0.00%
W24-192	W24-162	261000	215000	17.62%	W24-84	W21-68	98600	98600	0.00%
W24-207	W24-162	284000	215000	24.30%	W30-108	W21-68	186000	98600	46.99%
W24-207	W24-192	284000	261000	8.10%	W30-108	W21-68	186000	98600	46.99%
W24-229	W24-207	318000	284000	10.69%	W30-116	W21-68	205000	98600	51.90%
W24-229	W24-229	318000	318000	0.00%	W30-116	W24-84	205000	98600	51.90%
W24-229	W24-229	318000	318000	0.00%	W30-116	W24-84	205000	98600	51.90%

Fuente: Autores.

6. CAPÍTULO IV

CONCLUSIONES

El presente trabajo de titulación se ha realizado en base a los estudios previos de Newmark y Veletsos en 1960, los cuales propusieron el análisis de edificación con el concepto de desplazamientos iguales, en la que se propuso que los desplazamientos poseen magnitudes iguales tanto en un comportamiento lineal como en el rango elasto-plástico. A partir de esta investigación se propuso el diseño basado en fuerzas, en el cual se incluye el coeficiente de reducción sísmico R para lograr que los elementos se deformen después de sobrepasar el límite de fluencia y sean capaces de resistir las fuerzas utilizadas en el diseño y efectos reales de un sismo sin que se produzca la falla de los elementos estructurales.

A partir del estudio mencionado, se han desarrollado investigaciones similares sobre el tema hasta ser incluido en los códigos de diseño de varios países, incluido Ecuador, cuya norma ha sido utilizada, junto con los códigos estado unidenses, para el presente trabajo.

El análisis de la edificación presentaba en el presente trabajo fue obtenida de *Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification for Building Seismic Performance Factor*. Se realizó el modelamiento en el software ETABS con las consideraciones expuestas en los capítulos previos, del cual se obtuvo información para un posterior diseño por serviciabilidad y resistencia, de los cuales se llegó a las siguientes conclusiones

- Un sismo de Guayaquil puede representar un sismo con un periodo de retorno de 2500 años de Estados Unidos.
- En el diseño predomina la serviciabilidad debido a que fue diseñado para un periodo de retorno de 2500 años.
- En términos de demanda/capacidad se observa que la edificación se encuentra sobredimensionada, ya que al tratarse de pórticos especiales resistentes a momento predomina el control de derivas sobre la resistencia.

6.1. CONCLUSIONES AL MODIFICAR EL FACTOR DE REDUCCION RESISTENCIA SISMICA R DE 8 A 6.

Luego de realizar el cambio del factor R de 8 a 6, se concluyó lo siguiente:

- El cortante basal y las derivas elásticas se incrementa en un 33.33%.
- Considerando los periodos modales y derivas inelásticas no sufren variación ya que la norma propone su división para la obtención del cortante basal, mientras es multiplicado para las derivas inelásticas por lo cual factor R es anulado y no influye en el análisis de cambio del factor R.
- En el diseño por resistencia se incrementó el factor de demanda/capacidad de todos sus miembros, pero sin llegar a comprometer a la estructura.
- En el análisis de las vigas, el mayor incremento del cortante en demanda/capacidad fue de 30.77%, mientras que el promedio global fue de 24.58%. En el caso del momento el mayor incremento fue de 41.21% y un promedio total de 27.44%.
- El factor de demanda/capacidad de las columnas incrementó, donde el cortante mayor fue de 49.96% y un promedio total de 27.99%; el momento mayor fue de 38.20% con un promedio global de 27.14%; la carga axial subió un máximo de 6.52% mientras que el promedio fue de 1.79% y finalmente la ecuación de interacción se incrementó en un 20.86% con una media de 12.32%.
- Como se observa en las variaciones de demanda/capacidad, la edificación se encuentra sobredimensionada, ya que el diseño de pórticos especiales a momento se controla en su mayoría por derivas.
- El valor del factor R que puede comprometer la integridad estructural de la edificación es un R igual a 2.
- Finalmente, la variación máxima de los valores del criterio de columna fuerte-viga débil fue de 4.00% mientras que el promedio fue 1.26%.

6.1.1. CONCLUSIONES EN TERMINOS DE ECONOMÍA

- En el modelo utilizado, dicha variación no representa un problema económico, ya que las variaciones de demanda/capacidad de los miembros estructurales no son significativas y no se requiere un rediseño para satisfacer el diseño por resistencia.
- Se debe considerar un cambio de perfiles en caso de utilizar un R igual a 2, por lo que aumentaría el costo de construcción.

