



**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 Sismo**  
**Resistente de una Edificación de Hormigón Armado**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:**  
**INGENIERO CIVIL CON ENFASIS EN GERENCIA DE**  
**CONSTRUCCIONES**

**Autores:**

**ALEX DARIO CABASCANGO FARINANGO**

**JUAN ALFONSO CORDERO CÁRDENAS**

**Director:**

**ING. FRANCISCO XAVIER FLORES SOLANO. PH.D.**

**CUENCA, ECUADOR**

**2020**

Las ideas y comentarios expuestos en este proyecto de investigación son de exclusiva propiedad y responsabilidad de sus autores.

Alex Darío Cabascango Farinango

Juan Alfonso Cordero Cárdenas

Cuenca, octubre de 2020.

## DEDICATORIA

*A mis padres por su amor, trabajo y sacrificio, sin ustedes no hubiese logrado esta meta.  
A mi familia, por estar siempre presentes y brindarme su cariño y apoyo incondicional,  
a lo largo de toda mi carrera universitaria y a lo largo de mi vida.*

*Alex Cabascango*

*El presente trabajo de titulación lo dedico con todo cariño a mis padres y hermana  
quienes con su amor, paciencia y esfuerzo me han ayudado a cumplir un sueño más.*

*Juan Cordero*

## AGRADECIMIENTO

*A nuestros padres, por confiar en nosotros y ser los principales promotores de nuestros sueños, por los consejos, valores y principios que nos han inculcado.*

*A nuestros docentes, por haber compartido sus conocimientos y experiencias a lo largo de toda la carrera universitaria, de manera especial, al Ing. Francisco Flores, Ph.D., tutor de nuestro trabajo de titulación, por su dedicación en guiarnos y formar parte de un gran logro alcanzado.*

*Alex y Juan*

## ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA .....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	v
ÍNDICE DE FIGURAS .....	viii
ÍNDICE DE TABLAS .....	xi
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	xv
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xviii
RESUMEN.....	xix
ABSTRACT.....	xx
 <b>CAPÍTULO I.....</b>	 <b>1</b>
<b>1 INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
1.1    Antecedentes.....	2
1.1.1    Factor de reducción de resistencia sísmica R .....	5
1.1.2    Elementos no dúctiles .....	5
1.2    Justificación de la investigación.....	6
1.3    Objetivos.....	6
1.3.1    Objetivo General.....	6
1.3.2    Objetivos Específicos.....	7
1.4    Alcance .....	7
1.5    Contenido.....	7
<b>CAPÍTULO II.....</b>	<b>9</b>
<b>2 ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEÓRICO.....</b>	<b>9</b>
2.1    Factor de reducción de resistencia sísmica (R) .....	9
2.1.1    Antecedentes .....	9
2.1.2    Definición .....	10
2.1.3    Estudios basados en la obtención del factor R.....	13
2.1.4    Factor R en Ecuador.....	17
2.2    Pórtico especial sismo resistente .....	20
2.2.1    Elementos dúctiles .....	21
2.2.2    Elementos no dúctiles .....	23
2.3    Método: diseño basado en fuerzas (DBF) .....	24
2.3.1    Fundamentos .....	24

2.3.2	Diseño por serviciabilidad .....	30
2.3.3	Diseño por capacidad.....	31
<b>CAPÍTULO III.....</b>		<b>36</b>
<b>3 METODOLOGÍA .....</b>		<b>36</b>
3.1	Diseño por serviciabilidad .....	36
3.1.1	Espectro elástico de diseño en aceleraciones .....	36
3.1.2	Período fundamental $T_a$ .....	42
3.1.3	Cortante Basal $V$ .....	43
3.1.4	Fuerzas sísmicas laterales .....	50
3.1.5	Inercia de las secciones agrietadas.....	50
3.1.6	Control de las derivas de piso .....	51
3.1.7	Efectos de segundo orden e índice de estabilidad.....	52
3.2	Diseño por resistencia.....	53
3.2.1	Combinaciones de cargas.....	55
3.2.2	Diseño por capacidad.....	56
3.2.3	Diseño de vigas .....	58
3.2.4	Diseño de columnas .....	67
3.2.5	Diseño de nudos.....	74
3.3	Análisis y diseño de la edificación .....	78
3.3.1	Consideraciones iniciales para el diseño.....	79
3.3.2	Espectro de diseño de aceleración .....	81
3.3.3	Modelación de la estructura .....	82
3.3.4	Diseño por serviciabilidad .....	85
3.3.5	Diseño por capacidad.....	92
<b>CAPÍTULO IV .....</b>		<b>109</b>
<b>4 EFECTOS DE LA MODIFICACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R.....</b>		<b>109</b>
4.1	Influencia al reducir el factor R en el diseño base.....	109
4.1.1	Influencia en el diseño por servicio .....	109
4.1.2	Influencia en el diseño por capacidad.....	110
4.2	Rediseño de la edificación con $R=6$ .....	111
4.2.1	Diseño por serviciabilidad .....	112
4.2.2	Diseño por capacidad.....	114
4.2.3	Efectos al reducir el factor R de 8 a 6.....	117

4.3	Rediseño de secciones de la edificación con $R=6$ , sin modificar la cantidad de acero del diseño base .....	124
<b>CAPÍTULO V.....</b>		<b>127</b>
<b>5 EFECTOS AL INCLUIR ELEMENTOS NO DÚCTILES EN EL DISEÑO</b>		<b>127</b>
5.1	Análisis y diseño de la edificación con la inclusión de losas .....	127
5.1.1	Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa ( $e=15\text{cm}$ ).....	128
5.1.2	Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa ( $e=20\text{cm}$ ).....	130
5.1.3	Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa ( $e=25\text{cm}$ ).....	132
5.1.4	Interpretación de resultados .....	134
5.2	Análisis y diseño de la edificación con escaleras .....	136
5.2.1	Análisis comparativo con la inclusión de escaleras y losa tipo membrana ( $e=20\text{cm}$ ).....	139
5.2.2	Análisis comparativo con la inclusión de escaleras y losa tipo shell-thin ( $e=20\text{cm}$ ).....	140
<b>CAPÍTULO VI.....</b>		<b>143</b>
<b>6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....</b>		<b>143</b>
6.1	Conclusiones al modificar el factor de reducción de resistencia sísmica $R$ de 8 a 6.....	143
6.2	Conclusiones al incluir elementos no dúctiles al diseño sismo resistente	145
6.2.1	Modificación de losa tipo membrana a tipo shell-thin.....	145
6.2.2	Inclusión de escaleras al sistema sismo resistente .....	146
6.3	Recomendaciones .....	148
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>		<b>149</b>
<b>ANEXOS.....</b>		<b>151</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Historia de Terremotos Destructivos en el Ecuador. ....	3
Figura 1.2. Epicentro, terremoto costa norte, 2016. ....	3
Figura 1.3. Estado físico de las edificaciones en el momento de la evaluación. ....	4
Figura 2.1. Espectro de la NEC-2015 y espectro del terremoto del 16A, obtenido en Portoviejo. ....	9
Figura 2.2. Definición grafica de ductilidad, cortante basal – desplazamiento. ....	11
Figura 2.3. Espectro Elástico e Inelástico. ....	12
Figura 2.4. Componentes del factor de reducción de resistencia sísmica $R$ . ....	16
Figura 2.5. Regla de los desplazamientos iguales. ....	26
Figura 2.6. Relación del factor de reducción de la fuerza sísmica con la ductilidad del sistema. ....	27
Figura 2.7. Procedimiento de aplicación de DBF. ....	29
Figura 2.8. Analogía cadena dúctil. ....	33
Figura 2.9. Mecanismos de falla deseado y no deseado. ....	34
Figura 3.1. Espectro elástico de aceleraciones. ....	37
Figura 3.2. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador. ....	38
Figura 3.3. Detalles típicos de refuerzo necesarios para una respuesta dúctil a la flexión. ....	56
Figura 3.4. Columna restringida en su libre desplazamiento lateral. ....	57
Figura 3.5. Momento probable que puede ocurrir bajo carga de diseño. ....	58
Figura 3.6. Bloque de compresión de Whitney. ....	59
Figura 3.7. Cortante de diseño para vigas. ....	65
Figura 3.8. Diagrama de interacción de una columna. ....	68
Figura 3.9. Procedimientos de cálculo para el cortante $V_e$ de la columna. ....	70
Figura 3.10. Determinación de la capacidad a flexión máxima probable en columnas. ....	71
Figura 3.11. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas. ....	73
Figura 3.12. Diagrama de cuerpo libre de la columna, utilizada para calcular $V_{col}$ . .....	76
Figura 3.13. Diagrama de cuerpo libre de una conexión viga columna. ....	76
Figura 3.14. Área efectiva del nudo. ....	78
Figura 3.15. Vista en elevación de la estructura. ....	79



Figura 3.16. Vista en planta de la estructura. ....	80
Figura 3.17. Espectro de diseño en aceleración para la ciudad de Cuenca-Suelo D..	81
Figura 3.18. Propiedades del hormigón. ....	82
Figura 3.19. Propiedades del acero de refuerzo. ....	83
Figura 3.20. Definición de las propiedades de la sección para una columna.....	83
Figura 3.21. Definición de las propiedades de la losa.....	84
Figura 3.22. Definición de la carga sísmica con el uso del coeficiente de corte C....	85
Figura 3.23. Derivas máximas inelásticas en las direcciones X y Y.....	88
Figura 3.24. Vista en planta de las derivas producidas para cada dirección de análisis. ....	89
Figura 3.25. Vista en planta del nivel 5. ....	92
Figura 3.26. Combinaciones de carga para el diseño por capacidad. ....	93
Figura 3.27. Cargas actuantes en un miembro estructural. ....	93
Figura 3.28. Acero longitudinal de la viga B30, determinado por el software Etabs. .....	95
Figura 3.29. Acero transversal de la viga B30, determinado por el software Etabs. .	96
Figura 3.30. Diagrama de interacción de diseño incluyendo el factor $\phi$ , para una sección de 65x65cm con una cuantía de 1.08%. ....	98
Figura 3.31. Relación columna fuerte-viga débil del elemento C7, determinado por el software Etabs. ....	100
Figura 3.32. Refuerzo transversal de la columna C7, determinado por el software Etabs. ....	101
Figura 3.33. Verificación a cortante del nudo 2-B, obtenido de software Etabs. ....	104
Figura 3.34. Configuración de refuerzo para las distintas secciones de columnas. .	107
Figura 3.35. Configuración de refuerzo para las distintas secciones de vigas. ....	107
Figura 3.36. Detallamiento de refuerzo transversal de la viga B1 del nivel 6. ....	107
Figura 4.1. Comparación de resultados en modelos con diferente valor del factor R. ....	110
Figura 4.2. Derivas inelásticas en las direcciones X y Y. ....	113
Figura 5.1. Grados de libertad de un elemento tipo membrana y un elemento tipo Shell.....	128
Figura 5.2. Vista en planta de la edificación con escaleras.....	136

Figura 5.3. Vista en planta de la configuración del módulo de escaleras para todos los niveles.....	137
Figura 5.4. Módulo de escaleras para el primer nivel. ....	137
Figura 5.5. Módulo de escaleras para los niveles 2 al 8.....	138
Figura 5.6. Modelo base con la inclusión de escaleras como parte del sistema sismo resistente.....	138
Figura 5.7. Escaleras de edificio ubicado en la ciudad de Cuenca. ....	139

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Los 10 terremotos más fuertes en el mundo desde 1900. ....	2
Tabla 2.1. Valores del factor de reducción de resistencia sísmica propuestos por Veletsos y Newmark, 1960. ....	13
Tabla 2.2. Factor de reducción por redundancia según el número de ejes de columnas.....	17
Tabla 2.3. Valores del factor R de códigos de diseño sísmico ecuatorianos. ....	18
Tabla 2.4. Valores recomendados del factor de reducción de las fuerzas sísmicas, para diferentes tipos de suelo del CEC-2001. ....	19
Tabla 2.5. Valores de $T_0$ para diferentes tipos de suelo del CEC-2001. ....	20
Tabla 2.6. Derivas máximas permitidas según los códigos sísmicos ecuatorianos. ..	30
Tabla 3.1. Valores del factor Z.....	38
Tabla 3.2. Clasificación de los perfiles de suelo. ....	39
Tabla 3.3. Tipo de suelo y factores de sitio $F_a$ .....	40
Tabla 3.4. Tipo de suelo y factores de sitio $F_d$ . ....	40
Tabla 3.5. Tipo de suelo y factores de sitio $F_s$ . ....	41
Tabla 3.6. Valores de la relación entre la aceleración espectral y el PGA. ....	41
Tabla 3.7. Valores del factor $r$ , según el tipo de suelo. ....	41
Tabla 3.8. Coeficientes para determinar el periodo fundamental de la estructura. ....	43
Tabla 3.9. Coeficiente de importancia según el tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	44
Tabla 3.10. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles. ....	45
Tabla 3.11. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada. ....	45
Tabla 3.12. Coeficientes de irregularidad en planta.....	46
Tabla 3.13. Coeficientes de irregularidad en elevación. ....	48
Tabla 3.14. Determinación del coeficiente $k$ . ....	50
Tabla 3.15. Valores de la deriva máxima inelástica permitida. ....	52
Tabla 3.16. Factores de reducción de resistencia, $\phi$ . ....	54
Tabla 3.17. Refuerzo transversal mínimo para columnas en pórticos especiales resistentes a momento. ....	72
Tabla 3.18. Resistencia nominal a cortante del nudo $V_n$ . ....	77
Tabla 3.19. Cargas no sísmicas aplicadas a la estructura. ....	80

Tabla 3.20. Factores necesarios para obtener el espectro de aceleraciones de la NEC-2015.....	81
Tabla 3.21. Secciones de los elementos estructurales diseñadas por serviciabilidad. .....	86
Tabla 3.22. Requerimientos para el diseño por serviciabilidad. ....	87
Tabla 3.23. Períodos calculados de la estructura. ....	88
Tabla 3.24. Fuerzas laterales y derivas de piso en la dirección X y Y, para combinación $S_y+S_{x\_exc+}$ .....	88
Tabla 3.25. Verificación de irregularidad torsional en el sistema.....	89
Tabla 3.26. Verificación de irregularidad en elevación por piso flexible en el sistema.....	90
Tabla 3.27. Verificación efecto $P-\Delta$ en la dirección X. ....	91
Tabla 3.28. Verificación efecto $P-\Delta$ en la dirección Y. ....	91
Tabla 3.29. Resumen del diseño por serviciabilidad del modelo base.....	91
Tabla 3.30. Propiedades del miembro estructural (Viga B30 – Nivel 5). ....	94
Tabla 3.31. Diseño a flexión de la viga.....	94
Tabla 3.32. Diseño a cortante de la viga. ....	95
Tabla 3.33. Detalle del refuerzo transversal y su espaciamiento. ....	97
Tabla 3.34. Propiedades del miembro estructural (Columna C7 – Nivel 5). ....	97
Tabla 3.35. Diseño a flexo-compresión de la columna C7 del nivel 5. ....	98
Tabla 3.36. Comprobación de columna fuerte – viga débil de la columna C7 del nivel 5.....	99
Tabla 3.37. Diseño a cortante de la columna C7 del nivel 5.....	100
Tabla 3.38. Detallamiento del refuerzo transversal de la columna. ....	102
Tabla 3.39. Propiedades del nudo 2-B del nivel 5. ....	103
Tabla 3.40. Diseño a cortante del nudo.....	103
Tabla 3.41. Resultados del diseño a flexión de vigas. ....	105
Tabla 3.42. Resultados del diseño a corte de vigas. ....	105
Tabla 3.43. Resultados del diseño a flexo-compresión de columnas.....	106
Tabla 3.44. Resultados del diseño a corte de columnas. ....	106
Tabla 3.45. Verificación a corte de nudos.....	106
Tabla 3.46. Peso de acero de refuerzo requerido para el modelo de la edificación con un $R=8$ . ....	108

Tabla 4.1. Comparación de variables requeridas para el diseño por serviciabilidad, sin cambio de secciones. ....	109
Tabla 4.2. Variación en la relación demanda-capacidad con un factor $R=6$ , sin modificar el modelo base. ....	111
Tabla 4.3. Secciones de los elementos estructurales diseñadas por serviciabilidad. ....	112
Tabla 4.4. Fuerzas laterales y derivas de piso en la dirección X y Y, para combinación $S_y+S_{x\_exc+}$ . ....	113
Tabla 4.5. Resumen del diseño por serviciabilidad del modelo con $R=6$ . ....	113
Tabla 4.6. Resultados del diseño a flexión de vigas. ....	114
Tabla 4.7. Resultados del diseño a corte de vigas. ....	115
Tabla 4.8. Resultados del diseño a flexo-compresión de columnas. ....	115
Tabla 4.9. Resultados del diseño a cortante de columnas. ....	116
Tabla 4.10. Verificación a corte de nudos. ....	116
Tabla 4.11. Peso de acero de refuerzo requerido para el modelo de la edificación con un $R=6$ . ....	117
Tabla 4.12. Comparación de variables del diseño por serviciabilidad, con distinto valor del factor R. ....	118
Tabla 4.13. Comparación de derivas elásticas e inelásticas, entre modelos con diferente valor de R. ....	118
Tabla 4.14. Análisis comparativo entre modelos con diferente valor del factor R. ....	119
Tabla 4.15. Análisis comparativo del diseño a flexión de vigas para distintos valores de R. ....	120
Tabla 4.16. Análisis comparativo del diseño a corte de vigas para distintos valores de R. ....	120
Tabla 4.17. Análisis comparativo del diseño a flexo-compresión de columnas, para distintos valores del factor R. ....	121
Tabla 4.18. Análisis comparativo del diseño a cortante de columnas para distintos valores de R. ....	122
Tabla 4.19. Análisis comparativo del diseño a cortante de nudos para distintos valores de R. ....	123
Tabla 4.20. Análisis comparativo de la cantidad de acero requerido, para distintos valores de R. ....	124
Tabla 4.21. Análisis comparativo de las secciones de vigas y columnas, para distintos valores de R. ....	125

Tabla 4.22. Análisis comparativo de variables entre diseños con distinto valor de R. ....	125
Tabla 5.1. Secciones obtenidas del diseño por serviciabilidad, con losas modeladas como tipo membrana (e=15 cm). ....	129
Tabla 5.2. Comparación entre modelos con losas tipo membrana y tipo shell thin, sin variar los elementos estructurales. ....	129
Tabla 5.3. Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa (e=15 cm). ....	130
Tabla 5.4. Secciones obtenidas del diseño por serviciabilidad, con losas modeladas como tipo membrana (e=20 cm). ....	131
Tabla 5.5. Comparación entre modelos con losas tipo membrana y tipo shell thin, sin variar los elementos estructurales. ....	131
Tabla 5.6. Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa (e=20 cm). ....	132
Tabla 5.7. Secciones obtenidas del diseño por serviciabilidad, con losas modeladas como tipo membrana (e=25 cm). ....	133
Tabla 5.8. Comparación entre modelos con losas tipo membrana y tipo shell thin, sin variar los elementos estructurales. ....	133
Tabla 5.9. Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa (e=25 cm). ....	134
Tabla 5.10. Peso de los elementos estructurales y periodo natural de la estructura, según el tipo de modelación de losa para varios espesores. ....	135
Tabla 5.11. Variables afectadas por la inclusión de escaleras en el diseño base. ....	139
Tabla 5.12. Análisis comparativo entre el modelo base y el modelo con escaleras. ....	140
Tabla 5.13. Variables afectadas por la inclusión de escaleras en el diseño base. ....	140
Tabla 5.14. Análisis comparativo entre el modelo base y, el modelo con escaleras y losas shell thin. ....	141

**ÍNDICE DE ECUACIONES**

Ecuación ( 2.1 ) .....	11
Ecuación ( 2.2 ) .....	15
Ecuación ( 2.3 ) .....	15
Ecuación ( 2.4 ) .....	15
Ecuación ( 2.5 ) .....	16
Ecuación ( 2.6 ) .....	16
Ecuación ( 2.7 ) .....	19
Ecuación ( 2.8 ) .....	26
Ecuación ( 2.9 ) .....	26
Ecuación ( 2.10 ) .....	27
Ecuación ( 2.11 ) .....	27
Ecuación ( 2.12 ) .....	27
Ecuación ( 3.1 ) .....	42
Ecuación ( 3.2 ) .....	42
Ecuación ( 3.3 ) .....	42
Ecuación ( 3.4 ) .....	42
Ecuación ( 3.5 ) .....	43
Ecuación ( 3.6 ) .....	46
Ecuación ( 3.7 ) .....	47
Ecuación ( 3.8 ) .....	48
Ecuación ( 3.9 ) .....	49
Ecuación ( 3.10 ) .....	49
Ecuación ( 3.11 ) .....	49
Ecuación ( 3.12 ) .....	50
Ecuación ( 3.13 ) .....	51
Ecuación ( 3.14 ) .....	52
Ecuación ( 3.15 ) .....	53
Ecuación ( 3.16 ) .....	53
Ecuación ( 3.17 ) .....	53
Ecuación ( 3.18 ) .....	54
Ecuación ( 3.19 ) .....	59
Ecuación ( 3.20 ) .....	60

Ecuación ( 3.21 ) .....	61
Ecuación ( 3.22 ) .....	61
Ecuación ( 3.23 ) .....	61
Ecuación ( 3.24 ) .....	61
Ecuación ( 3.25 ) .....	61
Ecuación ( 3.26 ) .....	62
Ecuación ( 3.27 ) .....	62
Ecuación ( 3.28 ) .....	63
Ecuación ( 3.29 ) .....	63
Ecuación ( 3.30 ) .....	63
Ecuación ( 3.31 ) .....	63
Ecuación ( 3.32 ) .....	63
Ecuación ( 3.33 ) .....	63
Ecuación ( 3.34 ) .....	65
Ecuación ( 3.35 ) .....	65
Ecuación ( 3.36 ) .....	65
Ecuación ( 3.37 ) .....	65
Ecuación ( 3.38 ) .....	66
Ecuación ( 3.39 ) .....	66
Ecuación ( 3.40 ) .....	66
Ecuación ( 3.41 ) .....	66
Ecuación ( 3.42 ) .....	67
Ecuación ( 3.43 ) .....	67
Ecuación ( 3.44 ) .....	69
Ecuación ( 3.45 ) .....	69
Ecuación ( 3.46 ) .....	71
Ecuación ( 3.47 ) .....	72
Ecuación ( 3.48 ) .....	73
Ecuación ( 3.49 ) .....	73
Ecuación ( 3.50 ) .....	74
Ecuación ( 3.51 ) .....	75
Ecuación ( 3.52 ) .....	76
Ecuación ( 3.53 ) .....	77
Ecuación ( 3.54 ) .....	77



Ecuación ( 3.55 ) .....	77
Ecuación ( 3.56 ) .....	77
Ecuación ( 3.57 ) .....	82
Ecuación ( 3.58 ) .....	85

## ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Resultados del diseño a flexión de la viga B30 obtenidos del software	
Etabs. ....	151
Anexo 2. Resultados del diseño a cortante de la viga B30 obtenidos del software	
Etabs. ....	152
Anexo 3. Resultados del diseño a flexo-compresión de la columna C7 obtenidos	
del software Etabs. ....	153
Anexo 4. Resultados de columna fuerte-viga débil de la columna C7 obtenidos del	
software Etabs. ....	154
Anexo 5. Resultados del diseño a cortante de la columna C7 obtenidos del software	
Etabs. ....	156
Anexo 6. Resultados de la verificación a cortante del nudo 2-B obtenidos del	
software Etabs. ....	158

# **INFLUENCIA DE ELEMENTOS NO DÚCTILES Y DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R EN EL DISEÑO SISMO RESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE HORMIGÓN ARMADO**

## **RESUMEN**

El presente trabajo de titulación consiste en analizar las influencias: al incluir elementos no dúctiles dentro del sistema sismo resistente, tales como losas y escaleras; y al variar el factor de reducción de resistencia sísmica  $R$  de 8 a 6. Con el uso del software ETABS y considerando como modelo base una edificación de hormigón armado regular, conformada por pórticos especiales resistentes a momento; se realizan los diseños de serviciabilidad y capacidad, con el fin de determinar las variaciones en términos de peso, costo y dimensiones de los miembros estructurales.

**Palabras clave:** Elementos no dúctiles, factor de reducción de resistencia sísmica, pórticos especiales resistentes a momento, serviciabilidad, capacidad.



Ing. Francisco Xavier Flores Solano.  
Ph.D.

**Director del trabajo de titulación**



Ing. José Fernando Vázquez Calero.  
M.Sc.

**Director de escuela**



Alex Darío Cabascango Farinango

**Autor**



Juan Alfonso Cordero Cárdenas

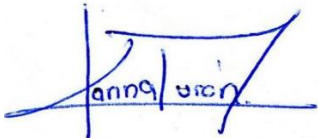
**Autor**

# INFLUENCE OF NON- DUCTILE ELEMENTS AND THE SEISMIC RESISTANCE REDUCTION FACTOR $R$ IN SEISMIC DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING

## ABSTRACT

This graduation work consisted of analyzing the influences: by including non-ductile elements within the earthquake resistant system, such as slabs and stairs; and by varying the seismic resistance reduction factor  $R$  from 8 to 6. We used the ETABS software and considered as a base model a regular reinforced concrete building, made up of special moment-resistant frames. The serviceability and capacity designs were carried out in order to determine the variations in terms of weight, cost and dimensions of the structural members.

**Keywords:** Non-ductile elements, seismic resistance reduction factor, special moment resistant frames, serviceability, capacity.



Alex Darío Cabascango Farinango

**Autor**



Juan Alfonso Cordero Cárdenas

**Autor**

## **CAPÍTULO I**

### **INTRODUCCIÓN**

En Ecuador, el 16 de abril del 2016 ocurrió un sismo de gran magnitud el cual afectó principalmente a las ciudades de Pedernales, Portoviejo, Manta y Bahía de Caráquez. Este tipo de catástrofes naturales dejan grandes pérdidas humanas y materiales, las cuales incentivan el estudio y análisis sismo resistente para poder prevenir malas prácticas dentro del campo del diseño estructural y así brindar mayor seguridad a la sociedad ante este tipo de catástrofes.

La modelación matemática de un edificio dentro del análisis estructural tiene gran importancia, debido a que el mismo intenta simular el comportamiento real de la estructura frente a distintas cargas y así comprobar que la estructura no fracase. A más de esto, el modelo matemático ayuda a dimensionar las secciones requeridas siempre cumpliendo con la normativa vigente. Debido a esta razón los modelamientos se lo deben realizar con un amplio conocimiento en el tema y responsabilidad. En virtud de ello se pretende conseguir mayor cantidad de información acerca de la modelación y análisis sísmico.

En el caso de estructuras con pórticos, las vigas y columnas son los elementos estructurales dúctiles encargados de brindar la rigidez lateral y resistencia necesaria para soportar el peso propio de la estructura y todas las cargas externas que puedan presentarse, principalmente las cargas sísmicas. Estos elementos son detallados para obtener un comportamiento dúctil y así, poder disipar energía. A diferencia de los elementos como escaleras y losas, los cuales son elementos no dúctiles, diseñados únicamente para soportar cargas gravitacionales. Los cuales no aportan ductilidad a la estructura, pero si rigidez.

Uno de los parámetros más importantes en el diseño sísmico es el factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , dicho factor depende de la geometría de la edificación, la importancia, su uso y la capacidad de disipación de energía de los elementos del sistema sismo resistente. La variación de dicho factor afectará a todos los elementos que componen la estructura.

Por lo expuesto anteriormente, en la presente investigación se determinan los efectos que surgen en términos de dimensiones, peso y costo de los elementos estructurales,

motivo de las siguientes consideraciones: en el primer caso de estudio se procede a la disminución del factor de reducción de resistencia sísmica de  $R=8$  a  $R=6$ , en el segundo caso se incluyen elementos no dúctiles como losas y escaleras en el diseño inicial. Se utiliza un edificio obtenido del manual *2012 IBC Structural/Seismic Design Manual (Volume 3 – Examples for Concrete Buildings)*. El cual posee una geometría regular de 8 pisos y está conformado por pórticos especiales de hormigón armado resistentes a momentos. El edificio se diseña por serviciabilidad y capacidad en base a la normativa vigente del Ecuador (NEC-2015). Para el cual se utiliza el software ETABS y se consideran las cargas vivas y muertas planteadas en el manual.

### 1.1 Antecedentes

El Ecuador es un país de alta sismicidad, ubicado dentro del anillo de fuego del Pacífico, el cual libera una gran cantidad de energía sísmica del planeta. En las costas del país interactúan la Placa Oceánica de Nazca con la Placa Continental Sudamericana, donde el punto de encuentro se lo nombra zona sub-ductiva. (Moncayo, Velasco, Mora, Montenegro, & Cordova, 2017).

El ATLAS lista los 10 terremotos más fuertes desde 1900 a nivel mundial (tabla 1.1), Ecuador está presente con un sismo de magnitud 8.8 ocurrido en 1906, el cual provoco un tsunami que afecto a la costa ecuatoriana, en principal a la ciudad de Esmeraldas (Instituto Geográfico Militar, 2018).

Tabla 1.1. Los 10 terremotos más fuertes en el mundo desde 1900.

FECHA	LAT.	LG.	MAG.	PÉRDIDAS HUMANAS	REGIÓN
1960/05/22 19:11	-38,29	-73,05	9,5	1 655	Chile
1964/03/28 03:36	61,02	-147,65	9,2	125	Prince William Sound, Alaska
2004/12/26 00:58	3,29	95,98	9,1	227 898	Off the west coast of northern Sumatra
2011/03/11 05:46	38,32	142,36	9,0	28 050	Near the East Coast of Honshu, Japan
1952/11/04 16:58	52,76	160,06	9,0		Kamchatka, Russia
2010/02/27 06:34	-35,84	-72,71	8,8	577	Offshore Maule, Chile
1906/01/31 15:36	1,0	-81,5	8,8	1 000	Colombia-Ecuador
1965/02/04 05:01	51,21	-178,50	8,7		Rat Islands, Alaska
2005/03/28 16:09	2,07	97,01	8,6	1 313	Northern Sumatra, Indonesia
1957/03/09 14:22	51,56	-175,39	8,6		Andreanof Islands, Alaska

Fuente: Instituto Geográfico Militar, 2018

En el territorio ecuatoriano se han producido una gran cantidad de sismos, de distinta magnitud, a lo largo de la historia. Algunos de ellos fueron destructivos, los cuales se detallan en la figura 1.1. Los terremotos son los eventos naturales que han causado las mayores afectaciones en el país, por esto se requiere una mayor preparación por parte de la sociedad y el gobierno, con medidas de mitigación y contingencia ante estos eventos, para así evitar la mayor cantidad de pérdidas humanas y materiales (Instituto Geográfico Militar, 2018).



Figura 1.1. Historia de Terremotos Destructivos en el Ecuador.

Fuente: Terremotos en el ECUADOR | Revista La Otra

El sismo de gran magnitud más reciente que ocasionó un desastre en el país, provocó muchas pérdidas humanas y materiales, el cual ocurrió el 16 de abril de 2016 en las costas ecuatorianas con una magnitud 7.8 en la escala de Richter, cuyo epicentro fue ubicado en Pedernales a 20 km de profundidad (figura 1.2). Este terremoto fue sentido en todo el territorio ecuatoriano, así como en el sur de Colombia y norte de Perú. Las consecuencias provocadas por el terremoto fueron: 670 fallecidos, 12 desaparecidos y 6 274 heridos (Instituto Geográfico Militar, 2018).

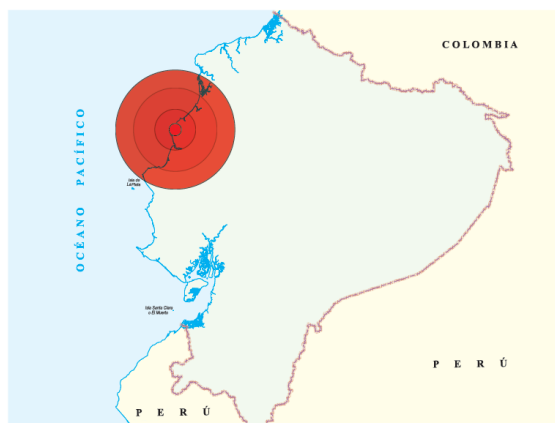


Figura 1.2. Epicentro, terremoto costa norte, 2016.

Fuente: Instituto Geográfico Militar, 2018

Debido al sismo ocurrido, varias estructuras porticadas de hormigón armado colapsaron (figura 1.3), en vista de un deficiente proceso constructivo y falta de cumplimiento de las especificaciones técnicas establecidas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015). Se detectó una gran diferencia entre los requerimientos mínimos establecidos por la norma y lo que se encontraba en las estructuras, especialmente el refuerzo transversal en las columnas, los estribos, que son precisamente los que confinan el núcleo de hormigón brindando resistencia al elemento frente a la acción de la fuerza cortante. Además, las cimentaciones de las estructuras eran totalmente superficiales y sin ningún tipo de anclaje al suelo (Lara, Aguirre, & Gallegos, 2018).



Figura 1.3. Estado físico de las edificaciones en el momento de la evaluación.

Fuente: Lara, Aguirre, & Gallegos, 2018

De manera general se llega a establecer que las estructuras fallaron debido a los siguientes aspectos: por la calidad de los materiales, fuerza cortante en la base de las columnas, ineficiente rigidez en las conexiones viga-columna, efecto de piso blando, ausencia de anclaje en la cimentación y fragilidad en la mampostería (Lara, Aguirre, & Gallegos, 2018).



### **1.1.1 Factor de reducción de resistencia sísmica R**

La definición de factor de reducción de respuesta es basada en la suposición de que un sistema estructural bien detallado es capaz de sostener grandes deformaciones sin llegar a fracasar. Los factores de reducción R se adoptan a partir de los años 60 y se establecen sus componentes entre los años 80s y 90s en donde se plantearon varios términos para su cálculo. Pasando por distintas propuestas donde los términos para el cálculo del factor R se relacionan con distintas variables como el tipo de estructura, ductilidad, sobre resistencia, redundancia, periodo de vibración, amortiguamiento y tipo de suelo. Sin embargo, en la NEC-2015 el factor R depende únicamente de la tipología estructural (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

Un valor alto del factor R corresponde a estructuras que tienen una gran ductilidad y que van a disipar mucha energía ante el sismo. Por lo cual, se trata de estructuras que requieren gran detallamiento sísmico. Mientras que, un valor bajo del factor R corresponde a una estructura de poco detallamiento, es decir, baja ductilidad, además de producirse un incremento de la fuerza sísmica de diseño. La variación de dicho factor afectará a los elementos que componen la estructura.

### **1.1.2 Elementos no dúctiles**

En un estudio realizado en Canadá se demostró que las estructuras de los edificios han resistido sismos de mayor magnitud para los cuales fueron diseñados. Esto se explica por la presencia de una resistencia de reserva significativa no considerada en el diseño sismo-resistente. Por dicha razón, algunos códigos sísmicos confiando en esta sobre resistencia, permiten una reducción en la magnitud de las cargas de diseño. Existen una serie de factores que se saben que contribuyen resistencia a la estructura pero que son difíciles de cuantificar, debido a un comportamiento complejo o falta de conocimiento. Entre ellos una de la fuente más importante de resistencia que no está considerada en el diseño es la cual aportan los elementos no dúctiles como losas, escaleras y mampostería (Rahgozar & Humar, 1998).

En el diseño de edificios el sistema estructural principal encargado de resistir la carga sísmica está conformado por vigas y columnas. Los elementos no dúctiles como escaleras y losas no se incluyen dentro del modelo para su análisis, pero estos, si

contribuyen rigidez a la estructura y resistencia a la carga lateral a pesar de no ser diseñados para resistir dicha carga.

## **1.2 Justificación de la investigación**

Según la filosofía del diseño sismo resistente de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), se busca evitar el colapso de las estructuras, procurando salvaguardar la vida de los ocupantes, por ello, las edificaciones deben ser diseñadas para: tener la capacidad de resistir las cargas especificadas por la norma, presentar derivas de piso inferiores a las admisibles y disipar energía por medio de deformaciones inelásticas.

En vista de la alta actividad sísmica del Ecuador, las estructuras requieren de un diseño sismo resistente, para prevenir daños graves y colapsos ante eventos sísmicos de gran magnitud. En el país, en muchos casos existe desconocimiento en el área sísmica, especialmente de la influencia de considerar elementos no dúctiles en el diseño sísmico, por este motivo se realizan consideraciones no correctas como la inclusión de dichos elementos. De la misma forma, no existen investigaciones acerca de la modificación del factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ . A pesar de existir sugerencias de disminuir dicho factor para realizar estructuras más seguras, no se ha establecido cuales serían sus efectos en el diseño.

Debido a la gran pérdida humana y económica que representó el sismo del 16 de abril de 2016 en Ecuador y a una alta probabilidad de que un evento catastrófico de las mismas características vuelva a suceder en el país, surge la necesidad por parte de los autores de realizar la presente investigación, con la finalidad de dar a conocer a la comunidad de ingenieros estructurales los efectos que tiene considerar por una parte los elementos no dúctiles como escaleras y losas, y por otra parte, la disminución del factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , dentro del diseño sismo resistente.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

Evaluar las diferencias estructurales en términos de dimensiones, pesos y costos de los elementos estructurales ante la presencia de elementos que no forman parte del sistema sismo-resistente como escaleras y losas, y al variar el factor de reducción de resistencia

sísmica de  $R=8$  a  $R=6$ , en una edificación conformada por pórticos especiales de hormigón armado resistentes a momentos.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Elaborar el diseño estructural de la edificación basándose en la NEC-2015 y ACI 318S-14.
- Realizar el diseño estructural con un factor de reducción de resistencia sísmica de  $R=6$ .
- Realizar diseños estructurales incluyendo elementos que no forman parte del sistema sismo resistente (escaleras y losas).
- Interpretar los resultados obtenidos en los diseños estructurales en términos de dimensiones, pesos y costos de los elementos estructurales.

### **1.4 Alcance**

Se utiliza una edificación específica basada en la literatura, la cual se diseña estructuralmente en varios escenarios. Primero se identifica la influencia al incluir los elementos no dúctiles como escaleras y losas, y, segundo, al disminuir el factor de reducción de resistencia sísmica de  $R=8$  a  $R=6$ , dentro del diseño sismo resistente de una edificación ubicada en la ciudad de Cuenca.

### **1.5 Contenido**

Inicia la investigación con una descripción teórica en el capítulo 2 sobre: el factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , los elementos dúctiles y no dúctiles de una estructura y el diseño basado en fuerzas (DBF). En el capítulo 3 se describe la configuración estructural del modelo base y se detalla el proceso de modelación. Conjuntamente, se expone y se aplica la metodología del diseño por serviciabilidad y de capacidad del modelo inicial en el software ETABS, en base a la normativa vigente. Dentro del capítulo 4 se realiza el diseño estructural con un factor de reducción de resistencia sísmica  $R=6$ , por consiguiente, se comparan los resultados obtenidos en el diseño realizado en el capítulo 3 con los obtenidos en este capítulo. En el capítulo 5 se realiza la modelación de los elementos no dúctiles (escaleras y losas) y se los incluye en el modelo inicial. En el primer caso, se incluyen las losas que aporten rigidez a la

estructura (tipo Shell) y se realiza el diseño de la estructura. Para el segundo caso se modelan las escaleras como parte del sistema sismo resistente en el modelo inicial. Además, se presentan los resultados obtenidos en cada caso y se realiza una comparación con los obtenidos en el capítulo 3. Finalmente, en el capítulo 6 se exponen las conclusiones y recomendaciones obtenidas de esta investigación.

## CAPÍTULO II

### ESTADO DEL ARTE Y MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

##### 2.1.1 Antecedentes

El terremoto ocurrido el 16 de abril de 2016 en Ecuador, provocó el colapso de 40 edificios de concreto reforzado, ubicados en Portoviejo, con lastimosas pérdidas humanas y económicas. Muchas son las causas de tipo estructural que se han detectado para que los edificios hayan fracasado, entre las más comunes: la magnitud del sismo reflejada en el espectro de respuesta obtenido en Portoviejo superó en determinados rangos al espectro de diseño de la vigente norma (NEC-2015), construcción de nuevos niveles sobre los ya existentes sin refuerzos a la estructura ni estudios previos, edificios muy flexibles lo cual provocó grandes desplazamientos y la tipología estructural la cual hace que las edificaciones tengan una altura de planta baja de 5m con mezzanines (Aguiar & Mieles, 2018).

En consecuencia, de este evento catastrófico surgieron numerosas investigaciones en el país, que demuestran las posibles causas por las cuales fallaron muchas estructuras. La mayoría de ellas muestran varias fallas de tipo estructural como las antes mencionadas y también fallas en el sistema constructivo y materiales empleados. Sin duda la causa que más preocupa a los diseñadores en la actualidad, es que el espectro de diseño de la norma ecuatoriana de la construcción (NEC-2015) fue superado las ordenadas espectrales por el espectro obtenido en Portoviejo (figura 2.1) el 16 de abril en los predios de la universidad técnica de Manabí, con un suelo tipo D (Aguiar & Mieles, 2018).

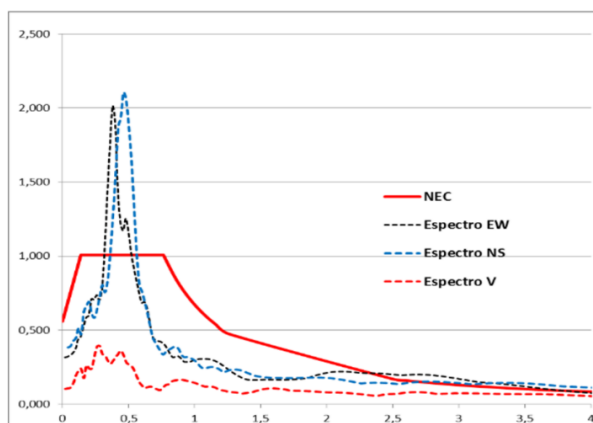


Figura 2.1. Espectro de la NEC-2015 y espectro del terremoto del 16A, obtenido en Portoviejo.  
Fuente: Aguiar & Mieles, 2018

Esto ha provocado la duda, si las especificaciones y factores proporcionados en el diseño sismo resistente de la NEC-2015, son los correctos para su entorno ya que no existen investigaciones que respalden estos parámetros en Ecuador. Por tal motivo se inducen fallas al diseño sísmico, como considerar valores del factor de reducción de resistencia sísmica  $R$  altos, sin realizar previamente cálculos que comprueben que la estructura tenga la ductilidad requerida. Por lo tanto, surge un grave error en el diseño que puede llevar al colapso de la estructura, ya que se está diseñando para cargas sísmicas bajas sin el suficiente detallamiento (Aguiar & Miele, 2018).

### **2.1.2 Definición**

La NEC-2015 define que, “El factor  $R$  permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas” (CAPITULO 2. p.63).

Dicho factor depende de algunas variables el tipo de suelo, período de vibración considerado, tipo de estructura, factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento, no obstante, en la normativa vigente no se encuentran metodologías de cálculo del factor  $R$  que presenten las variables antes mencionadas. Este factor es constante en la metodología del diseño basado en fuerzas (DBF) expuesta en la NEC-2015, dependiendo únicamente de la tipología estructural.

Sin duda la ductilidad es la propiedad más importante dentro de la definición del factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ . Por ello es importante conocer cómo se comporta la ductilidad en las estructuras. Esta propiedad fue adoptada en los códigos de diseño sísmico en los años 70 gracias al ATC (1974). Por ello, se ha apreciado que las estructuras en décadas anteriores a esta adopción, eran propensas al fracaso cuando la acción del sismo llegaba a ser cercana a su capacidad portante cuasi-elástica. Lo cual se evidencia en múltiples ocasiones por la acción de sismos devastadores, como Northridge (1994), Kobe (1995), China (1996), Turquía (1999) y Taiwán (1999) (Blanco, Burón, & Salas, 2018).

La ductilidad es la capacidad que tienen los elementos de un sistema estructural para incursionar en el rango inelástico, sin una pérdida importante en su resistencia y

rigidez, ante la acción de cargas sísmicas. Gracias a esta propiedad disminuye de manera sustancial la posibilidad de una falla frágil, y además aumenta amortiguamiento al sistema (Blanco, Burón, & Salas, 2018).

La ductilidad estructural está definida por la relación entre el desplazamiento inelástico ( $\Delta i$ ) y el desplazamiento en la fluencia ( $\Delta_y$ ) (ecuación 2.1).

$$\mu = \frac{\Delta i}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

En la siguiente gráfica fuerza-desplazamiento (figura 2.2), se identifican los términos de la expresión anterior. Se observa también la fuerza lateral necesaria para inducir a la estructura al rango inelástico ( $V_y$ ), la cual se obtiene al dividir la fuerza elástica ( $V_e$ ) para el factor de reducción de resistencia sísmica ( $R$ ) (Mora, 2007).

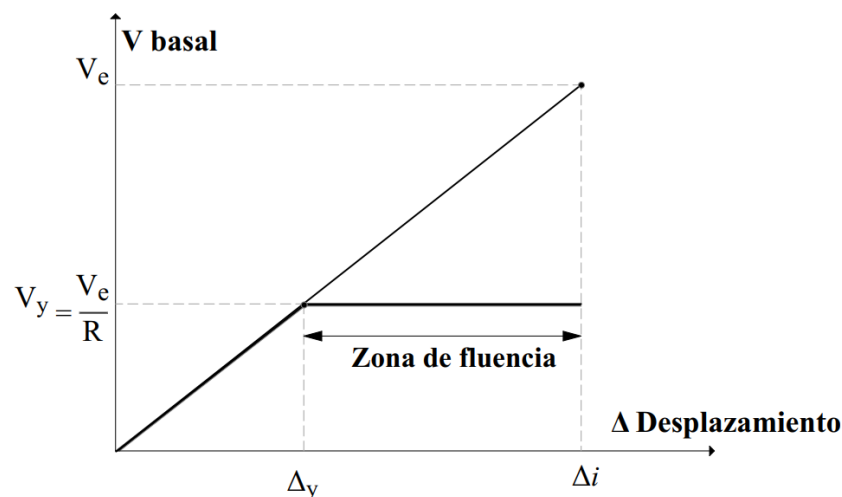


Figura 2.2. Definición grafica de ductilidad, cortante basal – desplazamiento.

Fuente: Autores.

Blanco, Búron & Salas (2018), destacan la importancia del factor  $R$  al demostrar que, si se diseña una estructura con un factor cercano a cero o sin reducción de la carga sísmica, esta estructura no sufrirá daños ante el sismo de diseño de los códigos; pero esto recae en un diseño totalmente antieconómico, ya que las secciones de los miembros estructurales serán considerables debido a la aplicación de cargas sísmicas muy altas. Al contrario, si se diseña con un factor muy alto será difícil garantizar la gran capacidad de energía que la estructura debe disipar, las deformaciones serian excesivas, puede presentar daños no esperados e incluso puede llegar a colapsar (Blanco, Burón, & Salas, 2018).

Por esta razón es importante fijar valores coherentes que reflejen el entorno en el cual se aplicara, ya que este factor es el pilar fundamental para determinar las fuerzas sísmicas aplicadas en el diseño sismo resistente. Sin embargo, la gran mayoría de códigos vigentes para el diseño sísmico no consideran variables importantes como el tipo de suelo, el período y el amortiguamiento, para determinar el factor R adecuado, produciendo así diseños incorrectos (Blanco, Burón, & Salas, 2018).

Dentro del análisis y diseño sísmico se hacen varias simplificaciones, con la finalidad de facilitar los cálculos. Como ya se conoce, una estructura bajo una acción sísmica tiene un comportamiento elastoplástico. Por ello, existe una aproximación que permite estudiar de manera equivalente este fenómeno con el análisis elástico. Esta simplificación, consiste en disponer a la edificación una resistencia lateral menor a la resistencia elástica, lo cual se consigue al aplicar a la estructura cargas sísmicas calculadas a partir de un espectro de diseño inelástico. Gracias al factor R, se obtiene el espectro inelástico a partir del espectro elástico (figura 2.3). Dicho factor guarda la equivalencia de los dos espectros, con la finalidad de no sobrestimar ni subestimar la fuerza del sismo (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

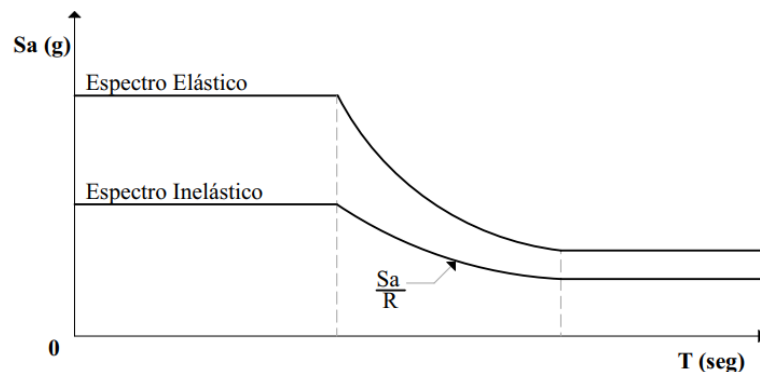


Figura 2.3. Espectro Elástico e Inelástico.  
Fuente: Autores.

El factor R se induce al diseño sismo resistente con la premisa de que una estructura bien detallada sería capaz de soportar deformaciones significativas sin llegar a fracasar, disipando así energía proveniente del sismo al incursionar en el rango inelástico. Lo cual viene acompañado de la simplificación antes mencionada; que con la teoría del análisis lineal se obtiene una respuesta cercana al comportamiento real de la estructura. El diseñador debe estar claro que, al aceptar el comportamiento inelástico, la edificación experimentara daños globales significativos ante un sismo severo, lo que se traduce en altos costos de reparaciones (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).



### 2.1.3 Estudios basados en la obtención del factor R

El factor de reducción de resistencia sísmica encargado de establecer las fuerzas laterales aplicadas al diseño. Fue propuesto en un inicio por Veletsos y Newmark (1960), quienes establecieron factores vinculados a los valores estimados de ductilidad global. Dichos factores dependían del rango de período en el que se encuentre cierta estructura en el espectro de aceleración. Los valores planteados (tabla 2.1) surgieron de tres criterios importantes, que se obtuvieron al comparar el espectro elástico con el inelástico en distintos rangos de frecuencia:

1. Fuerzas iguales (frecuencia alta)
2. Igual cantidad de energía absorbida (frecuencia intermedia)
3. Igual desplazamiento (frecuencia baja)

Tabla 2.1. Valores del factor de reducción de resistencia sísmica propuestos por Veletsos y Newmark, 1960.