6.2. CONCLUSIONES AL INCLUIR ELEMENTOS NO DUCTILES AL DISEÑO SISMORRESISTENTE

6.2.1. VARIACIONES DE LOSAS

Al modificar las losas de tipo membrana a tipo shell-thin sin variar los perfiles, se concluyó lo siguiente:

- Para la losa de 15 cm se obtuvo una reducción de periodo y deriva de 4.04% y 8.19% respectivamente.
- Para la losa de 20 cm se obtuvo una reducción de periodo y deriva de 6.52% y 13.18% respectivamente.
- Finalmente, para la losa de 25 cm se obtuvo una reducción de periodo y deriva de 9.40% y 17.61% respectivamente.

Modificando los perfiles con losa tipo shell-thin para obtener una deriva próxima al 2.00%, se concluyó lo siguiente:

- Para la losa de 15 cm se obtuvo una reducción de cortante basal y peso de los elementos estructurales de 0.91% y 5.24% respectivamente.
- Para la losa de 20 cm se obtuvo una reducción de cortante basal y peso de los elementos estructurales de 0.90% y 6.58% respectivamente.
- Para la losa de 25 cm se obtuvo una reducción de cortante basal y peso de los elementos estructurales de 1.8% y 13.28% respectivamente.

Finalmente, con los resultados anteriores se procedió a colocar losa tipo membrana para verificar su deriva real de diseño, concluyendo que:

- Para la losa de 15 cm se obtuvo una deriva real de diseño de 2.18%.
- Para la losa de 20 cm se obtuvo una deriva real de diseño de 2.25%.
- Para la losa de 25 cm se obtuvo una deriva real de diseño de 2.44%, de manera que este último resulto ser el más adverso, ya que se incrementó su deriva en un 25.77%.

6.2.2. INCLUSIÓN DE ESCALERAS

Al incluir escaleras a la edificación con losa tipo membrana de 20 cm de espesor se concluyó lo siguiente:

- El periodo y su deriva se redujeron en un 10.64% y 19.10% respectivamente.
- Al flexibilizar la estructura para aproximar su deriva al 2.00% se redujo su cortante basal y el peso de los miembros estructurales en un 2.33% y 13.01% respectivamente.

Con los últimos resultados, se procede a modificar la losa a tipo shell-thin, concluyendo lo siguiente:

- El periodo y su deriva se redujeron en un 11.26% y 19.96% respectivamente.
- Variando los perfiles de la estructura para aproximar su deriva al 2.00% se redujo su cortante basal y el peso de los miembros estructurales en un 3.58% y 10.13% respectivamente.

Una vez con la deriva cercana al 2.00% con losa tipo shell-thin se colocó nuevamente losa tipo membrana, donde se pudo concluir que:

- La deriva real de diseño fue de 2.64%.

Finalmente se analizó la combinación más crítica al incluir losa tipo shell-thin y escalera al modelo base, en el cual se concluyó lo siguiente:

- El periodo y su deriva se redujeron en un 19.60% y 34.49% respectivamente.
- Modificando los perfiles de la estructura para aproximar su deriva al 2.00% se redujo su cortante basal y el peso de los miembros estructurales en un 3.85% y 21.82% respectivamente.

Obteniendo una deriva cercana al 2.00% con losa tipo shell-thin y la escalera se colocó nuevamente losa tipo membrana, donde se pudo concluir que:

- La deriva real de diseño fue de 2.87%, de manera que este último resultó ser la combinación más crítica, ya que se incrementó su deriva en un 43.50%.

6.3. RECOMENDACIONES

En base a lo realizado en el presente trabajo se recomienda:

- Analizar manualmente los resultados entregados por el software ETABS para verificar la autenticidad de cálculos.
- Evitar la inclusión de la losa tipo shell-thin en un diseño ya que como se observó en los resultados, esta rigidiza la estructura por lo tanto la deriva real de diseño se incrementa.
- Evitar la inclusión de escaleras, ya que la estructura se rigidiza y puede provocar problemas de torsión en dependencia de la ubicación al igual que disminuir la deriva. Además, se debe verificar que los perfiles resistan las solicitaciones por dicha inclusión, ya que se genera columna corta.
- En futuros estudios, investigar sobre efectos no lineales mediante el método pushover estático y dinámico para verificar la plastificación en las conexiones precalificadas.
- Para futuras investigaciones de temas relacionados, ubicar las escaleras en diferentes lugares de la edificación y observar las variaciones de los resultados.

BIBLIOGRAFÍA

Abou-Elfath, H., & Emad, E. (2018). Evaluating the Response Modification Factors of RC Frames Designed with Different Geometric Configurations.

AISC 341-16. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago.

American Institute for Steel Construction AISC 358-16. (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago.

American Institute of Steel Construction (AISC 360-16). (2016). *SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS*. Chicago.