Rango de Período	Factor de reducción R
$T = 0$	1
Períodos cortos	$\mu$
Períodos moderados	$\sqrt{2\mu - 1}$
Períodos intermedios y largos	$\mu$

Fuente: Vielma, Barbat, & Oller, 2006

Donde:

R= Factor de reducción de resistencia sísmica.

$\mu$ = Ductilidad global.

T= Período de la estructura.

Estos factores propuestos dieron un buen resultado, lo cual se evidencio en las múltiples estructuras diseñadas con esta metodología. Estas edificaciones han resistido sismos de gran magnitud y han salvaguardado la vida de sus ocupantes. Varios códigos sísmicos conservan la dependencia de la ductilidad global y el período de la estructura, en la metodología de cálculo del factor R (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

Newmark y Hall (1973), realizan un estudio que complementa la metodología antes mencionada. Logrando de esta forma elaborar un espectro de diseño inelástico en base del espectro de diseño elástico. Los autores definen también seis rangos de períodos, que a diferencia de la tabla 2.2 los delimitan de manera numérica. Cada rango con su respectiva formulación para determinar el factor R (Alvarado, 2015).

Otro aporte por Riddell y Newmark (1979), dentro de su procedimiento de cálculo del factor R relacionan la ductilidad con el amortiguamiento de la estructura e incorporan a su metodología el factor de amortiguamiento ( $\xi$ ). Posterior a esta investigación Newmark y Hall (1982), proponen otra técnica la cual depende del período natural de la estructura y del tipo de suelo. Estas investigaciones son la base y el fomento para que luego aparecieran nuevos métodos que buscan involucran todos estos factores en una formulación (Alvarado, 2015).

A pesar de que la metodología originaria tenía fundamentos sólidos, en la década del 90 se realizó en México una investigación que demuestra que el uso de estos factores propuestos inicialmente conduce a dos extremos: un diseño inseguro en el rango de períodos bajos, y muy conservador en el rango de períodos intermedios y largos (Ordaz & Pérez-Rocha, 1998).

#### **2.1.3.1 Componentes del factor R**

Con la inclusión del factor R dentro del diseño sismo resistente, varios autores han investigado este tema a profundidad. Aportando así con varias metodologías para el cálculo del factor idóneo, que represente el tipo de estructura que se diseña y refleje el entorno en donde se va a emplazar. Los investigadores han asignado componentes del factor de reducción para reflejar parámetros que ellos creen importantes para la determinación del factor R. A continuación, se exponen las propuestas que han tenido mayor repercusión:

La primera formulación que involucra varios componentes del factor de reducción de resistencia sísmica R la propuso Bertero (1986), la cual fue afirmada posteriormente por Witthaker et al. (1999). Esta expresión consta del producto de cuatro términos (ecuación 2.2) (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

$$R = R_S R_\mu R_{VG} R_{SR} \quad ( 2.2 )$$

Donde:

$R_S$  = Factor de reducción por sobre resistencia.

$R_\mu$  = Factor de reducción por ductilidad.

$R_{VG}$  = Factor de reducción por múltiples grados de libertad.

$R_{SR}$  = Factor de reducción por redundancia.

La siguiente propuesta la realizó Witthaker et al. (1987), la cual a diferencia de la anterior esta formulación descarta dos componentes e incorpora el factor de reducción por amortiguamiento  $R_\xi$ , debido al efecto inherente de amortiguamiento que presenta cada material. La formulación consta de tres componentes para estimar el factor de reducción (ecuación 2.3) (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

$$R = R_S R_\mu R_\xi \quad ( 2.3 )$$

Finalmente, la propuesta realizada por el ATC-19 (1995) es una de las más utilizadas y aceptadas en investigaciones posteriores de temas similares que aportan al diseño sísmico. Esta propuesta excluye al factor de amortiguamiento en su expresión e incluye el factor de reducción por redundancia  $R_R$ . Considera en su formulación tres componentes para la aproximación del factor de reducción  $R$  (ecuación 2.4) (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

$$R = R_S R_\mu R_R \quad ( 2.4 )$$

A continuación, se define cada uno de los factores de la ecuación 2.4, interpretados como los principales componentes del factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ .

Factor de sobre resistencia ( $R_S$ ): Es un factor que indica que tan superior es el cortante basal último ( $V_U$ ) que soporta la estructura con respecto al cortante basal de diseño ( $V_b$ ) de la curva de capacidad de la estructura (ecuación 2.5). Esta superioridad resulta

principalmente de utilizar fuerzas mayoradas en conjunto con propiedades de los materiales minoradas. Es importante mencionar que mientras menores derivas de piso se esperen en la edificación, mayor será el factor  $R_S$ . Debido a que el  $V_U$  será muy superior al  $V_b$ .

$$R_S = \frac{V_U}{V_b} \quad (2.5)$$

Factor de ductilidad ( $R_\mu$ ): Este factor está definido por la relación entre el cortante basal elástico ( $V_e$ ) y el cortante basal último ( $V_U$ ) de la curva de capacidad de la estructura. Un valor alto revela que la estructura posee gran capacidad de disipar energía y un valor igual a uno o cercano indica que no disipa energía o muy poca (ecuación 2.6) (Vielma, Barbat, & Oller, 2006).

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_U} \quad (2.6)$$

En el siguiente grafico de capacidad sísmica (figura 2.4), se especifica como determinar cada uno de los dos componentes del factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , antes mencionados:

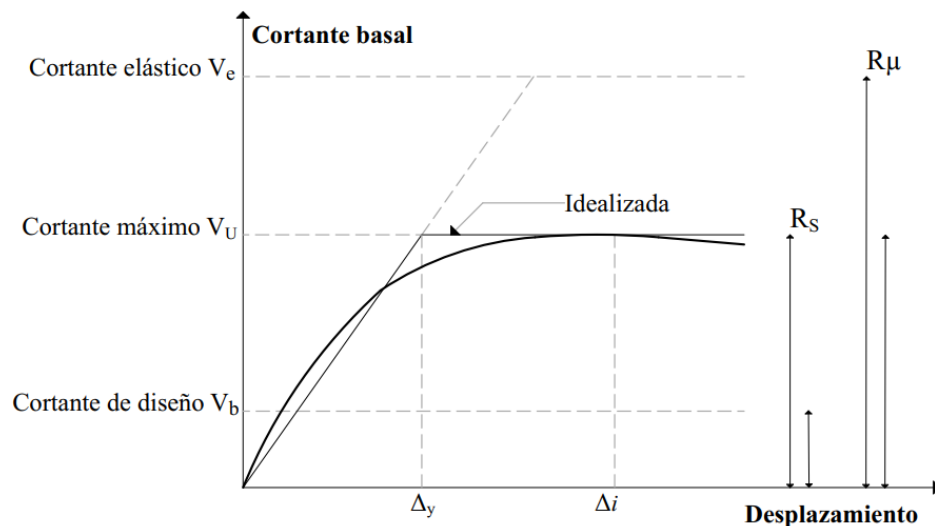


Figura 2.4. Componentes del factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ .

Fuente: Autores.

Factor de redundancia ( $R_R$ ): Este factor representa la capacidad de redistribución de las cargas en los miembros estructurales con mayor solicitación a los de menor solicitación, cuando el sistema sismo resistente haya alcanzado el rango inelástico. Este parámetro no entra en juego mientras la edificación permanece intacta, no obstante, es un factor clave que redistribuye las fuerzas cuando los elementos estructurales sufren algún tipo de daño que los impida seguir resistiendo; motivo de acciones devastadoras no consideradas en el diseño. El ATC-95 propone valores del factor de redundancia en dependencia del número de ejes de columnas (tabla 2.2). Este factor es menor a uno en caso de que la estructura presente menos de cuatro ejes de columnas, e igual uno en sistemas con adecuada redundancia es decir con cuatro ejes de columnas o más (Rojahn, Whittaker, & Hart, 1995).

Tabla 2.2. Factor de reducción por redundancia según el número de ejes de columnas.

Número de ejes de columnas	Factor $R_R$
2	0.71
3	0.86
4	1.00

Fuente: Rojahn, Whittaker, & Hart, 1995

Existen numerosas investigaciones en todo el mundo acerca de los componentes del factor R antes mencionados. Las cuales aportan varias metodologías de cálculo para cada uno de ellos, con un mayor número de variables que se adaptan al tipo de estructura que se requiera diseñar. Logrando de esta forma valores del factor R que no sobrestimen ni subestimen la acción sísmica en el diseño.

#### 2.1.4 Factor R en Ecuador

El 28 de marzo de 1996 ocurrió un terremoto en Pujilí provincia de Cotopaxi, el cual dejó un saldo de 62 fallecidos, 7 mil casas destruidas y 15 mil damnificados aproximadamente. Meses después de esta catástrofe el gobierno ecuatoriano toma conciencia para disminuir el riesgo ante eventos sísmicos, y crea el comité ejecutivo del código ecuatoriano de la construcción. El mismo que redacta el capítulo llamado “Peligro sísmico, espectros de diseño y requisitos mínimos de cálculo para diseño sismo-resistente”, el cual formo parte del código ecuatoriano de la construcción 2001

(CEC-2001). Este es el primer código ecuatoriano que contempla un capítulo exclusivamente al diseño sísmico (Alvarado, 2015).

En lo que concierne al factor de reducción de resistencia sísmica  $R$  en el CEC-2001, es importante mencionar la simplificación realizada en el código para determinar el factor  $R$ . El cual depende únicamente de un parámetro constante como la tipología estructural; siendo conscientes que este factor depende de muchas variables más. Se debe recalcar que la normativa vigente del Ecuador NEC-2015 sigue presentado la misma simplificación para determinar dicho factor, a pesar de existir varias propuestas que involucran más factores.

A continuación, se exponen los valores del factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , de los últimos códigos de diseño sísmico ecuatorianos para la tipología estructural del presente estudio (tabla 2.3). Es decir, enfocados en pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas; resistentes a momentos. Es importante mencionar que el CEC-2001, proporciona el espectro a nivel de servicio lo que los próximos códigos reemplazan a nivel de espectro último. Por ello es necesario inferir el valor de  $R$  del código 2001, a nivel de espectro último para lograr comparar (Aguiar, 2007).

Tabla 2.3. Valores del factor  $R$  de códigos de diseño sísmico ecuatorianos.

<b>Norma</b>	<b>Factor de reducción <math>R</math></b>	<b>Tipo de espectro</b>
CEC-2001	7*	Ultimo
NEC-2011	6	Ultimo
NEC-2015	8	Ultimo
(*)=Valor de $R$ inferido		

Fuente: Aguiar, 2007

#### **2.1.4.1 Propuestas realizadas para Ecuador**

En Ecuador se han realizado dos propuestas para determinar el factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , por parte del Dr. Roberto Aguiar Falconí. Quien se basó en investigaciones que él fue participe desde el 2005, las cuales proponen metodologías de cálculo para los componentes del factor  $R$  de la formulación del ATC-19 (1995).

Las siguientes metodologías para determinar el factor R se basan en el CEC-2001 y están direccionadas a estructuras conformadas por vigas y columnas; sin muros de corte. La primera en donde el factor R es constante sin dependencia de período de la estructura; y la segunda en la cual el factor R depende del período.

#### 2.1.4.1.1 Propuesta del factor R, constante

En la primera propuesta Aguiar (2007) propone valores del factor R constantes, sin dependencia del período. Este factor se determina en la tabla 2.4 según el perfil de suelo y el nivel de diseño relacionado con la disipación de energía en el sistema. Esta metodología es aplicable únicamente para derivas de piso máximas de 1.5% (Aguiar, 2007).

Tabla 2.4. Valores recomendados del factor de reducción de las fuerzas sísmicas, para diferentes tipos de suelo del CEC-2001.

Nivel de diseño	Disipación de energía	Perfil de suelo			
		S1	S2	S3	S4
ND3	$\mu = 4$ (Elevada)	6.0	6.0	6.0	5.0
ND2	$\mu = 3$ (Moderada)	4.5	4.5	4.0	4.0
ND1	$\mu = 2$ (Baja)	3.0	3.0	2.5	2.5

Fuente: Aguiar, 2007

#### 2.1.4.1.2 Propuesta del factor R, dependiente del período

En la segunda propuesta Aguiar (2007) propone la siguiente formulación para determinar el valor del factor R (ecuación 2.7), en dependencia del período de la estructura. Esta expresión debe ser utilizada únicamente cuando la deriva máxima de piso de la edificación sea menor o igual a 0.015 y especialmente en estructuras con gran ductilidad.

$$R = 1 + \frac{T}{0.5 T_0 + \frac{T}{8}} \quad (2.7)$$

Donde:

$T$  = Período de vibración de la estructura.

$T_0$  = Período de vibración según el tipo de suelo, indicado en la tabla 2.5.

Tabla 2.5. Valores de  $T_0$  para diferentes tipos de suelo del CEC-2001.

Perfil de suelo	S1	S2	S3	S4
Valor de $T_0$ (seg)	0.12	0.13	0.18	0.25

Fuente: Aguiar, 2007

Finalmente, Aguiar en referencia a sus investigaciones proporciona varios puntos importantes a tomar en cuenta. Para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas en estructuras conformadas por vigas y columnas; sin muros de corte. Cuando se trabaja a nivel de espectro ultimo (Aguiar, 2007):

- El factor R puede ser mayor a 7 cuando la deriva máxima esperada sea menor o igual a 1%. Para estructuras con disipación de energía elevada y para suelos tipo S1 S2 y S3.
- Para períodos mayores a 0.6 seg en edificaciones con disipación de energía elevada. Es recomendable un factor  $R=6$  para una deriva de piso superior a 1.5%, en suelos S1 a S3 y un factor  $R=5.5$ , para un suelo S4.
- Para estructuras con disipación de energía moderada únicamente se logra un valor del factor R mayor a 6, cuando se esperan derivas de piso máximas del 0.5%.
- Para períodos mayores a 0.65 seg en estructuras con disipación de energía moderada, y una deriva de piso superior a 1.5%. Se recomienda un factor  $R=4$ .
- En estructuras con disipación de energía baja y una deriva de piso mayor a 1.5%. Es recomendable un factor  $R=3$  en suelos tipo S1 y S2, y un factor  $R=2.5$  para suelos tipo S3 y S4.

## 2.2 Pórtico especial sismo resistente

Los pórticos especiales de hormigón armado resistentes a momentos, se utilizan como parte de los sistemas sismo resistentes en edificaciones diseñadas para resistir fuerzas laterales. Las columnas, vigas y juntas que conforman dichos pórticos, son diseñadas y detalladas para soportar diferentes esfuerzos: flexión, axial y de corte, ocasionados por las fuerzas actuantes en la estructura debido a acciones sísmicas. El detallamiento requerido da como resultado un pórtico dúctil capaz de disipar energía y soportar



terremotos sin pérdida significativa de rigidez o resistencia (Moehle, Hooper, & Lubke, 2008).

Ventajas:

- Permite libertad en la distribución interna de los espacios del edificio
- Estructuras muy flexibles que requieren pequeñas solicitaciones sísmicas
- Disipan gran cantidad de energía debido a la ductilidad que poseen los elementos que lo componen y la gran hiperestaticidad del sistema

Para que un sistema trabaje efectivamente como pórtico rígido es esencial un adecuado diseño de los elementos y sus conexiones, para otorgar la suficiente rigidez y capacidad para transmitir momentos (Tamayo, 2014).

La modelación y análisis del edificio se realiza en el software ETABS, el cual es un software especializado para el análisis estructural y dimensionamiento de edificios. El software es resultado de 40 años de investigación y está en continuo desarrollo, ofrece herramientas de modelado y visualización de objetos 3D, la capacidad de realizar un análisis lineal y no lineal, opciones de dimensionamiento, una gran variedad de materiales, gráficos explicativos, informes y diseños esquemáticos que mejoran y facilitan la comprensión del análisis y los resultados.

## **2.2.1 Elementos dúctiles**

### **2.2.1.1 Ductilidad**

Es la capacidad de una estructura para sufrir deformaciones mayores al del rango elástico, sin llegar a colapsar, y sin mayor pérdida de resistencia y rigidez, ante una acción sísmica. La ductilidad permite predecir la capacidad máxima de una estructura, el cual es un criterio importante para diseñar estructuras sometidas a cargas laterales. Se utiliza el término ductilidad para evaluar el rendimiento sísmico de las estructuras, al mostrar la cantidad de energía sísmica que puede ser disipada por medio de deformaciones plásticas. Ofrece la posibilidad de disminuir las fuerzas de diseño sísmico y permite predecir el daño esperado en la estructura ante sismos severos (Gioncu, 2000).

Es necesario que las estructuras de hormigón armado posean cierta ductilidad para tener un adecuado desempeño ante acciones sísmicas. Las edificaciones que muestran un desempeño sísmico bueno se identifican por evitar fallas frágiles, las cuales suponen una pérdida absoluta de la capacidad de una sección, miembro o estructura, en el instante en el que ocurre un incremento del desplazamiento (Fernández, 2017).

#### **2.2.1.2 Columnas**

Son elementos estructurales verticales empleados para soportar las cargas actuantes en la edificación, son considerablemente utilizados por la libertad que proporcionan para distribuir espacios internos, a la vez que cumplen con la función de resistir el peso propio de la construcción; el adecuado diseño de su sección, longitud, espaciamiento y composición influyen de manera directa en la capacidad de carga (Tamayo, 2014).

La columna es un elemento donde la carga se transfiere paralela al eje longitudinal como compresión, por lo tanto, el diseño está basado en la fuerza interna, también se diseñan para flexión de tal manera que la combinación se denomina flexo compresión. La capacidad de la columna depende de su geometría, lo cual influye en el tipo de falla. El efecto geométrico se determina por su esbeltez, una columna poco esbelta o columna corta falla por aplastamiento, los elementos muy esbeltos o columnas largas fallan por pandeo y la columna intermedia falla por una combinación de aplastamiento y pandeo (Tamayo, 2014).

#### **2.2.1.3 Vigas**

Son elementos estructurales horizontales que trabajan especialmente a flexión. La longitud destaca sobre las otras dos dimensiones, en el que el esfuerzo de flexión ocasiona tensiones de compresión y tracción, generándose también en el interior de la viga fuerza cortante, fuerza axial, momento flector y efectos de torsión, debido a las fuerzas externas que actúan sobre la misma. Las funciones de este elemento son: resistir el peso de los pisos y cubiertas de una edificación, servir de apoyo de otros miembros estructurales que le transmiten las cargas perpendiculares a su dirección longitudinal generadas por la gravedad y transferir los esfuerzos a elementos verticales de la estructura (Tamayo, 2014).

## **2.2.2 Elementos no dúctiles**

En las estructuras existen una serie de factores que se saben que aportan capacidad adicional a la misma, provocando que en ciertos casos las edificaciones soporten cargas superiores a las utilizadas para su diseño. Una de las fuentes de resistencia adicional más importante, es la cual contribuyen los elementos no dúctiles como losas, escaleras y mampostería. (Rahgozar & Humar, 1998).

### **2.2.2.1 Escaleras**

La escalera es un elemento arquitectónico no dúctil que tiene un alto potencial para cambiar el comportamiento estructural, principalmente en los marcos de momentos resistentes a fuerzas laterales sísmicas. Este elemento normalmente no se incluye dentro del modelo de la estructura. De hecho, lo que se considera en el modelo de los edificios convencionales son las vigas y columnas alrededor de la escalera como un vacío y se aplican las cargas muertas y vivas correspondientes a la escalera (Noorifard & Tabeshpour, 2018).

Sin embargo, existen investigaciones que estudian los efectos de la consideración de escaleras dentro del diseño estructural. Uno de ellos es una investigación realizada en la India, titulada “*Effects of staircase on the seismic performance of RCC frame building*” el cual determina que los elementos que constituyen las escaleras de hormigón aumentan la rigidez de la estructura, y estos se caracterizan por la presencia de columnas cortas sujetas a una alta fuerza de corte que puede producir una falla frágil prematura y las vigas inclinadas sujetas a una variación en la fuerza axial que puede modificar la resistencia y deformar los elementos. En este estudio se ha identificado varios efectos al incluir las escaleras y se concluye lo siguiente: disminución en el periodo natural de la estructura en un 22.31%, aumento de fuerza axial en columnas que soportan las escaleras en un promedio del 19%, reducción de derivas de piso de un 33% en dirección corta y un 23% en dirección larga en promedio (Singh & Choudhury, 2012).

### **2.2.2.2 Losas**

La losa es un elemento horizontal que compone los pisos y cubiertas de la edificación, con largo y ancho de mayor tamaño que el espesor. Podemos encontrar algunos tipos de losas, como lo son: losas unidireccionales o bidireccionales, las mismas que pueden

ser macizas o alivianadas. Su función primordial es transmitir las cargas gravitacionales hacia los elementos estructurales perimetrales (Tamayo, 2014).

Al ser el elemento encargado de recibir las cargas verticales de diseño es clave modelarlo correctamente en los softwares de diseño. En base a lo mencionado, un estudio titulado “Modelación de Losas para el Diseño Sísmico de Edificios”, hace referencia al uso inapropiado de elementos tipo Shell para modelar losas de concreto reforzado en el diseño sísmico. La idealización de las losas con elementos tipo Shell implica la consideración que la losa contribuya a resistir la flexión. La restricción al giro creada por la resistencia a momento de este tipo de losa, provoca efectos negativos para el diseño sísmico del edificio. Primero, las losas contribuyen rigidez y resistencia lateral, provocando una reducción de las derivas de piso y absorbiendo esfuerzos para los cuales no son diseñadas. Segundo, se reducen los esfuerzos y por lo tanto secciones en los elementos que son parte del sistema sismo resistente, resultando así un diseño inseguro. Tercero, se infravaloran las cargas laterales sísmicas en la cimentación lo cual puede perjudicar su estabilidad. Para poder obtener estas reducciones sería necesario garantizar que las losas puedan resistir esos momentos y cortantes producidos por el sismo lo cual en la práctica no es posible (Barbosa & Álvarez, 2017).

Se recomienda que las losas, se modelen teniendo en cuenta únicamente su acción como diafragmas rígidos con elementos tipo membrana, las cuales distribuyen las cargas inerciales del piso por medio de esfuerzos en su plano, a los elementos estructurales del sistema sismo resistente, como vigas y columnas (Barbosa & Álvarez, 2017).

## **2.3 Método: diseño basado en fuerzas (DBF)**

### **2.3.1 Fundamentos**

Los sismos producen en las edificaciones fuerzas laterales, las cuales provocan desplazamientos. Si el sistema sismo-resistente posee la capacidad suficiente de soportar elásticamente la amenaza sísmica; las fuerzas y desplazamientos guardaran una relación lineal regida por la rigidez elástica de la estructura. Al contrario, si el sistema estructural no es capaz de resistir la acción sísmica de manera lineal; la relación de las fuerzas y desplazamientos pasan al rango inelástico, que obedecerá a las propiedades inelásticas del sistema. La gran mayoría de estructuras son diseñadas

intencionalmente con una resistencia menor a la resistencia elástica requerida, para inducir a la estructura al comportamiento inelástico, donde disipara energía en dependencia de la ductilidad del sistema. Con el objetivo principal de disminuir el costo de la estructura. (Lara, Aguirre, & Gallegos, 2018)

Existen muchas alternativas dentro del diseño sísmico, que se enfocan en proporcionar una capacidad requerida a la estructura para soportar los esfuerzos aplicados. La metodología más utilizada en edificaciones es el diseño basado en fuerzas (DBF). La cual es tradicional del diseño sismo-resistente, proveniente de los métodos de diseño para cargas a gravedad y viento. Este método está enfocado al diseño por resistencia y es la base de muchos códigos sísmicos actuales. Las estructuras de uso convencional proyectadas con el DBF deben ser capaces de (Moreno, Cortés, & Uribe, 2009):

- Resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños significativos.
- Resistir sismos moderados con daños reparables.
- Resistir sismos de gran intensidad sin llegar al colapso.

La metodología del DBF utiliza un espectro de aceleración elástico, el cual establece la carga sísmica necesaria para que el sistema estructural resista dentro del rango elástico. Si en este método se aplicaría directamente la fuerza obtenida del espectro elástico a la estructura, el diseño sería antieconómico. Por ello el DBF incorpora el factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , el mismo que se relaciona con el daño esperado en la estructura ante sismos severos. Este factor es el encargado de reducir la acción sísmica para que la estructura incursione en el rango inelástico, y de esta forma disipe energía proveniente del sismo. Esta metodología de diseño se fundamenta en la regla de los desplazamientos iguales la cual se expone a continuación (Moreno, Cortés, & Uribe, 2009).

#### **2.3.1.1 Regla de los desplazamientos iguales**

La regla de los desplazamientos iguales es el fundamento de los códigos sísmicos para la aplicación del DBF. Esta regla la propuso Veletsos & Newmark (1960), quienes realizaron un estudio en base a un sistema estructural de un grado de libertad, con la ayuda de los métodos numéricos. El sistema fue analizado con un comportamiento elástico y un comportamiento elastoplástico. Con un análisis comparativo los

investigadores pudieron demostrar que los desplazamientos son iguales o similares cuando la estructura se comporta de manera elástica e inelástica como indica la figura 2.5.

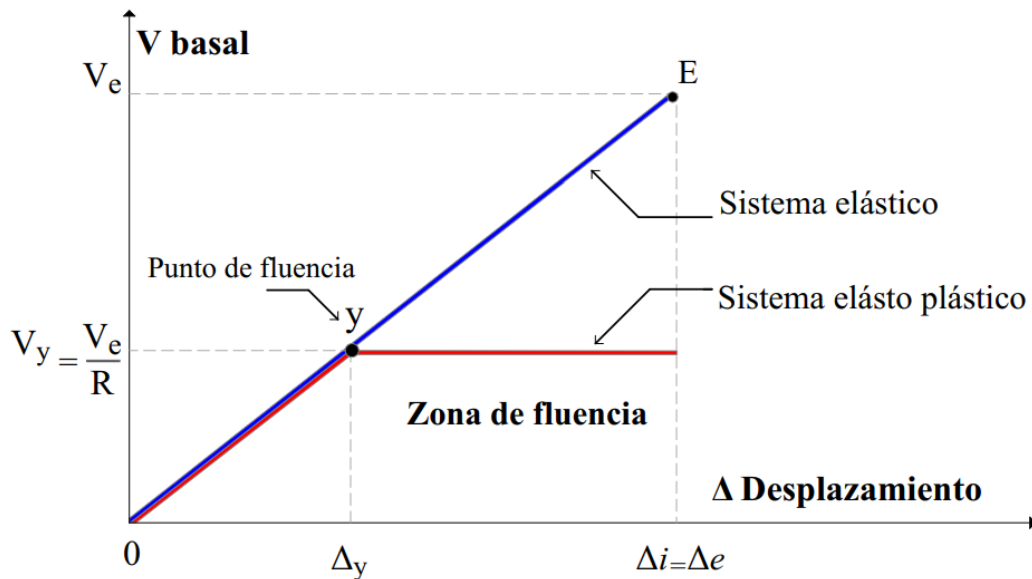


Figura 2.5. Regla de los desplazamientos iguales.  
Fuente: Autores.

Donde:

$V_e$  = cortante elástico.

$V_y$  = cortante de fluencia.

$\Delta_y$  = desplazamiento en el punto de fluencia.

$\Delta_i$  = desplazamiento inelástico.

$\Delta_e$  = desplazamiento elástico.

En la gráfica anterior podemos identificar distintas relaciones importantes obtenidas de la regla de los desplazamientos iguales:

- Se identifica claramente que el desplazamiento inelástico es igual al desplazamiento elástico, por lo tanto, se tiene que:

$$\Delta_i = \Delta_e \quad (2.8)$$

- Se puede identificar también la relación que existe entre el cortante elástico y el cortante de fluencia. Regida por el factor de reducción de fuerza sísmica R:

$$R = \frac{V_e}{V_y} \quad (2.9)$$

- La ductilidad se define con la relación que existe entre el desplazamiento inelástico y el desplazamiento en el punto de fluencia, por lo tanto:

$$\mu = \frac{\Delta i}{\Delta_y} \quad (2.10)$$

- Por la relación entre los dos triángulos rectángulos ( $0-y-\Delta_y$  /  $0-E-\Delta_i$ ) que se forman en la gráfica anterior se obtiene:

$$\frac{\Delta i}{\Delta_y} = \frac{V_e}{V_y} \quad (2.11)$$

Con las relaciones obtenidas. Reemplazamos la ecuación 2.9 y 2.10, dentro de la ecuación 2.11. Con esto concluye el estudio Veletsos & Newmark (1960), demostrando que el factor de reducción de fuerzas sísmicas  $R$  es igual a la ductilidad (Mora, 2007):

$$R = \mu \quad (2.12)$$

Gracias a la regla de los desplazamientos iguales se puede predecir el desplazamiento inelástico del sistema sin necesidad de realizar un análisis no lineal. Pero para que esta regla sea congruente con el diseño de la estructura, se debe proveer la suficiente ductilidad al sistema; en función del factor de reducción de fuerza sísmica utilizado. Por lo tanto, mientras mayor sea el factor  $R$  mayor ductilidad deberá tener la estructura o viceversa, como indica la figura 2.6.

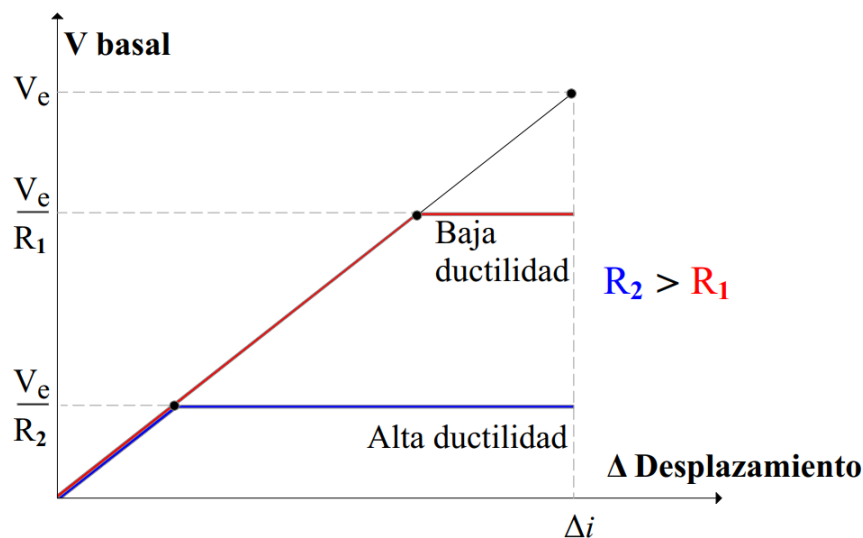


Figura 2.6. Relación del factor de reducción de la fuerza sísmica con la ductilidad del sistema.  
Fuente: Autores.

### **2.3.1.2 Consideraciones y procedimiento**

En el método del DBF se considera que mientras mayor sea la resistencia del sistema estructural, menor será el daño que experimentara bajo cargas sísmicas severas. El daño es controlado mediante el factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , sin embargo, esta metodología limita al diseñador a proyectar el sistema únicamente para un nivel de desempeño. Se considera también que la rigidez es independiente de la resistencia, y el periodo de vibración se aproxima en función de las propiedades de la edificación (Suárez, 2009).

Debido a las consideraciones antes mencionadas, la metodología del DBF se torna relativamente sencilla de aplicarla. Para llevar a cabo el primer análisis de la estructura es necesario imponer las secciones de los elementos estructurales. De esta forma, el proceso se vuelve iterativo hasta que las derivas de entre piso cumplan con el código sísmico. Finalmente se detallan los elementos estructurales con el diseño por capacidad. En la figura 2.7 se expone un esquema con los pasos a seguir en el DBF:



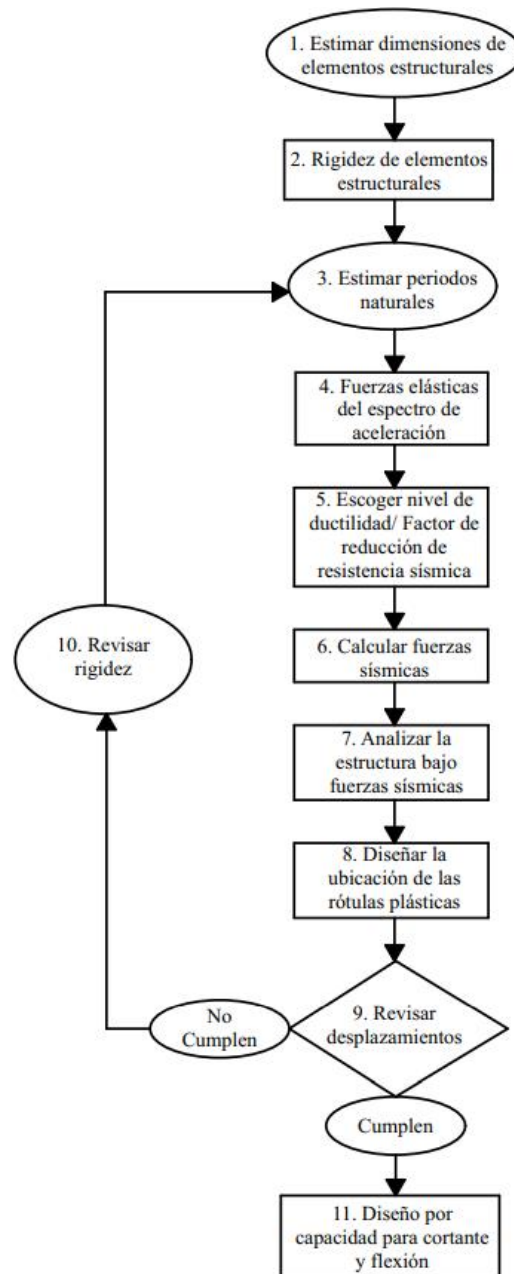


Figura 2.7. Procedimiento de aplicación de DBF.

Fuente: Calvi, Priestley, & Kowalsky, 2007

El DBF consta de tres objetivos fundamentales para lograr un diseño satisfactorio: el sistema estructural debe contar con la resistencia necesaria para tolerar el sismo de diseño dado por el código sísmico utilizado; por medio del diseño por serviciabilidad se debe atribuir a la estructura una rigidez suficiente para controlar las derivas de entre piso, y finalmente, a través del diseño por capacidad se debe asegurar una ductilidad mínima en los elementos encargados de disipar energía, para garantizar que la estructura incurra en el largo inelástico sin colapsar. Por lo tanto, esta metodología se la puede dividir en dos etapas primordiales, por un lado, el diseño por serviciabilidad y por otra parte el diseño por capacidad.

### 2.3.2 Diseño por serviciabilidad

El diseño por serviciabilidad es el principal encargado del control de derivas entre piso. La NEC-2015 define a este parámetro como el “Desplazamiento lateral relativo de un piso en particular por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura” (CAPITULO 2. p.9). Se la expresa en función de la altura de piso, y se obtiene dividiendo la diferencia del desplazamiento del extremo superior y el inferior, para la altura del piso analizado.

Por medio de un análisis lineal se obtienen las derivas de piso elásticas ( $\Delta e$ ), para cada dirección de las cargas laterales sísmicas aplicadas a la estructura. Los códigos sísmicos establecen un límite permisible de la deriva de piso, en término de la deriva máxima inelástica ( $\Delta_M$ ). En la tabla 2.6 se muestra las derivas de piso máximas permitidas según los últimos códigos sísmicos ecuatorianos, para pórticos especiales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas; resistentes a momentos (NEC-2015).

Tabla 2.6. Derivas máximas permitidas según los códigos sísmicos ecuatorianos.

<b>Norma</b>	<b><math>\Delta_M</math></b>	<b>Deriva inelástica (<math>\Delta i</math>)</b>	<b>Valor R</b>	<b><math>\Delta e</math> máxima</b>
CEC-2001	0.02	$\Delta i = R \Delta e$	7*	0.0029
NEC-2011	0.02	$\Delta i = 0.75 R \Delta e$	6	0.0044
NEC-2015	0.02	$\Delta i = 0.75 R \Delta e$	8	0.0033

Fuente: Autores.

Como se puede observar en la tabla expuesta. La deriva máxima inelástica permitida en las tres normas es la misma (2%). Lo que se observa que ha variado es la formulación para calcular la deriva inelástica, al igual que el factor de reducción de resistencia sísmica R. Por lo tanto, un punto clave para comparar es la deriva máxima elástica permitida por los códigos. Se identifica que el CEC-2001 no es el que mayor factor de reducción de fuerza sísmica tiene, sin embargo, es el que más ductilidad espera en la estructura debido a que presenta la menor deriva máxima elástica. Comparando las dos normas más recientes se observa que la NEC-2015 exige mayor ductilidad en el sistema estructural al incrementar el factor R con respecto a la NEC-2011, esto también provoca que disminuya el costo de la estructura diseñada con la normativa vigente.

Es importante mencionar que el diseño por serviciabilidad debe venir acompañado no solo de la comprobación de las derivas de piso, sino también de las deflexiones debido a efectos traslaciones y torsionales, y determinar si existe efectos de segundo orden P- $\Delta$ . El efecto P- $\Delta$  surge cuando el sistema estructural posee desplazamientos laterales considerables, lo que genera momentos de volteo debido a la carga vertical. En la mayoría de los códigos sísmicos este efecto se lo relaciona con índices de estabilidad para verificar si a la estructura diseñada se debe o no considerar dicho efecto. El mismo que produce un aumento de las fuerzas internas, momentos y derivas de piso (NEC-2015).

### 2.3.3 Diseño por capacidad

Los códigos sísmicos establecen valores para ciertas condiciones mínimas de diseño, los cuales están reflejados en estudios de estructuras que han experimentado sismos de gran magnitud. Pero se ha demostrado varias falencias en este tipo de enfoque ya que algunos sismos recientes han demandado mayor resistencia que las especificadas en los códigos. Esto ha llevado a varios investigadores a tener un nuevo enfoque de diseño, que en cierta forma no dependa de la demanda de resistencia. Sino en la capacidad del sistema estructural en disipar energía proveniente del sismo, al incursionar en el rango inelástico. Lo que da como resultado estructuras con gran capacidad de deformarse inelásticamente (Burgos & Pique del Pozo, 2007)

Como ya se conoce dentro de la metodología del DBF, los códigos permiten estimar el comportamiento inelástico de la estructura por medio de un análisis elástico, lo cual no es exacto. Por ello se debe dar mayor importancia al diseño y detallado de los elementos que componen el sistema estructural. Sin embargo, varias normas como la ecuatoriana, no han adoptado aun una metodología detallada del diseño por capacidad (Burgos & Pique del Pozo, 2007).

El diseño por capacidad se desarrolló a fines de la década de 1960 en Nueva Zelanda por J.P. Hollings, con un enfoque inicial para resistir los efectos de los sismos severos en edificaciones de hormigón armado. Posteriormente en 1975 Park y Paulay, quienes son considerados los padres del diseño por capacidad efectuaron varios aportes. Actualmente su metodología es aceptada a nivel mundial y su enfoque se ha extendido al diseño de estructuras de acero. La mayoría de códigos sísmicos utilizan de cierta forma este enfoque, pero de manera implícita (Salas, 2013).

Se debe reconocer que la acción inelástica es inevitable en un sistema estructural cuando este experimenta fuertes sismos. Por ello, en esta metodología el diseñador selecciona donde debe ocurrir la respuesta inelástica. Estas zonas son específicamente seleccionadas y detalladas en ciertos elementos para soportar grandes deformaciones inelásticas sin pérdida considerable de su resistencia, comúnmente llamadas rotulas plásticas. Con el detallamiento se debe descartar la posibilidad de modos de falla prematuros indeseables como el pandeo local. Posteriormente en otras regiones se suprime la posibilidad de que determinados elementos alcancen el rango inelástico, dándoles una mayor capacidad que los elementos encargados de disipar energía. Formándose así un mecanismo de falla predecible, el cual se puede ejemplificar mediante la analogía de la cadena dúctil (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011).

#### **2.3.3.1 Analogía de la cadena dúctil**

La analogía de la cadena dúctil es un ejemplo muy representativo del comportamiento de un sistema estructural dúctil. Por lógica se sabe que una cadena falla en el eslabón más débil lo que significa que una estructura fallará en su elemento más débil. Pero si dicho eslabón se diseña para que tenga un comportamiento dúctil antes de que se rompa, entonces todo el conjunto de eslabones se comportará de manera dúctil (Hernandez, 2016).

Los elementos como vigas y columnas de un sistema estructural dúctil se los puede representar por los eslabones de una cadena. La cadena está compuesta por un eslabón dúctil y varios eslabones frágiles (figura 2.8). En un sistema estructural de hormigón armado se sabe que las fuerzas de corte producen una falla frágil y la flexión provoca una falla dúctil. Por lo tanto, se puede representar la resistencia al corte por los eslabones frágiles (columna) y la resistencia a la flexión por el eslabón dúctil (viga). Asignando una mayor resistencia al corte que a la flexión caso contrario el sistema colapsará. Lo que responde al criterio de columna fuerte y viga débil.

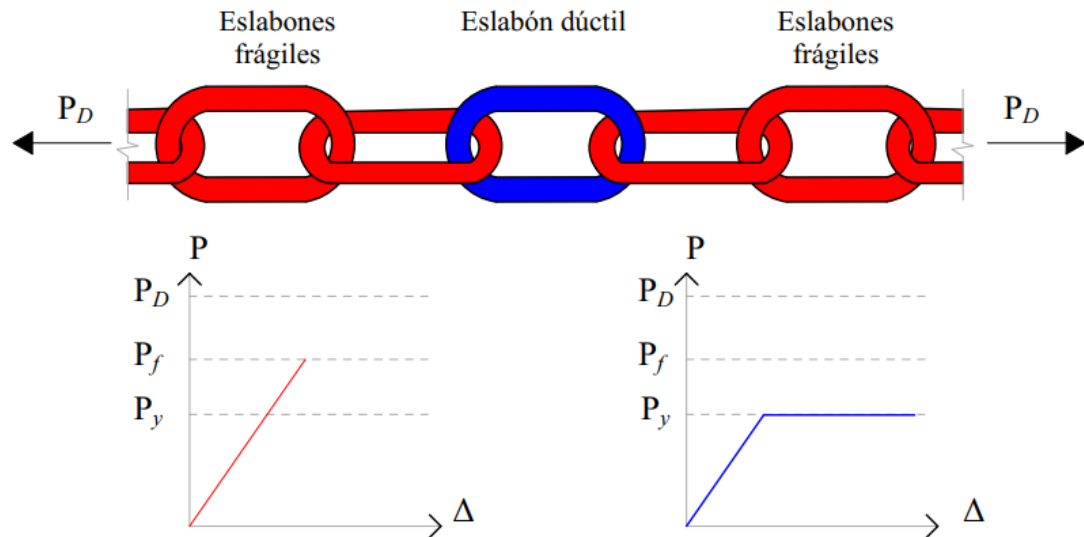


Figura 2.8. Analogía cadena dúctil.  
Fuente: Autores.

El sistema del esquema anterior está sometido a una carga axial  $P_D$  que representa la acción sísmica en una estructura. Esta cadena posee un solo eslabón dúctil, el cual fluirá al alcanzar la fuerza  $P_y$ . Los demás eslabones se comportan de manera frágil, los cuales están diseñados para soportar una fuerza  $P_f$  superior a  $P_y$ , con lo que se consigue que el sistema completo fluya. Con lo mencionado, se puede decir que la capacidad del eslabón dúctil es quien limita la carga de ingreso al sistema. Es decir, será la cual definirá la acción máxima aplicada al eslabón frágil. Protegiendo de esta forma los elementos susceptibles a una falla frágil como es el caso de las columnas.

### 2.3.3.2 Procedimiento

Mediante el objetivo principal del diseño por capacidad el cual es diseñar una estructura capaz de soportar grandes deformaciones ante un sismo severo, evitando el colapso sin importar haber excedido la resistencia de diseño. Se definen los pasos a seguir para satisfacer dicho objetivo (Hernandez, 2016):

1. Elegir un mecanismo de falla predecible de la estructura. En este mecanismo se espera la formación de rótulas plásticas inicialmente en las vigas y luego en las columnas solo de la planta baja. Se espera en dicha secuencia ya que si primero se forman las rotulas plásticas en las columnas, la estructura perderá su capacidad de transmitir cargas axiales a los cimientos. En la figura 2.9a se indica la distribución de las articulaciones plásticas en el mecanismo de falla esperado, el cual busca impedir una falla frágil. La figura 2.9b expone el

mecanismo no deseado, donde primero se forman articulaciones plásticas en las columnas.

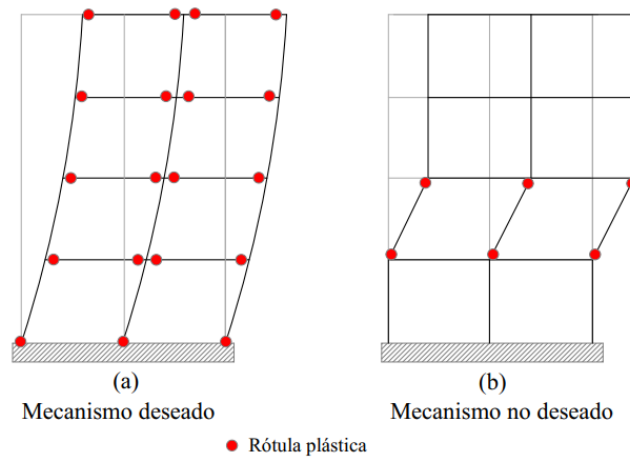


Figura 2.9. Mecanismos de falla deseado y no deseado.

Fuente: Hernandez, 2016

2. Una vez seleccionado el mecanismo de falla se debe garantizar que inicialmente las rotulas plásticas se formen en las vigas y no en las columnas. Lo que se consigue cuando la capacidad mínima a flexión de las columnas es mayor que la capacidad máxima a flexión de las vigas (columna fuerte y viga débil).
3. Las articulaciones plásticas deben estar diseñadas para que su resistencia nominal sea superior a la resistencia requerida que resulta de las combinaciones de cargas. A estas zonas es fundamental proporcionar un detallamiento que garantice la demanda esperada de ductilidad. Esto comúnmente se logra disminuyendo el espaciamiento de la armadura transversal.
4. Los miembros dúctiles que contienen rotulas plásticas son diseñados para impedir deformaciones inelásticas no deseadas que pueden surgir por corte o un deficiente anclaje. Asegurando que la capacidad de estas formas indeseables de deformación, sean superiores a la capacidad de las rotulas plásticas incluyendo su sobre resistencia.
5. Finalmente se diseña los elementos frágiles que no están destinados a disipar energía. Para que permanezcan elásticos en todo momento. Ya que una falla de estos elementos provocaría el colapso de la estructura.

Dentro de los pasos para cumplir con el diseño por capacidad se evidencia que el diseño de los elementos de la estructura se divide en dos (Bruneau, Uang, & Sabelli, 2011):

- Elementos controlados por deformación (vigas): Componentes dúctiles con gran capacidad de deformación encargados de disipar energía, más conocidos por sus siglas en inglés DCE (deformation-controlled elements). Son diseñados para las combinaciones de cargas proporcionadas por los códigos sísmicos.
- Elementos controlados por fuerza (columnas): Componentes frágiles los cuales deben permanecer elásticos, es decir en ellos no se espera disipación de energía y son protegidos contra la fluencia. Son conocidos por sus siglas en inglés FCE (force-controlled elements). Son diseñados para las fuerzas reales esperadas por la fluencia de los elementos controlados por deformación.

### **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA**

En el presente capítulo se presenta todos los requerimientos, restricciones y especificaciones de la metodología de diseño sismo resistente DBF, de la normativa ecuatoriana vigente (NEC-2015). Como requerimientos obligatorios dentro del diseño tenemos: obtener el espectro elástico de diseño, calcular el periodo fundamental de la estructura, obtener el cortante basal de diseño, distribuir las cargas sísmicas laterales, controlar las derivas de entre piso, verificar el efecto  $P-\Delta$  y por último realizar el diseño y detallamiento de los elementos.

La norma ecuatoriana de la construcción contempla un capítulo exclusivamente al diseño sísmico llamado “Peligro sísmico, Diseño sismo resistente”. La misma que es de estricto cumplimiento a nivel nacional. La filosofía de diseño de dicho capítulo es evitar la pérdida de vidas impidiendo el colapso de la estructura y garantizando la funcionalidad luego de un sismo severo.

Las bases de diseño presentadas a continuación tienen un enfoque principal a la estructura del presente estudio para realizar un análisis estático y su posterior diseño. La cual es una edificación regular conformada por pórticos especiales de hormigón armado resistentes a momentos.

#### **3.1 Diseño por serviciabilidad**

##### **3.1.1 Espectro elástico de diseño en aceleraciones**

La obtención del espectro sísmico de diseño es el punto de partida para el diseño sismo-resistente de una estructura. El espectro de diseño elástico en aceleraciones (figura 3.1) indica la máxima acción de un sismo para cierta zona, con un periodo de retorno de 475 años y un amortiguamiento del 5%. Se expone en una gráfica en la que se relaciona la aceleración del suelo como fracción de la gravedad con el periodo natural de la estructura.



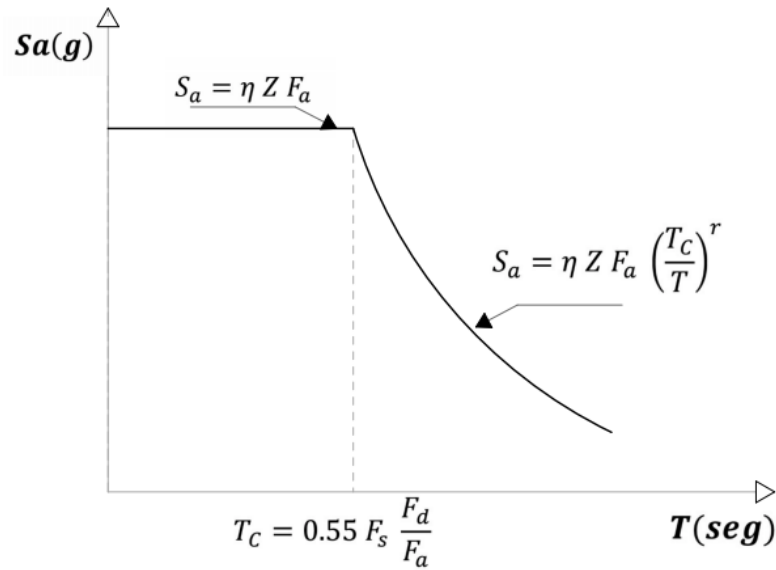


Figura 3.1. Espectro elástico de aceleraciones.