Arango, S., Paz, A., & Duque, M. d. (2009). PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA ESTANTERÍA METÁLICA. *Revista EIA, ISSN 1794-1237 Número 12*.

Bachmann, H. (2003). *Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*.

Barbat, A., Vielma, J. C., & Oller, S. (2006). Factores de reducción de respuesta. Estado del arte y estudio comparativo entre códigos.

Barbosa, R., & Álvarez, J. J. (2017). Modelación de Losas para el Diseño Sísmico de Edificios.

Bruneau, M., Chia-Ming, U., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*.

Building Seismic Safety Council (U.S.). (1985). *NEHRP recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings prepared by the Building Seismic Safety Council, for the Federal Emergency Management Agency*. California .

Building Seismic Safety Council. (1986). *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulation for New Buildings*.

Carrillo, J. (2007). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño.

Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. México.

- Computes and Structures, Inc. (CSI). (2016). *User's Guide ETABS 2016 Integrated Building Desing Software*.
- Durán, J. (2017). COMPARACIÓN DE LAS NORMAS ASCE 7-10 Y NEC-2015 EN EL DISEÑO SÍSMICO CON APLICACIÓN A PÓRTICOS ESPECIALES CON Y SIN MUROS ESTRUCTURALES.
- European Committee of Standardisation: Brussels. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels.
- FEMA 450. (2003). *RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES*.
- FEMA P695. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors*.
- FEMA P-751. (2012). *2009 NEHRP Recommended Seismic Provisions Design Examples*.
- FEMA-350. (2000). *RECOMMENDED SEISMIC DESIGN CRITERIA FOR NEW STEEL MOMENT-FRAME BUILDINGS*.
- Hyung Lee, L., Whan Han, S., & Hun Oh, Y. (1999). DETERMINATION OF DUCTILITY FACTOR CONSIDERING DIFFERENT HYSTERETIC MODELS.
- Instituto Geográfico Militar. (2018). *Espacios Geograficos Expuestos a Amenazas Naturales y Antrópicas*. Quito.
- Jorissen, A., & Fragiacomio, M. (2011). General notes on ductility in timber structures. *Elsevier*.
- Khadse, P., & Khedikar, A. (2018). Seismic Analysis of High Rise R.C Frame Structure with Staircase at Different Location. *The IJES*.
- Loyaga, V., & Tupiza, V. (2019). *Análisis de la Influencia de la Rigidez del Módulo de Escaleras en Estructuras Regulares e Irregulares de 4 plantas y Construidas de Hormigón Armado*. Quito.

- Mahmoudi, M., & Zaree, M. (2011). Evaluating the overstrength of concentrically braced steel frame systems considering members post-buckling strength.
- McCorman, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*. ALFAOMEGA.
- MIDUVI, & CAMICON. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- NEHRP. (2010). *EVALUATION OF THE FEMA-695 METHODOLOGY FOR QUANTIFICATION OF BUILDING SEISMIC PERFORMANCE FACTORS*. California.
- Ordaz, M., & Pérez-Rocha, L. (1998). Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach.
- Park, R. (1989). Evaluation of ductility of estrutres and structural assemblages from laboratory testing.
- Piscal, C., Lamus, F., & Araque, L. (2013). Herramienta computacional para el cálculo de fuerzas sísmicas usando el método de la fuerza horizontal equivalente. *Revista épsilon*, 215-235.
- Rahgozar, M., & Humar, J. (1998). *Accounting for overstrength in seismic design of steel structures*.
- Rojahn, C. (1988). An Investigation of Structural Response Modification Factors.
- Salas, N. (2013, Julio 1). *EL DISEÑO POR CAPACIDAD EN ELEMENTOS DE HOMRIGÓN ARMADO*. Retrieved from Slide Share: <https://es.slideshare.net/nelsonrsalas/diseo-por-capacidad>
- Singh, N. S., & Choudhury, S. (2012). EFFECTS OF STAIRCASE ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF RCC FRAME BUILDING. .
- Suárez, J. A. (2018). *ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN FUERZAS Y EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS*. Manabí.

Valencia Restrepo, D., & Valencia Clement, G. (2008). Evaluación del coeficiente de disipación de energía, R , para algunos tipos de estructuras de acero. *REVISTA INGENIERÍA E INVESTIGACIÓN VOL. 28*.

Veletsos, A., & Newmark, M. (1960). DEFORMATION SPECTRA FOR ELASTIC AND ELASTOPLASTIC SYSTEMS SUBJECTED TO GROUND SHOCK AND EARTHQUAKE MOTIONS.

Whittaker, A., Hart, G., & Rojahn, C. (2014). Seismic Responce Modification Factors.