Fuente: (Instituto Geográfico Militar, 2018)

Como se puede observar en la anterior gráfica, la construcción del espectro de diseño de aceleración para realizar un análisis estático se logra gracias a dos ecuaciones. Las que a su vez están en función de varios factores que se exponen a continuación:

#### 3.1.1.1 Factor de zona (Z)

El valor del factor Z es la máxima aceleración del suelo (roca) esperada para el sismo de diseño. A este valor se lo indica como fracción de la gravedad y es también conocido por sus siglas en ingles PGA (peak ground acceleration). Este factor se obtiene en función de la zona de emplazamiento de la edificación, las cuales en Ecuador se han dividido en seis según el mapa de zonificación sísmica (figura 3.2) y han caracterizado al peligro sísmico como intermedio, alto y muy alto como indica la tabla 3.1.

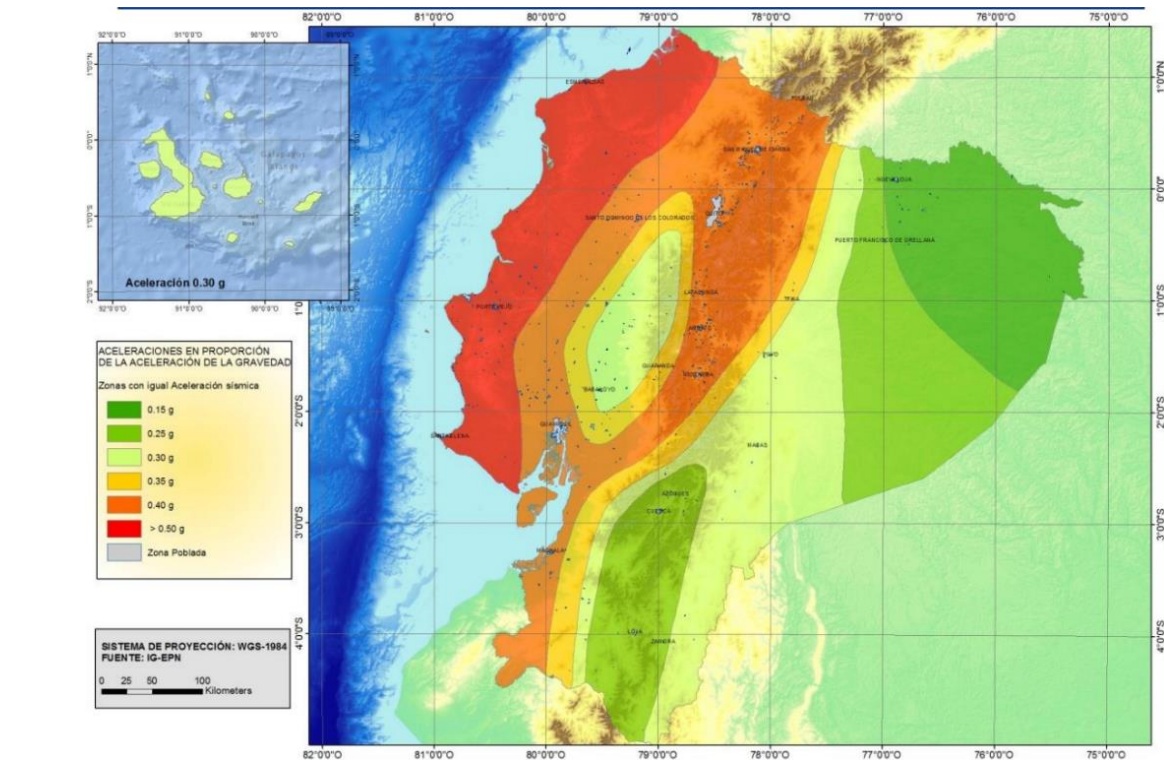


Figura 3.2. Mapa de zonificación sísmica del Ecuador.

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

Tabla 3.1. Valores del factor Z.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15 g	0.25 g	0.30 g	0.35 g	0.40 g	$\geq 0.50$ g
Peligro sísmico	Intermedio	Alto	Alto	Alto	Alto	Muy alto

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

Los valores presentados son resultado del estudio de peligro sísmico en el cual existe la probabilidad del 10% dentro de 50 años de ser excedidos.

### 3.1.1.2 Tipo de perfil del suelo

Se definen seis tipos de perfiles del suelo expuestos en la tabla 3.2. El cual se selecciona en dependencia de donde se va a cimentar la estructura a diseñarse. Los distintos perfiles van de un suelo de roca hasta arcillas de alta plasticidad, y se representan con las letras de la A – F. Los parámetros de clasificación corresponden a los 30 m superiores de perfil y se detallan a continuación:

$V_s$ = Velocidad media de la onda de cortante

$N$ = Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar

$S_u$ = Resistencia media al corte no drenado

$IP$  = Índice de plasticidad

$w$  = Contenido de agua

Tabla 3.2. Clasificación de los perfiles de suelo.

Perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Que cumplan con cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100 \text{ KPa} > S_u > 50 \text{ KPa}$
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total $H$ mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

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

### 3.1.1.3 Coeficientes de amplificación del suelo

En la elaboración del espectro elástico de diseño se relaciona el perfil de suelo con la peligrosidad sísmica de la zona, mediante tres coeficientes de amplificación de las ordenadas espectrales, también conocidos como factores de sitio.

- **Fa:** Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto, que modifica la amplitud de la aceleración espectral (tabla 3.3).

Tabla 3.3. Tipo de suelo y factores de sitio Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica					
	I	II	III	IV	V	VI
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
<b>D</b>	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
<b>E</b>	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
<b>F</b>	-	-	-	-	-	-

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

- **Fd:** Coeficiente de amplificación de suelo, que modifica los períodos de vibración que afectan a la estructura (tabla 3.4).

Tabla 3.4. Tipo de suelo y factores de sitio Fd.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica					
	I	II	III	IV	V	VI
<b>A</b>	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
<b>B</b>	1	1	1	1	1	1
<b>C</b>	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
<b>D</b>	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
<b>E</b>	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
<b>F</b>	-	-	-	-	-	-

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

- **Fs:** Coeficiente de amplificación de suelo que considera el comportamiento no lineal de los suelos, y modifica los períodos de vibración que afectan a la estructura (tabla 3.5).

Tabla 3.5. Tipo de suelo y factores de sitio  $F_s$ .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica					
	I	II	III	IV	V	VI
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	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	-	-	-	-	-	-

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

Como se puede observar las tablas de los coeficientes de amplificación de suelo no presentan valores para el tipo de perfil F, debido a que la norma recomienda estudios especiales para este tipo de suelo.

#### 3.1.1.4 Factores: $\eta$ y $r$

- **$\eta$ :** Es un factor de amplificación espectral definido por la relación entre la aceleración espectral  $S_a$  ( $T=0.1$  s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado ( $S_a/Z$ , en roca). La norma define los valores en función de la región donde se ubicará la edificación, para un periodo de retorno de 475 años (tabla 3.6).

Tabla 3.6. Valores de la relación entre la aceleración espectral y el PGA.

$\eta$	Región
1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2.60	Provincias del Oriente

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

- **$r$ :** Factor utilizado en el espectro de diseño elástico, cuyo valor depende del tipo de perfil del suelo donde se emplace la edificación (tabla 3.7).

Tabla 3.7. Valores del factor  $r$ , según el tipo de suelo.

$r$	Tipo de perfil del subsuelo
1	Todos, excepto tipo E
1.5	Tipo E

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

### 3.1.1.5 Límite del periodo de vibración: $T_C$

Para realizar un análisis estático es necesario únicamente determinar el límite  $T_C$ . El cual delimita las dos ecuaciones necesarias para construir el espectro elástico de aceleraciones (ecuación 3.1).

$$T_C = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (3.1)$$

### 3.1.1.6 Ecuaciones del espectro elástico de aceleraciones

El espectro de respuesta elástico expresado como fracción de la gravedad se conforma por las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_C \quad (3.2)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left( \frac{T_C}{T} \right)^r \quad \text{para} \quad T > T_C \quad (3.3)$$

### 3.1.2 Período fundamental $T_a$

- Método 1

El período fundamental de una estructura es el tiempo que tarda el sistema estructural en completar un ciclo de vibración y se lo expresa en segundos. Al ser su cálculo complejo debido a que depende de propiedades que no se conocen con exactitud hasta dimensionar la estructura, se determina con formulaciones empíricas. Para estructuras de edificaciones, el valor del período fundamental se puede aproximar con la siguiente expresión:

$$T_a = C_t h_n^\alpha \quad (3.4)$$

Donde  $h_n$  es la altura de la edificación medida desde la base expresada en metros y,  $C_t$  y  $\alpha$  son coeficientes en función de la tipología estructural cuyos valores se exponen en la tabla 3.8.

Tabla 3.8. Coeficientes para determinar el periodo fundamental de la estructura.

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón Armado</b>		
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).

- Método 2

La norma permite un segundo método de cálculo del periodo de vibración realizando un análisis modal. Sin embargo, impone que el valor de  $T_a$  calculado con el análisis modal no debe ser mayor en un 30% al valor de  $T_a$  calculado con el método 1. Es decir, el valor máximo que puede adoptar  $T_a$ , es el calculado por el método 1 aumentado un 30%. Esta restricción limita el periodo de vibración calculado, ya que: a mayor  $T_a$ , menor aceleración espectral.

### 3.1.3 Cortante Basal $V$

El cortante basal es la carga lateral total a ser aplicada en la base de la estructura a nivel de cargas ultimas. Su expresión de cálculo no es nada más que la aplicación de forma implícita de la segunda ley de Newton, afectada por varios factores que se detallan posteriormente.

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W \quad (3.5)$$

Donde:

$I$ = Coeficiente de importancia

$S_a(T_a)$ = Aceleración espectral de diseño

$R$ = Factor de reducción de carga sísmica

$\phi_p$  y  $\phi_E$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación respectivamente.

$W$ = Carga sísmica reactiva

### 3.1.3.1 Coeficiente de importancia $I$

El coeficiente de importancia incrementa el cortante basal de diseño en edificaciones esenciales y estructuras de ocupación especial, debido a que por su uso e importancia la estructura debe permanecer operativa durante y después de la ocurrencia de un evento sísmico. Estos coeficientes se han determinado en estudios basados en la categorización del riesgo de las estructuras ante eventos sísmicos (tabla 3.9).

Tabla 3.9. Coeficiente de importancia según el tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b><math>I</math></b>
<b>Edificaciones esenciales</b>	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
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	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
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.0

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

### 3.1.3.2 Factor de reducción de resistencia sísmica $R$

El factor  $R$  es el encargado de reducir las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es aceptado siempre y cuando el sistema sismo-resistente y sus conexiones estén diseñados para que tengan un comportamiento dúctil y desarrollen un mecanismo de falla deseado ante un sismo severo. Donde se espera disipación de energía en zonas previamente localizadas y detalladas.

Como se mencionó en la sección 2.1.2, la norma ecuatoriana presenta diferentes valores de  $R$  en dependencia únicamente de la tipología estructural, para dos grupos de sistemas estructurales: dúctiles (tabla 3.10) y de ductilidad limita (tabla 3.11).



Tabla 3.10. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.

<b>Sistemas estructurales dúctiles</b>	<b>R</b>
<b>Sistemas duales</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

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

Tabla 3.11. Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.

<b>Sistemas estructurales de ductilidad limitada</b>	<b>R</b>
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electro soldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

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

### 3.1.3.3 Coeficientes de configuración estructural $\phi_P$ y $\phi_E$

La función de los coeficientes de configuración estructural es amplificar el cortante basal de diseño debido a irregularidades de la estructura tanto en planta como en elevación, proporcionando así una mayor resistencia lateral a la estructura. La norma

recomienda evitar irregularidades, ya que penalizar la carga no evita una posible respuesta sísmica deficiente del edificio.

- **Coefficiente de regularidad en planta  $\phi_P$ :** Se utiliza la siguiente expresión para su cálculo.

$$\phi_P = \phi_{PA} \phi_{PB} \quad (3.6)$$

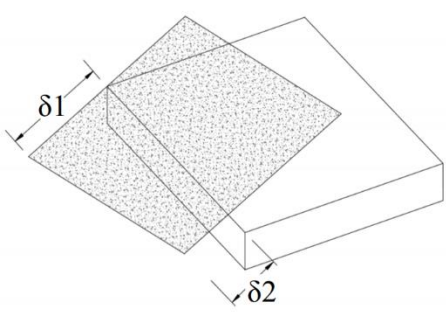
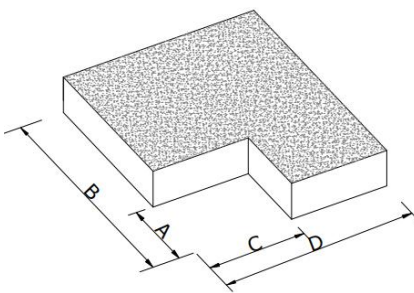
Donde:

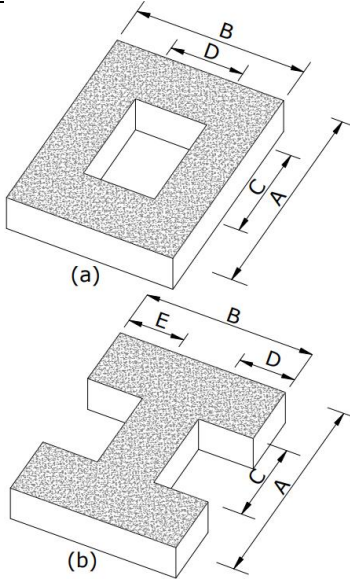
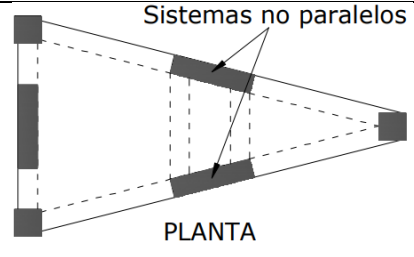
$\phi_{PA}$ : Mínimo valor  $\phi_{Pi}$  de cada piso  $i$  de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1,2 y/o 3.

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

$\phi_{Pi}$ : Coeficiente de configuración en planta, expuesto en la tabla 3.12.

Tabla 3.12. Coeficientes de irregularidad en planta.

Tipo de irregularidad	Esquema
<p><b>Tipo 1: Irregularidad torsional</b> <math>\phi_{Pi} = 0.9</math></p> $\delta_{max} > 1.2 \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} \quad o \quad \frac{\delta_{max}}{\delta_{prom}} > 1.2$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.</p>	
<p><b>Tipo 2: Retrocesos excesivos en las esquinas</b></p> $\phi_{Pi} = 0.9$ $A > 0.15B \text{ y } C > 0.15D$ <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando las entrantes en ambas direcciones poseen una longitud mayor al 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	

<p><b>Tipo 3: Discontinuidades en el sistema de piso</b></p> <p><math>\phi_{Pi} = 0.9</math></p> <p>a) <math>CxD &gt; 0.5Ax B</math></p> <p>b) <math>[CxD + CxE] &gt; 0.5Ax B</math></p> <p>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.</p>	
<p><b>Tipo 4: Ejes estructurales no paralelos</b></p> <p><math>\phi_{Pi} = 0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	

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

En caso que se compruebe con el análisis sísmico que el sistema estructural presenta irregularidad torsional (tipo 1), además de penalizar el coeficiente de regularidad en planta  $\phi_P$ , es necesario amplificar la carga lateral que se utiliza para el cálculo de derivas y resistencia factorizando por el factor  $A_x$ . El mismo que no debe exceder el valor de 3 y se determina con la siguiente expresión:

$$A_x = \left( \frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2 \quad (3.7)$$

Donde:

$A_x$  = Factor de amplificación torsional

$\delta_{max}$  = Desplazamiento máximo en el nivel x

$\delta_{prom}$  = Promedio de desplazamientos de los puntos extremos en el nivel x

- **Coeficiente de regularidad en elevación  $\phi_E$ :** Se utiliza la siguiente expresión para su cálculo.

$$\phi_E = \phi_{EA} \phi_{EB} \quad (3.8)$$

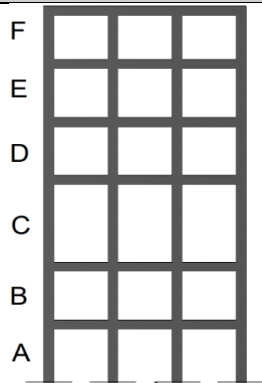
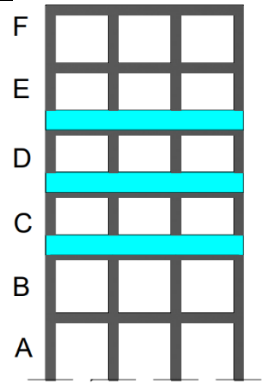
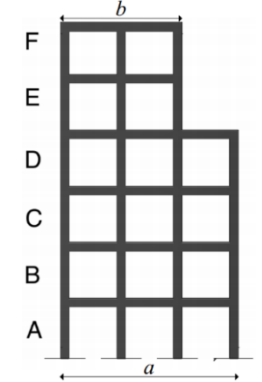
Donde:

$\phi_{EA}$ : Mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla 3.13 para la irregularidad tipo 1.

$\phi_{EB}$ : Mínimo valor  $\phi_{Ei}$  de cada piso  $i$  de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1;  $\phi_{Ei}$  en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla 3.13 para la irregularidad tipo 2 y/o 3.

$\phi_{Ei}$ : Coeficiente de configuración en elevación, expuesto en la tabla 3.13.

Tabla 3.13. Coeficientes de irregularidad en elevación.

Tipo de irregularidad	Esquema
<p><b>Tipo 1: Piso flexible</b> <math>\phi_{Ei} = 0.9</math></p> <p>Rigidez <math>K_C &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math></p> <p>Rigidez <math>K_C &lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2: Distribución de masa</b> <math>\phi_{Ei} = 0.9</math></p> <p><math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> o</p> <p><math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3: Irregularidad geométrica</b></p> <p><math>\phi_{Ei} = 0.9</math></p> <p><math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	

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

Al ser complejo determinar la rigidez lateral por piso para comprobar si la estructura presenta irregularidad en elevación por un piso flexible (tipo 1), la norma plantea una alternativa que descarta las irregularidades en elevación tipo 1, 2 o 3, si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\Delta_{Mi}}{\Delta_{Mi+1}} < 1.3 \quad (3.9)$$

Donde:

$\Delta_{Mi}$  = Deriva máxima del piso  $i$

$\Delta_{Mi+1}$  = Deriva máxima del piso  $i+1$

#### 3.1.3.4 Carga sísmica reactiva $W$

La carga  $W$  para casos generales representa la carga muerta total de la edificación, principalmente el peso propio y sobrecarga por acabados. El peso es uno de los factores más importantes al determinar la carga lateral sísmica aplicada a la estructura. Por ende, se debe tratar de minimizar este factor debido a que estructuras más pesadas están sometidas a mayores cargas sísmicas.

Para determinar la carga sísmica reactiva para casos especiales se incluirá a la carga muerta total un 25% de la carga viva.

- Caso general

$$W = D \quad (3.10)$$

- Casos especiales: bodegas y almacenaje

$$W = D + 0.25L_i \quad (3.11)$$

Donde:

$D$ : Carga muerta total de la estructura.

$L_i$ : Carga viva del piso  $i$ .

### 3.1.4 Fuerzas sísmicas laterales

Una vez determinada la carga lateral sísmica a utilizar en el diseño, debe ser distribuida en cada piso de la edificación. Su distribución de fuerzas es semejante a una distribución lineal, análogo al modo fundamental de vibración.

Dichas fuerzas deben aplicarse en el centro de masas de cada piso desplazada una distancia igual al 5% del lado pedicular a la fuerza lateral aplicada. Para así considerar los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como irregulares.

La fuerza lateral total debe ser distribuida a todos los pisos del edificio, recurriendo a la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad (3.12)$$

Donde:

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

$w_x$ : Carga reactiva de cada piso x de la estructura

$h_x$ : Altura del piso x de la estructura medida desde la base

$n$ : Número de pisos de la estructura

$V$ : Cortante basal de diseño

$k$ : Coeficiente que considera implícitamente la influencia de modos altos de vibración. Se determina con la tabla 3.14.

Tabla 3.14. Determinación del coeficiente k.

Periodo fundamental T (s)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

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

### 3.1.5 Inercia de las secciones agrietadas

Para el caso de estructuras de hormigón armado, las derivas de entre piso deben ser analizadas utilizando la inercia de las secciones agrietadas. Debido a que en esta filosofía de diseño sismo-resistente se acepta que la estructura disipe energía mediante

el daño. Por ello, se utiliza las secciones agrietadas para simular el daño inelástico y la pérdida de sección que presentarían los elementos de hormigón ante grandes deformaciones.

- $0.5 I_g$  para vigas
- $0.8 I_g$  para columnas
- $0.6 I_g$  para muros estructurales:
  - Se aplica únicamente en los dos primeros pisos de la edificación, para estructuras sin subsuelos.
  - Se aplica en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo, para estructuras con subsuelos.
  - En ningún caso se aplicará en una altura menor que la longitud en planta del muro.

Siendo  $I_g$  el valor de la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento. Es importante mencionar que el valor de las inercias agrietadas no se utiliza para el cálculo de resistencia de los elementos.

### 3.1.6 Control de las derivas de piso

Las derivas de piso representan los desplazamientos laterales provocados por el sismo de diseño. Lo cual es obligatorio controlar para lograr un adecuado nivel de desempeño en todos los elementos que conforman la edificación. Dichos desplazamientos son controlados por medio de las derivas máximas inelásticas de cada piso, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, con la siguiente expresión:

$$\Delta i = 0.75 R \Delta e \quad (3.13)$$

Donde:

$\Delta i$ : Deriva inelástica

$R$ : Factor de reducción de resistencia sísmica

$\Delta e$ : Deriva elástica

La norma ecuatoriana indica el límite permitido para la deriva máxima inelástica ( $\Delta_M$ ) expresada en función de la altura de piso (tabla 3.15), la misma que debe abarcar los efectos de segundo orden en caso que existiera.

Tabla 3.15. Valores de la deriva máxima inelástica permitida.

Estructuras de:	$\Delta_M$
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

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

### 3.1.7 Efectos de segundo orden e índice de estabilidad

Dentro del análisis sísmico es importante comprobar los efectos de segundo orden o también conocido como efectos P- $\Delta$ . Este efecto considera el equilibrio de la estructura cuando se encuentra deformada y produce un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de piso de la edificación.

Según la normativa ecuatoriana es necesario determinar el índice de estabilidad  $Q_i$  para verificar la presencia del efecto P- $\Delta$  en la estructura. Con la siguiente expresión:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad (3.14)$$

Donde:

$Q_i$ : Índice de estabilidad del piso  $i$ , es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden.

$P_i$ : 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  $i$

$\Delta_i$ : Deriva elástica del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i$ : Cortante sísmico del piso  $i$

$h_i$ : altura del piso  $i$

Con respecto al valor obtenido de  $Q_i$  se debe tener en cuenta los siguientes puntos:

- En todos los casos se debe cumplir que  $Q_i \leq 0.3$ , caso contrario se puede decir que la estructura es potencialmente inestable y debe rediseñarse.



- Si  $Q_i < 0.1$ , los efectos P- $\Delta$  no necesitan ser considerados.
- Si  $0.1 < Q_i < 0.3$ , los efectos P- $\Delta$  deben ser considerados mediante un factor de mayoración expresado a continuación:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad (3.15)$$

Dónde  $f_{P-\Delta}$  es un factor de mayoración que se multiplicará por: las derivas de piso elásticas, las fuerzas internas y los momentos producidos por la acción de las cargas laterales.

### 3.2 Diseño por resistencia

En la metodología del diseño por resistencia de pórticos especiales resistentes a momento, se limita de cierta manera las cargas que ingresan a la estructura y se proporciona la capacidad suficiente al sistema sismo resistente para soportar movimientos sísmicos; por medio de una respuesta dúctil e inelástica de elementos seleccionados, como sucede en las rotulas plásticas localizadas en las vigas. Para ello, el diseño por resistencia engloba varios requerimientos que deben cumplir las secciones de los miembros estructurales, para garantizar una respuesta dúctil del sistema estructural. Los requerimientos tanto dimensionales como del acero de refuerzo, se detallan dentro de la metodología del diseño por capacidad de cada elemento estructural.

Una vez finalizado el diseño por serviciabilidad, la siguiente etapa del diseño sismo resistente es el diseño por resistencia de los elementos estructurales. El cual está basado en la metodología del *Load and Resistance factor design* (LRFD), la misma que busca que la demanda sea menor a la capacidad del sistema estructural, en donde las cargas que se aplican a la edificación se mayoran y la resistencia de los elementos se reduce, como representa las siguientes ecuaciones a cumplirse:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.16)$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.17)$$

$$P_u \leq \phi P_n \quad (3.18)$$

Donde:

$M_u$ : Momento último

$V_u$ : Cortante último

$P_u$ : Carga axial ultima

$M_n$ : Momento nominal

$V_n$ : Cortante nominal

$P_n$ : Carga axial nominal

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia en dependencia de la acción que ejerce en el elemento estructural (tabla 3.16)

Tabla 3.16. Factores de reducción de resistencia,  $\phi$ .

Acción que ejerce en el elemento estructural	$\phi$
<b>Viga</b>	
Flexión	0.9
Cortante	0.75
<b>Columna</b>	
Flexo compresión	0.65 a 0.9 (ACI 318S-14 - 21.2.2)
Cortante	0.75
<b>Nudo</b>	
Cortante	0.85

Fuente: ACI 318S-14, 2014

El  $M_u$ ,  $V_u$  y  $P_u$  son cargas de diseño que se obtienen del análisis elástico o del mecanismo de fluencia en dependencia del elemento analizado.

Como ya se menciona en la sección 2.3.3.2, existen dos tipos de elementos, los controlados por desplazamientos (DCE) y los controlados por fuerzas (FCE). Para el caso de pórticos especiales de hormigón armado, los elementos que fluyen (DCE) son las vigas y los elementos que se pretende que permanezcan elásticos (FCE) son las columnas.

Es importante mencionar que para los DCE las cargas ultimas se obtienen directamente del análisis, y para los FCE las cargas ultimas se determinan a partir del mecanismo de fluencia.

### 3.2.1 Combinaciones de cargas

La NEC-2015 aclara que los coeficientes de reducción de resistencia sísmica expuestos se basan en cargas sísmicas a nivel de resistencia y no de servicio como se encontraba en el CEC-2001. Para que exista congruencia entre este aspecto y las fuerzas, deben utilizarse las combinaciones de carga expuestas en el capítulo de cargas (no sísmicas) de la NEC-2015.

- Combinaciones para el diseño por última resistencia:

1.  $1.4 D$
2.  $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[L_r; S; R]$
3.  $1.2 D + 1.6 \max[L_r; S; R] + \max[L; 0.5W]$
4.  $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5\max[L_r; S; R]$
5.  $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
6.  $0.9 D + 1.0 W$
7.  $0.9 D + 1.0 E$

Donde:

$D$ : Carga permanente

$L$ : Carga viva

$L_r$ : Sobrecarga cubierta

$S$ : Carga de granizo

$R$ : Carga de lluvia

$W$ : Carga de viento

$E$ : Carga de sismo

Se debe acotar que para todas las combinaciones de cargas que contenga la acción sísmica ( $E$ ) se considera todas las posibles combinaciones del sismo de igual manera que para el control de derivas, es decir se considera en las dos direcciones, con signo positivo y negativo e incluyendo la torsión accidental.

### 3.2.2 Diseño por capacidad

Antes de presentar la metodología del diseño por capacidad para cada miembro estructural, se exponen los cuatro principios del diseño por capacidad para asegurar un correcto comportamiento del pórtico especial sismo resistente ante grandes deformaciones inelásticas.

- Columna fuerte – viga débil: Si la edificación posee columnas débiles fácilmente se producen mecanismos frágiles indeseados (piso débil - figura 2.9b) que llevaran al colapso de la estructura, debido a las grandes deformaciones inelásticas que experimenta un pórtico especial.
- Detalle de vigas, columnas y nudos (figura 3.3): Se debe detallar todos los elementos que conforman el sistema sismo resistente incluido las columnas, debido a que es anti económico evitar el comportamiento inelástico de ellas. El detalle de los refuerzos necesarios se lo consigue siguiendo los lineamientos del código sísmico vigente.

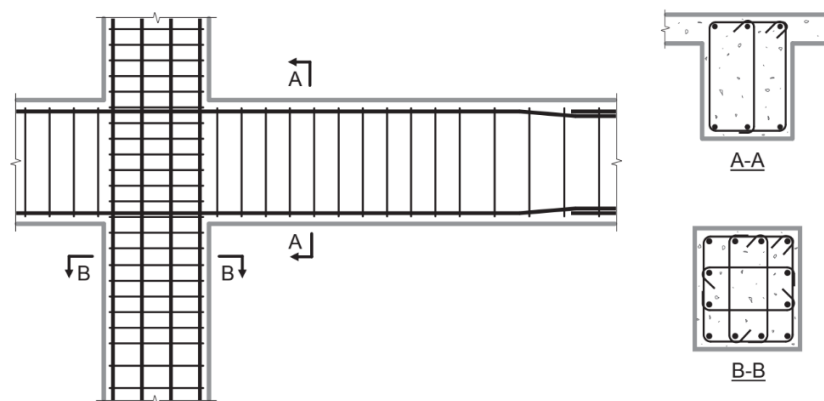


Figura 3.3. Detalles típicos de refuerzo necesarios para una respuesta dúctil a la flexión.

Fuente: (NIST, 2016)

- Evitar fallas no dúctiles: Este principio comprende básicamente evitar las fallas frágiles, lo cual para el caso de pórticos especiales se controla a partir de los momentos probables generados en las vigas. Las fallas frágiles que se debe evitar según el diseño por capacidad son las siguientes:
  - Falla de corte en vigas y columnas
  - Carga axial en columnas
  - Conexiones (nudo)

- Evitar interacción con componentes no estructurales (figura 3.4): La edificación debe estar libre para desplazarse de la manera asumida en el modelo. Se debe tener en cuenta que elementos no estructurales como las escaleras y mampostería pueden generar columnas cortas, las cuales provocan una alteración del comportamiento estructural principalmente incrementando de manera significativa la fuerza de corte en dichas columnas.

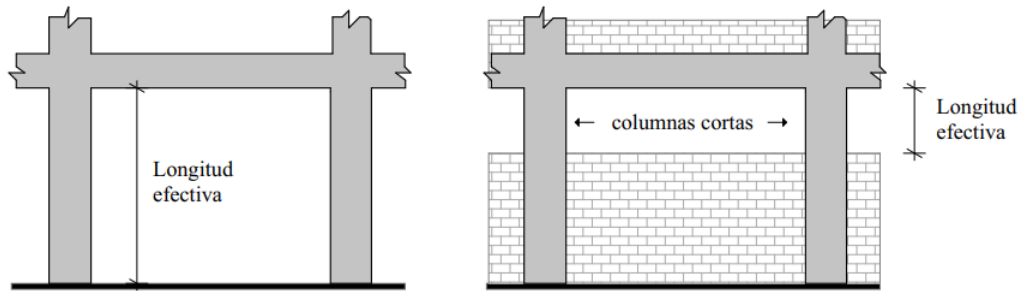


Figura 3.4. Columna restringida en su libre desplazamiento lateral.

Fuente: Guevara & García, 2001

Es necesario recalcar que, para el cálculo de la resistencia de los elementos dentro del diseño por capacidad, se debe considerar la inercia no agrietada en el modelo, ya que se busca la capacidad real del sistema sismo resistente.

En el diseño por capacidad se espera que las vigas fluyan a flexión. Por ende, se limita la carga de ingreso al sistema. El análisis por resistencia de este tipo de elementos se basa principalmente en la ecuación 3.16.

Es algo muy importante comprender que al haber reducido las cargas sísmicas para el factor  $R$ , la capacidad de la viga va a ser excedida. Por este motivo, los diseños de fallas frágiles en vigas y columnas deben ser controlados utilizando los momentos probables de las vigas, es decir su máxima capacidad.

El momento máximo o momento real ( $M_{pr}$ ) que puede ocurrir en vigas o columnas, se determina considerando el factor de reducción de resistencia a la flexión ( $\phi$ ) igual a 1, y el esfuerzo en tracción de las barras longitudinales debido a su endurecimiento igual a  $1.25f_y$ . La figura 3.5, representa gráficamente el momento probable que puede ocurrir en un elemento bajo cargas de diseño.

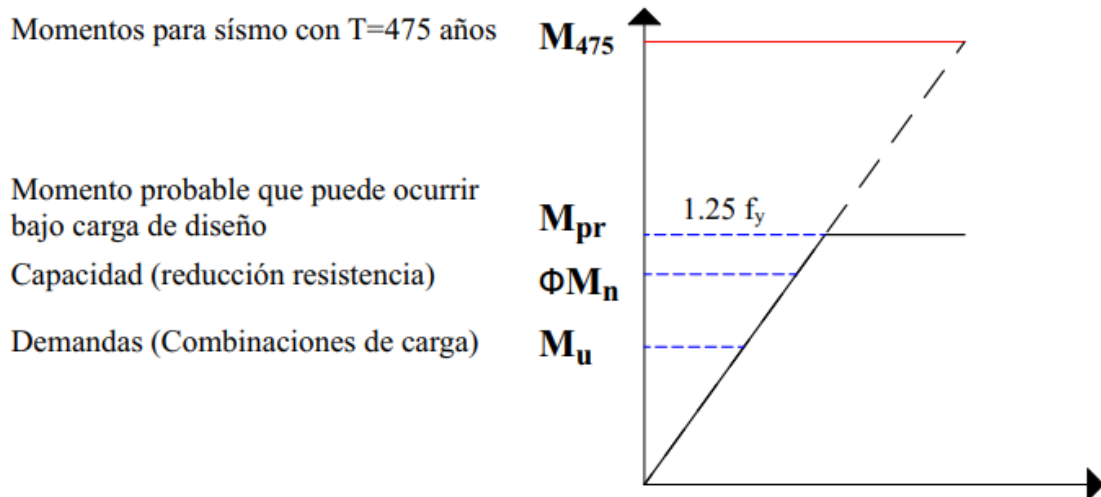


Figura 3.5. Momento probable que puede ocurrir bajo carga de diseño.

Fuente: Autores.

Es importante mencionar que las expresiones presentadas para el diseño por capacidad de los miembros estructurales se obtienen del ACI318S-14, y son aplicables para las unidades del sistema métrico SI.

### 3.2.3 Diseño de vigas

El ACI 318S-14, sección 18.6.2.1, proporciona límites dimensionales para las vigas, los cuales deben cumplirse para garantizar un comportamiento adeudado del elemento:

- La luz libre ( $l_n$ ) debe ser al menos 4 veces el peralte efectivo de la viga ( $d$ ).
- El ancho de la viga ( $b$ ) debe ser al menos 0.3 veces la altura de la viga ( $h$ ) y 25cm.

#### 3.2.3.1 Diseño a flexión

##### 3.2.3.1.1 Requerimientos

En base a la metodología del diseño por capacidad, el acero longitudinal se determina a partir de los momentos últimos que se obtienen directamente del análisis. El mismo que debe cumplir con los siguientes requerimientos estipulados en el ACI 318S-14:

- El mínimo de barras longitudinales en la viga es de dos en la parte superior e inferior.
- En cualquier parte de la viga, el mínimo acero de refuerzo longitudinal ( $A_{s,min}$ ) debe ser el mayor de:

$$A_{s,min} = \begin{cases} \frac{0.80 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \\ \frac{14}{f_y} b d \end{cases} \quad (3.19)$$

- c) La cuantía de refuerzo ( $\rho$ ) no debe exceder el 2.5%.
- d) El refuerzo positivo en el extremo del elemento debe soportar al menos la mitad del momento negativo. En cualquier punto de la sección, el refuerzo debe ser capaz de resistir al menos un cuarto del momento nominal máximo ( $M_{n,máx}$ ).

### 3.2.3.1.2 Determinación del refuerzo longitudinal

En el diseño del refuerzo a longitudinal, el software Etabs determina tanto el refuerzo de tracción como el de compresión. Su cálculo se basa en el bloque de compresión de Whitney, el mismo que se indica en la figura 3.6.

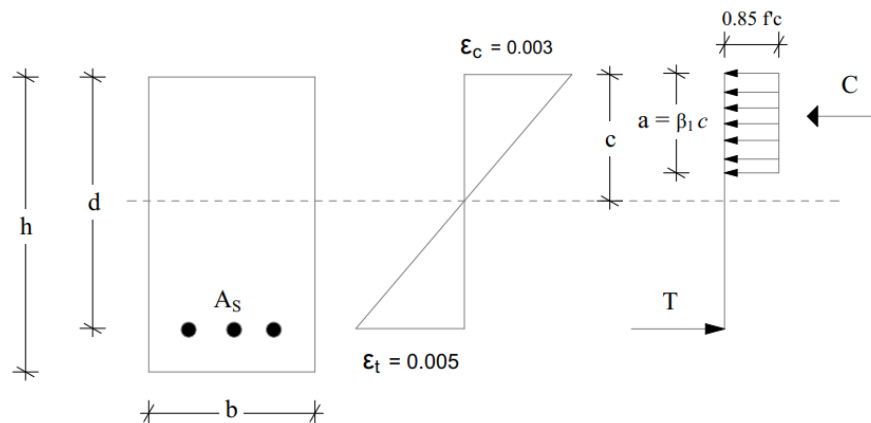


Figura 3.6. Bloque de compresión de Whitney.

Fuente: Autores

El ACI 318S-14 (sección 21.2.2), considera que la deformación unitaria por tracción del acero de refuerzo ( $\epsilon_t$ ) no debe ser inferior a 0,005 y la deformación unitaria del concreto ( $\epsilon_c$ ) es 0.003 (secciones controladas por tensión).

Cuando el momento de diseño aplicado ( $M_u$ ) excede la capacidad máxima de momento ( $M_{pr}$ ) de una sección. El área de refuerzo de compresión se calcula asumiendo que el momento adicional será soportado por refuerzo de compresión y tensión adicional.

Se debe considerar que se desprecia la fuerza axial en el diseño de vigas cuando se cumple la siguiente expresión:

$$P_u \leq 0.10 f'_c A_g \quad (3.20)$$

Donde:

$P_u$ : Fuerza axial última

$A_g$ : Área bruta de la sección de concreto

Para determinar el acero requerido en las vigas, se utilizan las siguientes consideraciones:

- Mediante equilibrio de fuerzas se obtiene que, la fuerza de compresión desarrollada en el hormigón ( $C$ ) es igual a la fuerza de tensión del acero ( $T$ ).

$$C = T$$

$$(1) \quad 0.85 f'_c a b = A_s f_y$$

- Mediante equilibrio de momentos en el centro del bloque de compresión, se obtiene el momento nominal de la sección, determinado por:

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

- El momento último es igual al momento nominal por un factor de reducción de resistencia:

$$(3) \quad M_u = \phi M_n$$

Relacionando (1), (2) y (3), se determina que:

$$a = d \pm \sqrt{d^2 - \frac{2 |M_u|}{0.85 f'_c \phi b}}$$



Matemáticamente se obtienen dos soluciones, pero solo aquella que tiene el radical negativo satisface el modelo físico. Por lo tanto, la altura del bloque de compresión ( $a$ ), se determina con la siguiente ecuación:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 |M_u|}{0.85 f'_c \phi b}} \quad (3.21)$$

La altura de la zona de compresión ( $c$ ) se determinan con la siguiente ecuación:

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad (3.22)$$

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{cuando} \quad 17 \leq f'_c \leq 28 \text{ MPa}$$

La altura máxima de la zona de compresión ( $c_{m\acute{a}x}$ ), se calcula considerando que la deformación unitaria del acero a tracción no debe ser menor que  $\varepsilon_{t,min}$ .

$$c_{m\acute{a}x} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{t,min}} d \quad (3.23)$$

Por ende, la altura máxima permitida del bloque de compresión rectangular ( $a_{m\acute{a}x}$ ), se determina con la siguiente expresión:

$$a_{m\acute{a}x} = \beta_1 c_{m\acute{a}x} \quad (3.24)$$

La determinación del acero longitudinal requerido depende de la altura del bloque de compresión del elemento analizado. Por ello, existen dos casos para el cálculo del refuerzo longitudinal:

1. Si  $a \leq a_{m\acute{a}x}$ , el área del refuerzo de acero de tracción se determina relacionando las expresiones (2) y (3), con lo cual se deduce la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (3.25)$$

2. Si  $a > a_{m\acute{a}x}$ , se requiere refuerzo de compresión, el cual se calcula de la siguiente manera:

Mediante equilibrio de fuerzas se obtiene lo siguiente:

- La fuerza del bloque de compresión ( $C$ ) es igual a la fuerza de tensión del acero  $A_{s1}$  ( $T_c$ ).

$$C = T_c$$

$$0.85 f'_c b a_{m\acute{a}x} = A_{s1} f_y$$

- La fuerza de compresión del acero ( $A'_s$ ) es igual a la fuerza de tensión del acero  $A_{s2}$  ( $T_s$ ).

$$C_s = T_s$$

$$A'_s (f'_s - 0.85 f'_c) = A_{s2} f_y$$

Mediante equilibrio de momentos se obtiene lo siguiente:

- El momento último viene dado por:

$$M_u = M_{us} + M_{uc}$$

- El momento,  $M_{uc}$ , resistido por la compresión del hormigón y el acero de tracción  $A_{s1}$ , es igual a:

$$M_{uc} = C \left( d - \frac{a_{m\acute{a}x}}{2} \right) \phi = A_{s1} f_y \left[ d - \frac{a_{max}}{2} \right] \phi$$

- El momento resistido por el acero de compresión  $A'_s$  y el acero de tracción  $A_{s2}$ , es igual a:

$$M_{us} = A'_s (f'_s - 0.85 f'_c) (d - d') \phi = A_{s2} f_y (d - d') \phi$$

Con las consideraciones anteriores, a continuación, se presentan las ecuaciones que serán utilizadas para la determinación del refuerzo longitudinal:

$$C = 0.85 f'_c b a_{m\acute{a}x} \quad (3.26)$$

$$M_{uc} = C \left( d - \frac{a_{m\acute{a}x}}{2} \right) \phi \quad (3.27)$$

$$M_{us} = M_u - M_{uc} \quad (3.28)$$

El acero de compresión requerido ( $A'_s$ ) viene dado por la siguiente expresión:

$$A'_s = \frac{M_{us}}{(f'_s - 0.85 f'_c) (d - d') \phi} \quad (3.29)$$

$$f'_s = E_s \varepsilon_c \left[ \frac{c_{max} - d'}{c_{max}} \right] \leq f_y \quad (3.30)$$

Donde:

$f'_s$  = Esfuerzo en el refuerzo a compresión bajo cargas mayoradas.

$d'$  = Distancia desde la fibra extrema a compresión al centroide del refuerzo longitudinal a compresión.

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero (200.000 MPa).

El acero de tracción requerido para equilibrar la compresión en el hormigón ( $A_{s1}$ ) se calcula con la ecuación 3.31, y por otra parte el acero de tracción para equilibrar la compresión en el acero ( $A_{s2}$ ) se determina con la ecuación 3.32.

$$A_{s1} = \frac{M_{uc}}{f_y \left[ d - \frac{a_{max}}{2} \right] \phi} \quad (3.31)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{us}}{f_y (d - d') \phi} \quad (3.32)$$

Por lo tanto, el refuerzo total de compresión es igual a  $A'_s$ , y el refuerzo total a tracción ( $A_s$ ) resulta de la suma de  $A_{s1}$  con  $A_{s2}$ .

Una vez determinado el refuerzo longitudinal requerido en cada miembro estructural, se debe determinar la resistencia nominal a flexión ( $M_n$ ) de la sección (ecuación 3.33) considerando el acero real que va a ser colocado. Verificando que la resistencia en cada sección de un elemento, sea igual o superior a la demanda esperada (ecuación 3.16).

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.33)$$

### 3.2.3.2 Diseño a corte

#### 3.2.3.2.1 Requerimientos

De acuerdo a los requerimientos del acero transversal expuestos en el ACI 318S-14, secciones 18.6.3 y 25.7, se debe cumplir que:

- a) El acero transversal debe ser colocado en una distancia medida desde la cara de la columna, igual a dos veces la altura de la viga analizada, donde se prevé fluencia.
- b) Se deberá colocar refuerzo transversal en todas las regiones donde  $V_u > 0.5 \phi V_c$ .
- c) Toda varilla esquinera y saltando una varilla longitudinal debe tener soporte lateral con un ángulo de  $135^\circ$ .
- d) No puede haber una separación entre varillas longitudinales mayor a 15 cm.
- e) El primer estribo debe estar colocado a 5 cm de a cara de la columna.
- f) El espaciamiento de estribos no debe exceder el menor de:

$$s \leq \begin{cases} d/4 \\ 15 \text{ cm} \\ 6 \text{ veces el menor diametro} \\ \text{de las varillas longitudinales} \end{cases}$$

- g) Si no se requiere estribos de confinamiento, se debe colocar estribos con ganchos sísmicos, espaciados como máximo una distancia igual a  $d/2$  en toda la longitud del elemento.

#### 3.2.3.2.2 Determinación del refuerzo transversal

La fuerza cortante de diseño ( $V_e$ ) se determina a partir de las cargas actuantes dentro de la longitud libre de la viga. Se considera que, en las caras de los nudos localizados en los extremos de la viga, actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión máxima ( $M_{pr}$ ), además de existir cargas gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz libre, como se presenta en la figura 3.7.

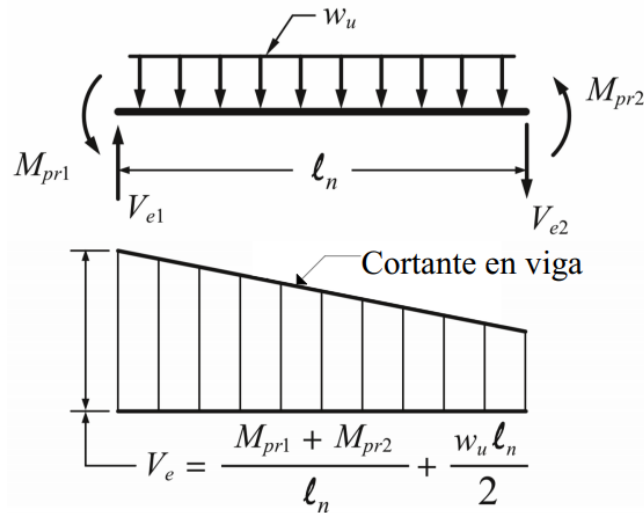


Figura 3.7. Cortante de diseño para vigas.

Fuente: NIST, 2016

Los momentos probables en los extremos se determinan en base a los principios de diseño expuestos en la sección 3.2.2 ( $\phi = 1$  ;  $f_y = 1.25 f_y$ ). Ambos momentos en los extremos se consideran en el mismo sentido por lo cual se debe evaluar en los dos sentidos (horario y anti horario). Para el cálculo de la fuerza cortante de diseño se utilizan las siguientes expresiones:

$$V_e = V_p \pm V_g \quad (3.34)$$

$$V_e = \left( \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \right) \pm \frac{W_u l_n}{2} \quad (3.35)$$

$$M_{pr} = \phi A_s 1.25 f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (3.36)$$

$$a = \frac{A_s 1.25 f_y}{0.85 f'_c b} \quad (3.37)$$

Donde:

$V_e$ = Cortante de diseño o cortante ultimo ( $V_u$ )

$V_g$ = Cortante gravitacional

$V_p$ = Cortante probable

$M_{pr1}$ ;  $M_{pr2}$ = Momentos probables resistentes inicial y final

$W_u$ = Cargas gravitacionales mayoradas

$l_n$ = Luz libre de la viga

Una vez determinado el cortante de diseño o cortante último se procede a calcular el acero transversal requerido en el elemento. Para ello, inicialmente se calcula la resistencia nominal a cortante que aporta el concreto ( $V_c$ ), con la siguiente ecuación:

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b d \quad (3.38)$$

Es importante una vez calculadas las demandas verificar que la sección transversal del elemento cumpla con la ecuación 3.39, caso contrario se debe rediseñar el elemento, para minimizar la posibilidad de una falla por compresión diagonal en el concreto y limitar la fisuración, como recomienda el ACI 318S-14, sección R22.5.1.2.

$$V_u \leq \phi \left( V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b d \right) \quad (3.39)$$

El cálculo del refuerzo transversal requerido ( $A_v$ ) y su espaciamiento ( $s$ ) se realiza con la ecuación 3.40. En la cual, el término  $V_c$  se considera igual a cero cuando se cumplen las siguientes condiciones simultáneamente:

$$a) \quad V_p \geq 0.5 V_u$$

$$b) \quad P_u < \frac{A_g f'_c}{20}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d} \quad (3.40)$$

Donde:

$f_{yt}$  = Resistencia a la fluencia del refuerzo transversal.

Una vez determinado el refuerzo transversal se debe verificar que sea superior a las siguientes expresiones de acero transversal mínimo:

$$A_{v,min} = \begin{cases} 0.062 \sqrt{f'_c} \frac{b s}{f_{yt}} \\ 0.35 \frac{b s}{f_{yt}} \end{cases} \quad (3.41)$$

Ya determinado el acero transversal requerido en cada elemento estructural, se determina la resistencia nominal a cortante ( $V_n$ ) de la sección (ecuación 3.42) con el acero real que será colocado. Comprobando así, que la resistencia en cada sección del elemento sea igual o mayor a la demanda esperada (ecuación 3.17).

$$V_n = V_c + V_s \quad ( 3.42 )$$

Donde:

$V_s$  = Resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo transversal real. La misma que se determina con la ecuación 3.43.

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad ( 3.43 )$$

### 3.2.4 Diseño de columnas

El ACI 318S-14 en la sección 18.7.2 proporciona límites dimensionales para las columnas de pórticos especiales resistentes a momento, los cuales deben cumplirse para garantizar un comportamiento adeudado del miembro estructural:

- a) La dimensión menor en una sección es de 30 cm.
- b) La relación de la dimensión más pequeña a la grande debe ser al menos 0.4.

#### 3.2.4.1 Diseño a flexo compresión

##### 3.2.4.1.1 Requerimientos

De acuerdo a los requerimientos expuestos en el ACI 318S-14, sección 18.7.4, para el refuerzo longitudinal se debe verificar que:

- a) La cuantía del acero longitudinal ( $A_{st}$ ) , debe ser al menos 0.01 y no debe exceder 0.06.
- b) El número mínimo de varillas longitudinales en un miembro cuadrado o rectangular sujeto a compresión es cuatro.

El refuerzo longitudinal debe tener una distribución equilibrada dentro del área del miembro estructural, con el fin de mejorar el confinamiento del núcleo de concreto y la transmisión de cargas por medio de las juntas viga-columna.

El acero longitudinal en las columnas debe proporcionar la resistencia en flexo compresión necesaria para que las columnas permanezcan elásticas, mientras se forman articulaciones plásticas en las vigas, es decir que se produzca el mecanismo de falla deseado, lo que se fundamenta en el criterio de columna fuerte y viga débil.

### 3.2.4.1.2 Determinación del refuerzo longitudinal

Por medio del análisis de interacción de esfuerzos de flexión y fuerza axial combinados que soporta la columna, el software Etabs elabora el diagrama de interacción de esfuerzos de cada elemento estructural en base a la configuración del acero longitudinal especificada por el usuario. Este diagrama es la base para el diseño de columnas.

Para cumplir con los requisitos básicos de diseño, en cada columna se debe cumplir que su resistencia sea mayor o igual a la demanda esperada para cada combinación de carga ( $[\phi M_n; \phi P_n] \geq [M_u; P_u]$ ). Esto se comprueba trazando todas las combinaciones de  $[M_u; P_u]$  y verificando de que se localicen dentro de la envolvente de resistencia de diseño proporcionada por  $[\phi M_n; \phi P_n]$ , como se indica en la figura 3.8.

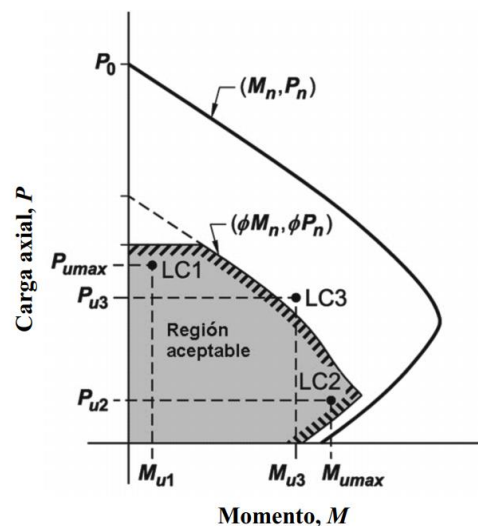


Figura 3.8. Diagrama de interacción de una columna.

Fuente: ACI 318S-14, 2014

La resistencia nominal axial a compresión,  $P_n$ , no debe ser mayor a  $P_{n,max}$ . Para miembros no pre esforzados compuestos de concreto y acero estructural  $P_{n,max}$ , se determina con la ecuación 3.44.



$$P_{n,max} = 0.80 * 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (3.44)$$

Finalmente, se comprueba que todo el sistema sismo resistente cumpla el criterio de columna fuerte-viga débil con la siguiente expresión:

$$\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nb} \quad (3.45)$$

Donde:

$\Sigma M_{nc}$  = Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo.

$\Sigma M_{nb}$  = Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo.

### 3.2.4.2 Diseño a corte

#### 3.2.4.2.1 Requerimientos

El refuerzo transversal es el encargado de confinar el hormigón, proveer soporte lateral al acero longitudinal, confinar traslapes y proveer al elemento capacidad a corte.

Según los requerimientos expuestos en el ACI 318S-14, sección 18.7.5, para el refuerzo transversal en columnas, se debe verificar que:

- Se deberá colocar refuerzo transversal en todas las regiones donde  $V_u > 0.5 \phi V_c$ .
- El acero transversal en columnas debe colocarse sobre una longitud  $l_0$  medida desde la cara del nudo, en ambos lados del miembro estructural. Esta longitud debe ser al menos igual a la mayor de:

$$l_0 \geq \begin{cases} \text{Lado mayor de la columna} \\ 1/6 \text{ la altura libre de la columna} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

- c) El espaciamiento de estribos ( $S$ ), no debe superar el menor de:

$$s \leq \begin{cases} \frac{1}{4} \text{ de la dimensión menor de la columna} \\ 6 \text{ veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal} \\ s_0 = 100 + \left( \frac{350 - h_x}{3} \right), \text{ donde } (100\text{mm} \leq s_0 \leq 150\text{mm}) \end{cases}$$

Donde:

$s_0$  = Espaciamiento de los estribos dentro de la longitud de confinamiento

$h_x$  = Distancia centro a centro entre barras longitudinales soportadas lateralmente

- d) La distancia  $h_x$  no debe ser superior a 35cm alrededor del perímetro de la sección de la columna.
- e) El espaciamiento fuera de la distancia  $l_0$  no debe superar a 6 veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal o 15 cm.

### 3.2.4.2.2 Determinación del refuerzo transversal

El ACI 318S-14, sección 18.7.6.1, presenta tres procedimientos para determinar la fuerza cortante de diseño  $V_e$ . Donde el cortante de diseño de la columna es el mayor entre el calculado con el procedimiento (a) y la menor fuerza cortante de capacidad ( $V_p$ ) obtenida entre los procedimientos (b) y (c). Estos procedimientos se presentan gráficamente en la figura 3.9 y se resumen a continuación:

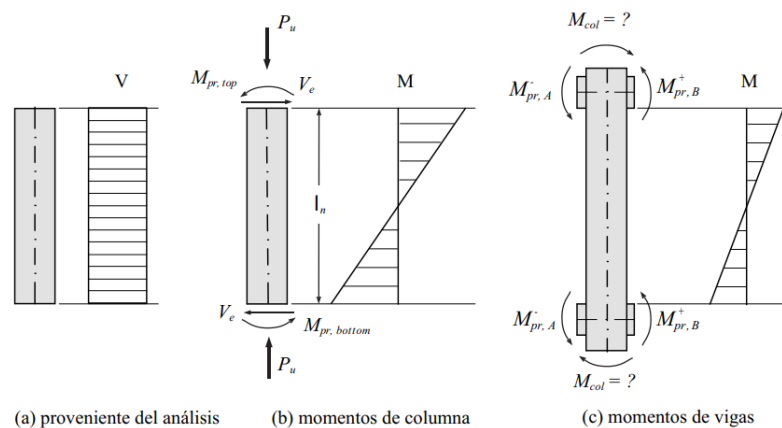


Figura 3.9. Procedimientos de cálculo para el cortante  $V_e$  de la columna.

Fuente: NIST, 2016

- a)  $V_e$  no debe ser menor que el cortante obtenido del análisis de la estructura, considerando las combinaciones de carga de diseño.
- b)  $V_p$  se calcula utilizando el enfoque del diseño por capacidad. La fuerza de corte debe determinarse utilizando la capacidad a flexión máxima probable ( $M_{pr}$ ) en los extremos de la columna, que corresponden al rango de fuerzas axiales mayoradas ( $P_u$ ) como representa la figura 3.10. Para lo cual se utiliza la ecuación 3.46.

$$V_p^c = \left( \frac{M_{pr,top} + M_{pr,bottom}}{L} \right) \quad (3.46)$$

Donde:

$V_p^c$  = Fuerza cortante de capacidad producida por la columna.

$M_{pr,top}; M_{pr,bottom}$  = Momentos probables (superior; inferior) de la columna producidos en un mismo sentido.

$L$  = Longitud libre de la columna.

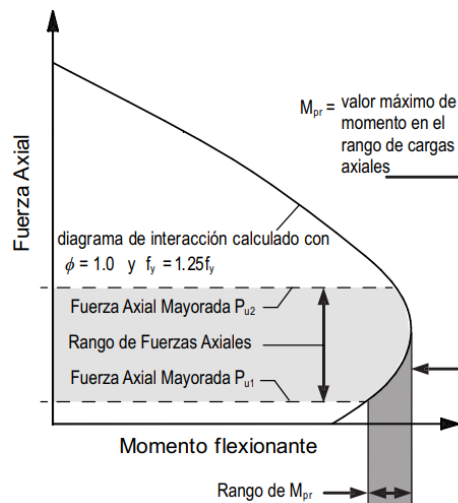


Figura 3.10. Determinación de la capacidad a flexión máxima probable en columnas.  
Fuente: NIST, 2016

- c) Las fuerzas cortantes no necesariamente deben ser consideradas mayores a aquellas obtenidas considerando los momentos probables desarrollados en las vigas que llegan al nudo. Por lo cual para el cálculo del cortante producido en la columna se puede considerar los momentos probables de las vigas, y se determina con la ecuación 3.47.

$$V_p^v = \left( \frac{M_{pr,A} + M_{pr,B}}{l_c} \right) \quad (3.47)$$

Donde:

$V_p^v$  = Fuerza cortante de capacidad producida por la viga.

$M_{pr,A}$ ;  $M_{pr,B}$  = Momentos probables en los extremos (izquierdo; derecho) de la junta producidos por las vigas, en un mismo sentido.

$l_c$  = Distancia entre los puntos de inflexión, igual a la distancia entre los puntos medios de la columna superior e inferior a la junta.

Una vez determinada la demanda que debe ser capaz de resistir el refuerzo transversal del elemento. Se procede a determinar dicho refuerzo con el mismo procedimiento descrito en la sección 3.2.3.2.2 para la determinación del refuerzo transversal en las vigas. Tomando en cuenta la cantidad mínima de refuerzo transversal para columnas que establece el código.

La cantidad de acero transversal mínima en columnas según el ACI 318S-14, sección 18.7.5.4, se determina en función de la tabla 3.17, la cual depende principalmente de la carga axial última y de la resistencia del hormigón.

Tabla 3.17. Refuerzo transversal mínimo para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
$\frac{A_{sh}}{s b_c}$ para estribos de confinamiento	$P_u \leq 0.3 A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor entre la expresión (a) y (b)	(a) $0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$  (b) $0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$P_u > 0.3 A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor entre la expresión (a), (b) y (c)	(c) $0.2 k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}}$

Fuente: ACI 318S-14, 2014

Donde:

$A_{sh}$  = área total de acero que resiste corte en la dirección analizada

$s$  = espaciamiento entre estribos

$b_c$ = Dimensión transversal medida entre los bordes externos del refuerzo transversal, perpendicular a la dirección analizada.

$A_{ch}$ = Área de la sección transversal, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.

$k_f$  = Factor de resistencia del hormigón (ecuación 3.48)

$k_n$  = Factor de efectividad del confinamiento (ecuación 3.49)

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0 \quad (3.48)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (3.49)$$

Donde  $n_l$ , es el número de barras longitudinales en el perímetro, soportadas lateralmente por estribos.

Para la determinación del área de refuerzo transversal se debe tomar en consideración el número de ramas del estribo y ganchos que van a soportar la fuerza cortante como se muestra en la figura 3.11.

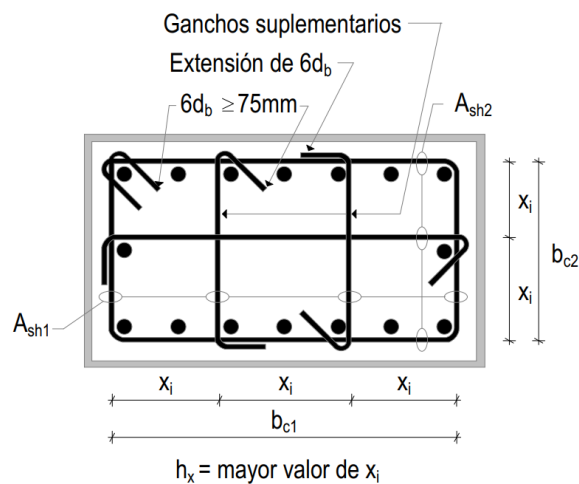


Figura 3.11. Ejemplo de refuerzo transversal en columnas.

Fuente: ACI 318S-14, 2014

Una vez detallado el acero transversal requerido en cada miembro estructural, se determina la resistencia nominal al corte ( $V_n$ ) de la sección (ecuación 3.42) con el acero real que será suministrado. Verificando así, que la resistencia en cada sección del elemento sea al menos igual a la demanda esperada (ecuación 3.17).

### 3.2.5 Diseño de nudos

El diseño de nudos es primordial dentro del diseño por capacidad, ya que, no tiene sentido asegurar la ductilidad, capacidad y rigidez de los elementos estructurales, si los mismos no se interconectan de modo que estas propiedades se desarrollen de la forma esperada. El objetivo es que la capacidad del nudo sea superior a la de los elementos estructurales que se conectan al mismo, y que su rigidez sea capaz de no afectar la rigidez de los elementos que llegan al nudo.

Se debe tener presente tres aspectos en el diseño de nudos, de los cuales (a) y (b) se garantizan al cumplir los lineamientos de detallamiento expuestos en el ACI 318S-14 y para (c) se debe verificar que la capacidad de la junta sea superior a la demanda esperada en ella:

- a) El confinamiento del concreto en la zona de unión
- b) El anclaje y la adherencia del refuerzo que atraviesa la junta
- c) La resistencia de la conexión a fuerza cortante

#### 3.2.5.1 Diseño a corte

##### 3.2.5.1.1 Requerimientos

El ACI 318S-14, sección 18.8.1, presenta los requerimientos enfocados al detallamiento de nudos viga-columna de pórticos especiales resistentes a momento que constituyen el sistema sismo resistente, los cuales se exponen a continuación:

- a) El refuerzo longitudinal de una viga debe prologarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse. La longitud de desarrollo tanto para el acero en tracción y compresión se determina con las siguientes expresiones:

$$l_{dh} \geq \begin{cases} \frac{f_y d_b}{5.4 \lambda \sqrt{f'_c}} \\ 8 d_b \\ 15cm \end{cases} \quad (3.50)$$

$$l_{dc} \geq \begin{cases} \frac{0.24 f_y \Psi_r}{\lambda \sqrt{f'_c}} d_b \\ 0.043 f_y \Psi_r d_b \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (3.51)$$

Donde:

$l_{dh}$  = Longitud de desarrollo de barras a tracción

$l_{dc}$  = Longitud de desarrollo de barras a compresión

$d_b$  = Diámetro nominal del acero longitudinal

$\lambda$  = Factor que considera el peso del concreto ( $\lambda = 1$ , para concreto de peso normal)

$\Psi_r$  = Factor que considera el refuerzo de confinamiento (ACI 318S-14 - tabla 25.4.9.3)

- b) Donde exista unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela a la dirección de la viga debe ser al menos 20 veces el mayor diámetro de las barras longitudinales de la viga.
- c) La altura del nudo debe ser mayor o igual a la mitad del peralte de toda viga que se conecta al nudo y forme parte del sistema sismo resistente.
- d) El detallamiento del refuerzo transversal de la columna debe continuar a lo largo del nudo, excepto cuando el nudo se encuentra confinado por vigas en sus cuatro caras. En este caso, se permite disminuir a la mitad la cuantía de acero presentada en la tabla 3.17, y el espaciamiento se podría aumentar a 15 cm a lo largo del peralte de la viga menos alta.

Nota: Una cara del nudo se considera confinada por la viga cuando el ancho de la misma ocupa al menos el 75% del ancho de la columna.

### 3.2.5.1.2 Capacidad a corte del nudo

Como parte del diseño del pórtico, se supone que las vigas fluirán y desarrollarán momentos probables en las caras de las columnas (figura 3.12), esta acción determina la fuerza de corte que actúa en el nudo, proveniente de las columnas ( $V_{col}$ ). La misma que se calcula con la ecuación 3.52, donde  $l_c$  es la distancia medida entre los centros

de las columnas. Es importante acotar que, si no existe una columna por encima del nudo, la fuerza de corte  $V_{col}$  se considera igual a cero.

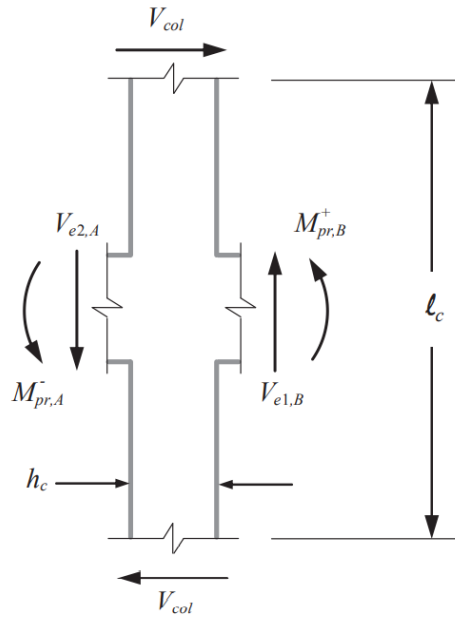


Figura 3.12. Diagrama de cuerpo libre de la columna, utilizada para calcular  $V_{col}$ .  
Fuente: NIST, 2016

$$V_{col} = \frac{M_{pr,A} + M_{pr,B}}{l_c} \quad (3.52)$$

En toda conexión el cortante horizontal se debe evaluar para cada dirección donde se conecte una viga al nudo. El cortante de diseño  $V_u$  se determina en el centro del nudo, a partir de un diagrama de cuerpo libre (figura 3.13) considerando las fuerzas cortantes de las columnas y las fuerzas de compresión y tracción producidas por el refuerzo de las vigas (ACI 352RS-02, 2002).

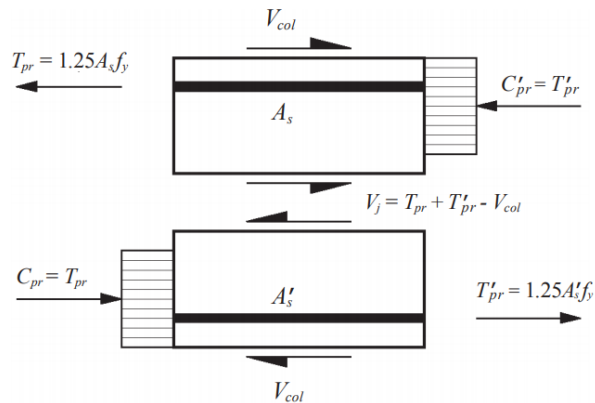


Figura 3.13. Diagrama de cuerpo libre de una conexión viga columna.  
Fuente: NIST, 2016



En la figura 3.13, se considera que el refuerzo longitudinal de la viga desarrolla fuerzas de corte en el nudo basadas en los momentos de capacidad ( $f_y = 1.25 f_y$  y  $\phi = 1$ ), además de suponer que la viga tiene fuerza axial igual a cero. Por el equilibrio de los miembros a flexión, la fuerza de tracción es igual a la fuerza de compresión a un lado de la junta. De lo cual se obtienen las siguientes expresiones:

$$V_u = V_j = T_{pr} + T'_{pr} - V_{col} \quad (3.53)$$

$$T_{pr} = C_{pr} = 1.25 A_s f_y \quad (3.54)$$

$$T'_{pr} = C'_{pr} = 1.25 A'_s f_y \quad (3.55)$$

Donde:

$T_{pr}$  = Fuerza de corte provocada por el refuerzo longitudinal superior

$A_s$  = Área de refuerzo longitudinal a tracción

$T'_{pr}$  = Fuerza de corte provocada por el refuerzo longitudinal inferior

$A'_s$  = Área del refuerzo longitudinal a compresión

Finalmente, se debe verificar que la resistencia de diseño sea al menos igual a la demanda esperada es decir que satisfaga la ecuación 3.17. Donde la resistencia al corte del nudo ( $V_n$ ) se determina en función de la configuración y geometría del nudo, como indica la tabla 3.18.

Tabla 3.18. Resistencia nominal a cortante del nudo  $V_n$ .

Configuración del nudo	$V_n$
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras	$1.7 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas	$1.2 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$
Para otros casos	$1.0 \lambda \sqrt{f'_c} A_j$

Fuente: ACI 318S-14, 2014

El área efectiva de la sección transversal dentro del nudo ( $A_j$ ), se representa gráficamente en la figura 3.14. La cual se cuantifica con la ecuación 3.56, presentada a continuación:

$$A_j = b_j h_j \quad (3.56)$$

Donde:

$h_j$  = Profundidad del nudo, igual a la altura de la sección transversal de la columna.

$b_j$  = Ancho efectivo del nudo, igual al ancho de la columna excepto en vigas de menor ancho que la columna, donde el ancho efectivo del nudo es igual al menor valor entre:

- El ancho menor de la viga más la profundidad del nudo
- Dos veces la distancia perpendicular más pequeña del eje longitudinal de las vigas a la cara de la columna.

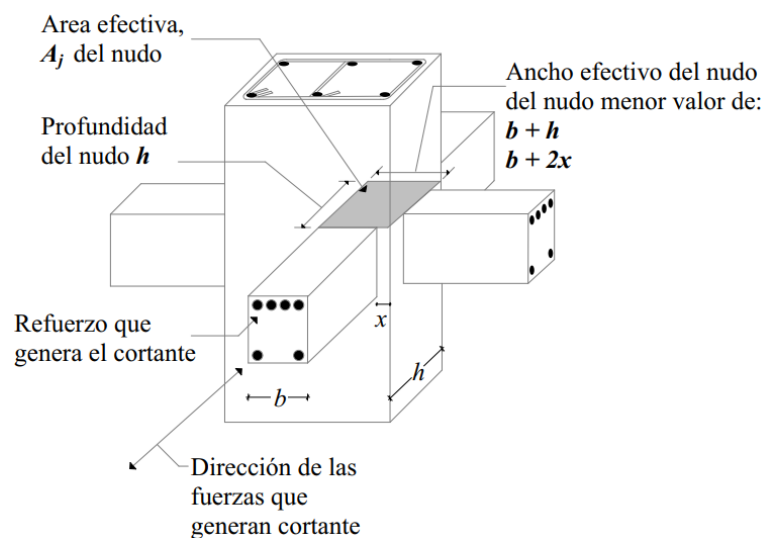


Figura 3.14. Área efectiva del nudo.

Fuente: ACI 318S-14, 2014

### 3.3 Análisis y diseño de la edificación

Dentro de “análisis y diseño de la edificación”, se detalla el diseño del sistema estructural sismo resistente tanto por serviciabilidad como por capacidad. Inicialmente se indica las consideraciones necesarias para llevar a cabo el diseño, posteriormente se expone el procedimiento del DBF en secuencia a lo presentado en la sección 3.1 con la ayuda del software ETABS 2016, y finalmente se exhibe los resultados obtenidos.

El sistema estructural del presente estudio está conformado por pórticos especiales sismo-resistentes de hormigón armado. Considerando que todos los elementos estructurales (vigas y columnas) son parte del sistema sismo-resistente. Es importante indicar que las losas son modeladas como diagramas rígidos, lo cual genera que

únicamente transmitan la acción de las cargas hacia los miembros estructurales, sin conformar el sistema sismo-resistente.

### 3.3.1 Consideraciones iniciales para el diseño

#### 3.3.1.1 Emplazamiento y tipo de suelo

Para el diseño de la edificación en estudio se supone que la estructura será construida en Ecuador en la ciudad de Cuenca, provincia del Azuay. Con la ubicación de emplazamiento se determina el factor  $Z$  expuesto en la sección 3.1.1.1. Según el mapa de zonificación sísmica se evidencia que la ciudad de Cuenca está ubicada en la zona II, calificada como una zona de alto riesgo sísmico representado por un factor  $Z=0.25g$ .

Según la sección 3.1.1.2 se asume un perfil del suelo tipo D, siendo representativo de la Ciudad de Cuenca. El mismo que corresponde a perfiles de suelos rígidos, caracterizados como suelos de calidad intermedia.

#### 3.3.1.2 Geometría del edificio

El edificio está conformado por 8 niveles regulares tanto en planta como en elevación. Con una altura de la planta baja de 4m y las siguientes plantas de 3.5m (figura 3.15). Se puede observar en la figura 3.16 que la configuración en planta de la estructura es rectangular, conformada por 5 vanos de 8m en la dirección X y 4 vanos de 7m en la dirección Y.

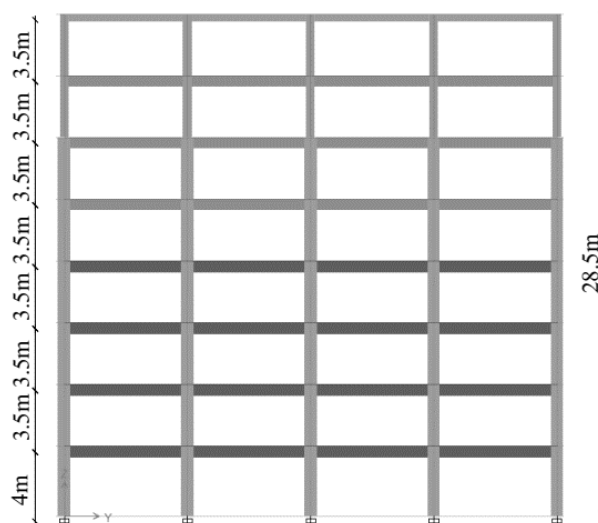


Figura 3.15. Vista en elevación de la estructura.

Fuente: Autores.

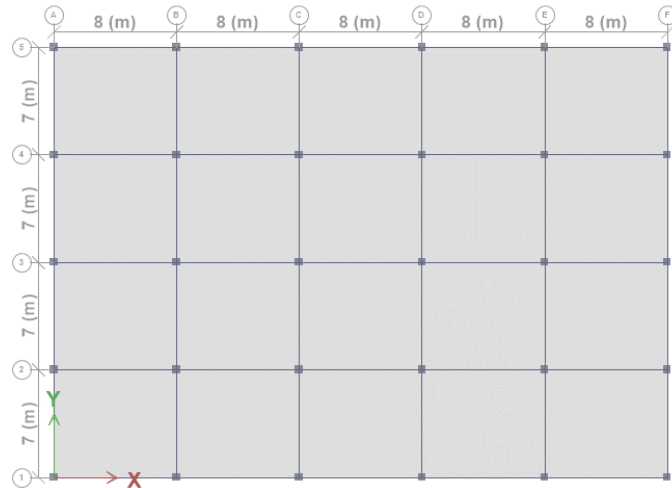


Figura 3.16. Vista en planta de la estructura.  
Fuente: Autores.

### 3.3.1.3 Material

El 318S-14 establece que para pórticos especiales de hormigón armado la resistencia mínima a la compresión del hormigón de peso normal debe ser de  $210 \text{ kg/cm}^2$ . Tomando en cuenta este criterio para el diseño de la edificación se utiliza en todos los elementos estructurales y losas un hormigón con una resistencia a la compresión de  $240 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.3.1.4 Ocupación

Se asume que la edificación será destinada para uso de oficinas. De esta forma el coeficiente de importancia es igual a 1 según lo descrito en la sección 3.1.3.1

### 3.3.1.5 Cargas no sísmicas

Las cargas no sísmicas aplicadas a la estructura se obtienen conforme lo propuesto por el manual *2012 IBC Structural/Seismic Design Manual (Volume 3 – Examples for Concrete Buildings)*. Las mismas que se detallan en la tabla 3.19.

Tabla 3.19. Cargas no sísmicas aplicadas a la estructura.

Carga de piso típicas	Carga uniforme
Carga muerta	$95 \text{ kg/m}^2$
Carga viva	$244 \text{ kg/m}^2$
Carga de cubierta	Carga uniforme
Carga muerta	$78 \text{ kg/m}^2$
Carga viva	$98 \text{ kg/m}^2$

Fuente: Autores.

### 3.3.1.6 Optimización

Los elementos estructurales para cada nivel de la edificación tienen diferentes solicitaciones, es decir en cada piso las secciones de los miembros estructurales podrían ser diferentes, pero esto conduce a un sistema complejo constructivamente. Por ello con el fin de optimizar recursos y con la intención de que sea factible su construcción, se diseña con secciones iguales las columnas y vigas para los pisos del 1 al 4, 5 al 6 y del 7-8.

### 3.3.2 Espectro de diseño de aceleración

Según la sección 3.1.1 se construye el espectro de respuesta elástico (figura 3.17), para la ciudad de Cuenca en un suelo tipo D expresado como fracción de la gravedad. Los factores necesarios para formar el espectro de diseño se exponen en la tabla 3.20.

Tabla 3.20. Factores necesarios para obtener el espectro de aceleraciones de la NEC-2015.

Factor		Valor
Factor de zona Z		0.25 g
Tipo de perfil de suelo		D
Coeficientes de amplificación del suelo	Fa	1.4
	Fd	1.45
	Fs	1.06
Factor $\eta$		2.48
Factor r		1
$T_C$		0.604

Fuente: Autores.

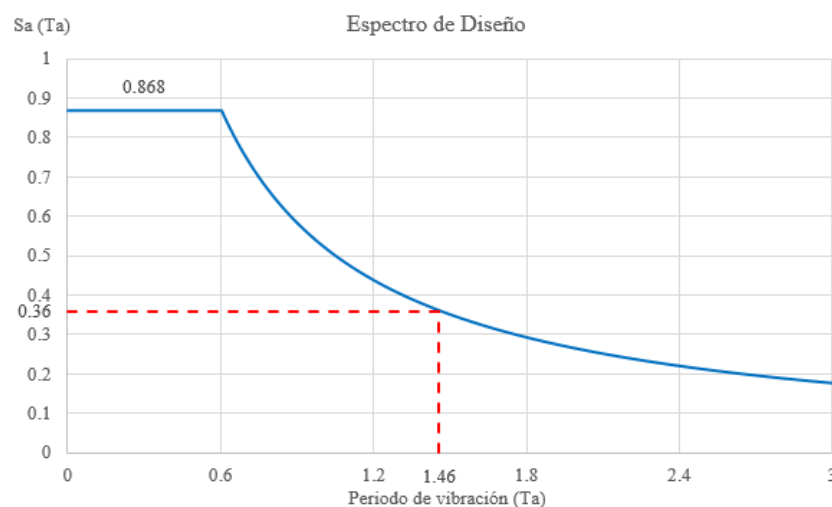


Figura 3.17. Espectro de diseño en aceleración para la ciudad de Cuenca-Suelo D.  
Fuente: Autores.

### 3.3.3 Modelación de la estructura

El sistema estructural sismo-resistente es modelado y posteriormente evaluado con la ayuda del software ETABS-2016. Esta herramienta de ingeniería facilita al diseñador, ya que está enfocada en el análisis y diseño estructural de edificios de varios pisos. Este software ayuda a simplificar el tiempo de cálculo, a tener una visión clara de lo que se está diseñando y a lograr una mejor presentación de los resultados obtenidos al realizar un diseño estructural.

#### 3.3.3.1 Propiedades de los materiales

El hormigón a utilizarse en el modelo posee una resistencia a la compresión  $240 \text{ kg/cm}^2$ , el mismo que es considerado un material isotrópico. El hormigón convencional usado en obras de ingeniería en especial edificios, tiene un peso específico de  $2400 \text{ kg/m}^3$ , por ende, se toma dicho valor.

El ACI 318S-14 especifica que el módulo de elasticidad ( $E_c$ ) del concreto de peso normal se puede calcular con la ecuación 3.57, tomando en cuenta que la resistencia a la compresión ( $f'_c$ ) debe estar expresada en MPa. El resultado obtenido es ingresado al software ETABS como se observa en la figura 3.18.

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad (3.57)$$

The image shows a software interface for defining material properties. It is divided into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

General Data	
Material Name	fc 240 kg/cm2
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	[Color Selection] Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	23.536 kN/m³
Mass per Unit Volume	2400 kg/m³

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	23025.2 MPa
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	9593.83 MPa

Figura 3.18. Propiedades del hormigón.  
Fuente: Autores.

Por otra parte, el acero de refuerzo corrugado a emplearse debe cumplir con la normativa ASTM A706M, la misma que establece un límite de fluencia ( $f_y$ ) de 420 MPa y un módulo de elasticidad ( $E_s$ ) igual a 200.000 MPa (figura 3.19).

Figura 3.19. Propiedades del acero de refuerzo.  
Fuente: Autores.

Además, se debe considerar que el software Etabs limita el valor de la resistencia a la fluencia del refuerzo transversal ( $f_{yt}$ ) a 413.69 MPa para sistemas sísmicos especiales o para vigas de todos los tipos de estructuras donde la torsión es significativa.

### 3.3.3.2 Definición de las secciones

En el software ETABS es necesario crear las secciones “frame” para definir las propiedades de todos los elementos estructurales (vigas y columnas) utilizados en el modelo. La sección del elemento queda definida por sus dimensiones, material e inercia (figura 3.20), la cual debe estar afectada según lo expuesto en la sección 3.1.5.

Figura 3.20. Definición de las propiedades de la sección para una columna.  
Fuente: Autores.

### 3.3.3.3 Modelación de losas

Las losas a utilizar en el diseño son macizas con un espesor de 20cm. Modelada como diafragma rígido, con elemento tipo membrana (figura 3.21). Dicho elemento posee solamente 3 grados de libertad y no presenta rigidez fuera de su plano. Con ello se logra que las losas no aporten rigidez al sistema sismo-resistente, pero si transmitan las cargas horizontales y verticales hacia los elementos estructurales.

La losa no se considera como parte del sistema encargado de resistir las cargas laterales, debido a que no poseen un detallamiento que garantice una adecuada ductilidad ante sismos severos.

The image shows a software window for defining slab properties. It is divided into two main sections: 'General Data' and 'Property Data'.

**General Data:**

- Property Name:** Losa 20 cm membrana
- Slab Material:** f<sub>c</sub> 240 kg/cm<sup>2</sup> (with a dropdown arrow and an ellipsis button)
- Notional Size Data:** Modify/Show Notional Size...
- Modeling Type:** Membrane (with a dropdown arrow)
- Modifiers (Currently Default):** Modify/Show...
- Display Color:** A green color swatch with a Change... button
- Property Notes:** Modify/Show...
- ☐ Use Special One-Way Load Distribution

**Property Data:**

- Type:** Slab (with a dropdown arrow)
- Thickness:** 200 mm

Figura 3.21. Definición de las propiedades de la losa.

Fuente: Autores.

### 3.3.3.4 Masa

Al tratarse de un caso general la edificación en estudio, la masa asignada para el análisis sísmico se toma según lo expuesto en el punto 3.1.3.4. Correspondiente al peso propio del sistema estructural más las sobrecargas debido a los elementos no estructurales, acabados, tabiquería e instalaciones generales.

### 3.3.3.5 Casos de carga

Se define la carga viva y muerta tanto para los pisos típicos como para la cubierta con la ayuda de la ventana “*shell uniform load sets*” en ETABS. Posteriormente se define



la carga sísmica que se aplica a la estructura, las mismas que se crean en dos grupos de cargas, una que servirá para el diseño por serviciabilidad y la otra para el diseño por resistencia.

El grupo de cargas sísmicas queda definido por el coeficiente de corte  $C$ , y el coeficiente  $k$  que considera implícitamente la influencia de los modos altos de vibración (figura 3.22), con una excentricidad del 5%.  $C$  es calculado con la siguiente expresión:

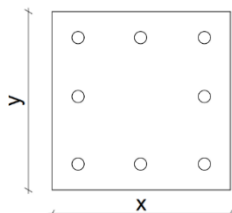
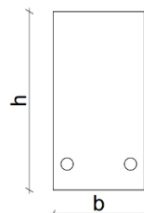
$$C = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} \quad (3.58)$$

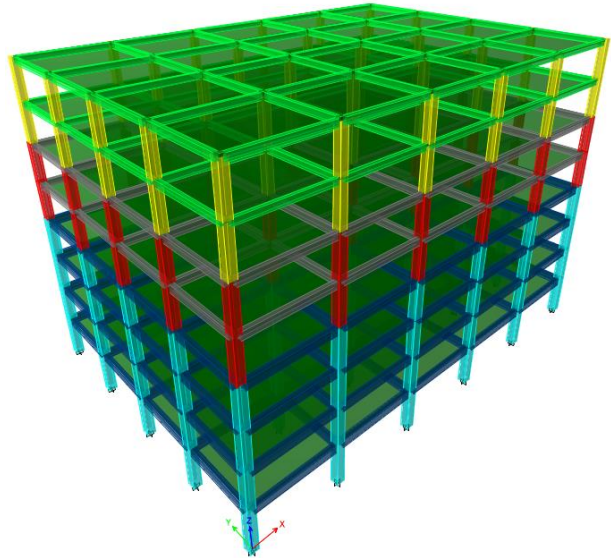
Figura 3.22. Definición de la carga sísmica con el uso del coeficiente de corte  $C$ .  
Fuente: Autores.

### 3.3.4 Diseño por serviciabilidad

Como ya se conoce para el diseño por serviciabilidad es necesario inicialmente imponerse las secciones de los elementos que conforman el sistema sismo-resistente. Por ello a continuación, se presenta directamente las secciones de los miembros estructurales obtenidas luego de un proceso iterativo, las cuales satisfacen los requerimientos dados por el código sísmico (tabla 3.21).

Tabla 3.21. Secciones de los elementos estructurales diseñadas por serviciabilidad.

Diseño por serviciabilidad		Pórtico especial sismo-resistente de hormigón armado con vigas descolgadas	
<div><p>Columna</p></div>		<div><p>Viga</p></div>	
Secciones de los elementos estructurales			
Columnas			
Piso	x (cm)	y (cm)	Inercia (cm <sup>4</sup> )
1-4 <span></span>	70	70	2000833
5-6 <span></span>	65	65	1487552
7-8 <span></span>	60	60	1080000
Vigas			
Piso	h (cm)	b (cm)	Inercia (cm <sup>4</sup> )
1-4 <span></span>	70	40	1143333
5-6 <span></span>	60	30	540000
7-8 <span></span>	50	25	260416



Fuente: Autores.

### 3.3.4.1 Requerimientos

Los requerimientos para el diseño por serviciabilidad se detallan en la tabla 3.22, siguiendo la secuencia de la metodología expuesta al inicio del presente capítulo. Esta tabla contiene todos los valores y datos de entrada necesarios para lograr determinar los datos de salida que se requieren para el diseño. Para cada una de las variables se indica el valor, la nomenclatura y la procedencia de dicho valor.

Tabla 3.22. Requerimientos para el diseño por serviciabilidad.

Variable	Valor de entrada			Valor de salida		
	Símbolo	Valor	Procedencia	Respuesta	Valor	Procedencia
<b>Período fundamental aproximado, <math>T_a</math> (3.1.2)</b>	$C_t$	0.055	Tabla 3.8	$T_a$ (seg)	1.12	Ecuación 3.4
	$\alpha$	0.9	Tabla 3.8	$1.3 T_a$ (seg)	1.46	Sección
	$h_n$ (m)	28.5	Figura 3.15			
<b>Aceleración espectral de diseño, <math>S_a(T_a)</math> (3.1.1)</b>	$1.3 T_a$ (seg)	1.46	Sección 3.1.2	$S_a(1.3 T_a)$	0.359	Figura 3.17
<b>Coefficiente de regularidad en planta, <math>\phi_P</math> (3.1.3.3)</b>	No presenta irregularidad torsional			Irregularidad torsional $\phi_{PA}$	1	Tabla 3.25
	No presenta retrocesos en las esquinas			Retrocesos en las esquinas $\phi_{PA}$	1	Tabla 3.12
	No presenta discontinuidades en el sistema de piso			Discontinuidad en el piso $\phi_{PA}$	1	Tabla 3.12
	No presenta ejes estructurales no paralelos			Ejes estructurales no paralelos $\phi_{PB}$	1	Tabla 3.12
<b>Coefficiente de regularidad en elevación, <math>\phi_E</math> (3.1.3.3)</b>	No presenta irregularidad por piso flexible			Piso flexible $\phi_{EA}$	1	Tabla 3.26
	No presenta irregularidad por distribución de masa			Distribución de masa $\phi_{EB}$	1	Tabla 3.26
	No presenta irregularidad geométrica			Irregularidad geométrica $\phi_{EB}$	1	Tabla 3.26
<b>Cortante basal <math>V</math>, (3.1.3)</b>	$I$	1	Tabla 3.9	Coeficiente de corte $C$	0.0449	Ecuación 3.58
	$S_a(1.3 T_a)$	0.359	Figura 3.17			
	$R$	8	Tabla 3.10			
	$\phi_P$	1	Tabla 3.12	$V$ (Ton)	334	Ecuación 3.5
	$\phi_E$	1	Tabla 3.13			
	$W$ (Ton)	7431.24	Tabla 3.24			
<b>Coefficiente relacionado con el período de vibración <math>k</math>, (3.1.4)</b>	$1.3 T_a$ (seg)	1.46	Sección 3.1.2	$k$ (seg)	1.4788	Tabla 3.14

Fuente: Autores.

Es importante indicar que la aceleración espectral de diseño ( $S_a$ ) se determina con el valor del período aproximado calculado por el método 1 incrementado un 30%. Debido a que el período modal obtenido en el software ETABS es mayor a dicho valor, como se observa en la tabla 3.23.

Tabla 3.23. Períodos calculados de la estructura.

Método	Período (seg)
1.3 $T_a$ (Método 1 + 30%)	1.46
Período modal (ETABS)	1.729

Fuente: Autores.

### 3.3.4.2 Control de derivas de piso

A continuación, en la tabla 3.24, se presentan los resultados obtenidos del diseño por serviciabilidad, la misma que indica las siguientes variables para cada nivel de la estructura: carga reactiva  $W_i$ , fuerza lateral  $F_x$ , cortante  $V_i$ , desplazamiento lateral  $\delta_i$ , deriva elástica  $\Delta e$  y deriva inelástica  $\Delta i$  expresada en función de la altura de piso.

Tabla 3.24. Fuerzas laterales y derivas de piso en la dirección X y Y, para combinación Sy+Sx\_exc+.

Nivel	$W_i$ (Ton)	$F_x$ (Ton)	$V_i$ (Ton)	Dirección X			Dirección Y		
				$\delta_i$ (cm)	$\Delta e$ (cm)	$\Delta i$	$\delta_i$ (cm)	$\Delta e$ (cm)	$\Delta i$
8	817.39	81.44	81.44	7.37	0.93	1.60%	6.51	0.82	1.40%
7	836.53	68.67	150.11	6.43	1.09	1.87%	5.69	0.96	1.65%
6	895.92	58.84	208.95	5.34	1.11	1.91%	4.73	0.98	1.68%
5	895.92	45.24	254.19	4.23	1.04	1.79%	3.75	0.92	1.58%
4	991.96	36.38	290.57	3.19	0.91	1.56%	2.83	0.80	1.37%
3	991.96	24.18	314.75	2.28	0.90	1.54%	2.03	0.79	1.36%
2	991.96	13.72	328.48	1.38	0.83	1.42%	1.24	0.74	1.27%
1	1009.60	5.51	333.99	0.55	0.55	0.82%	0.50	0.50	0.74%
$\Sigma$	<b>7431.24</b>	<b>333.99</b>	-	<b><math>\Delta i</math> máx. X</b>		<b>1.91%</b>	<b><math>\Delta i</math> máx. Y</b>		<b>1.68%</b>

Fuente: Autores.

La deriva inelástica máxima para cada dirección de análisis se representa gráficamente en la figura 3.23.

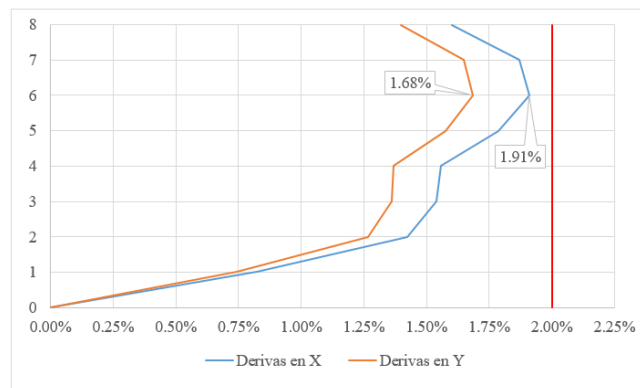


Figura 3.23. Derivas máximas inelásticas en las direcciones X y Y.  
Fuente: Autores.

### 3.3.4.2.1 Irregularidad torsional

Una vez analizada la estructura se debe verificar la presencia de irregularidad torsional en el sistema. Este efecto se comprueba con los desplazamientos generados en los extremos de cada nivel debido a las fuerzas laterales aplicadas en cada dirección incluyendo la torsión accidental del 5%.

La tabla 3.12 expuesta anteriormente indica que existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo sobre la deriva promedio es mayor a 1.2. Con esta premisa a continuación se verifica su presencia (tabla 3.25) y se presenta gráficamente el método de cálculo en la figura 3.24.

Tabla 3.25. Verificación de irregularidad torsional en el sistema.

Nivel	Dirección X				Dirección Y			
	$\delta_1$ (cm)	$\delta_2$ (cm)	$\frac{\delta_{max}}{\delta_{prom}}$	¿Considerar?	$\delta_1$ (cm)	$\delta_2$ (cm)	$\frac{\delta_{max}}{\delta_{prom}}$	¿Considerar?
8	7.37	6.50	1.06	No	7.36	5.59	1.14	No
7	6.43	5.67	1.06	No	6.44	4.89	1.14	No
6	5.34	4.71	1.06	No	5.35	4.06	1.14	No
5	4.23	3.73	1.06	No	4.24	3.22	1.14	No
4	3.19	2.81	1.06	No	3.20	2.43	1.14	No
3	2.28	2.01	1.06	No	2.30	1.74	1.14	No
2	1.38	1.21	1.06	No	1.40	1.06	1.14	No
1	0.55	0.48	1.06	No	0.56	0.43	1.14	No

Fuente: Autores.

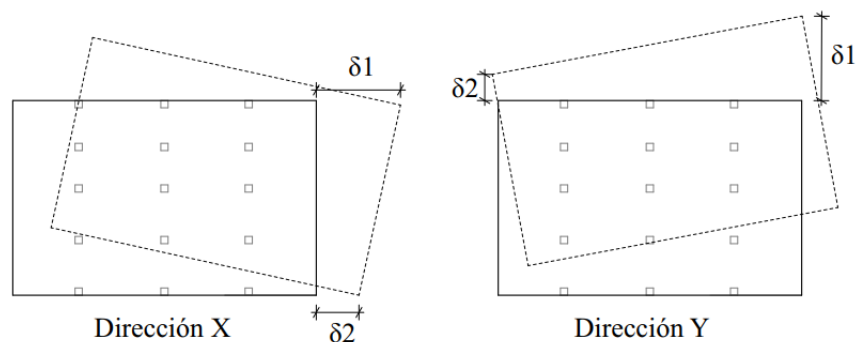


Figura 3.24. Vista en planta de las derivas producidas para cada dirección de análisis.

Fuente: Autores.

Como se aprecia en la tabla 3.25, no existe irregularidad torsional en ningún nivel del sistema sismo-resistente, por ende, el factor  $\phi_{PA}$  es igual a 1.

### 3.3.4.2 Irregularidad en elevación

Las irregularidades en elevación de tipo 1, 2 o 3 en el sistema, se comprueban con la ecuación 3.9 antes expuesta. Para lo cual únicamente se requiere las derivas inelásticas máximas de cada nivel en las dos direcciones.

Tabla 3.26. Verificación de irregularidad en elevación por piso flexible en el sistema.

Nivel	Dirección X			Dirección Y		
	$\Delta i$	$\frac{\Delta_{Mi}}{\Delta_{Mi+1}}$	¿Considerar?	$\Delta i$	$\frac{\Delta_{Mi}}{\Delta_{Mi+1}}$	¿Considerar?
8	1.60%	-	-	1.40%	-	-
7	1.87%	1.17	No	1.65%	1.18	No
6	1.91%	1.02	No	1.68%	1.02	No
5	1.79%	0.93	No	1.58%	0.94	No
4	1.56%	0.87	No	1.37%	0.87	No
3	1.54%	0.99	No	1.36%	0.99	No
2	1.42%	0.92	No	1.27%	0.93	No
1	0.82%	0.58	No	0.74%	0.59	No

Fuente: Autores.

Como se evidencia en la tabla 3.26, para todos los niveles se cumple la ecuación 3.9, por lo tanto, se considera que no existen irregularidades en elevación.

### 3.3.4.3 Efecto P-Δ

Finalmente se determina el índice de estabilidad según lo presentado en la sección 3.1.7, para verificar la presencia del efecto P-Δ en cada dirección de análisis de la estructura.

La tabla 3.27 y 3.28 nos indican: altura de piso  $h_i$ , carga muerta  $P_D$ , carga viva  $P_L$ , carga total  $P_i$  y el índice de estabilidad  $Q_i$  con su respectivo factor de mayoración  $f_{P-\Delta}$  para cada nivel de la estructura.

Tabla 3.27. Verificación efecto P-Δ en la dirección X.

Nivel	$h_i$ (cm)	$P_{D\text{ acum}}$ (Ton)	$P_{L\text{ acum}}$ (Ton)	$P_i$ (Ton)	Efecto P-Δ en la dirección X		
					$Q_i$	¿Considerar?	$f_{P-\Delta}$
8	350	817.39	109.37	926.76	0.030	No	1
7	350	1653.93	382.78	2036.71	0.042	No	1
6	350	2549.84	656.20	3206.04	0.049	No	1
5	350	3445.76	929.61	4375.38	0.051	No	1
4	350	4437.72	1203.03	5640.75	0.050	No	1
3	350	5429.68	1476.45	6906.13	0.056	No	1
2	350	6421.64	1749.86	8171.50	0.059	No	1
1	400	7431.24	2023.28	9454.52	0.039	No	1

Fuente: Autores.

Tabla 3.28. Verificación efecto P-Δ en la dirección Y.

Nivel	$h_i$ (cm)	$P_{D\text{ acum}}$ (Ton)	$P_{L\text{ acum}}$ (Ton)	$P_i$ (Ton)	Efecto P-Δ en la dirección Y		
					$Q_i$	¿Considerar?	$f_{P-\Delta}$
8	350	817.39	109.37	926.76	0.027	No	1
7	350	1653.93	382.78	2036.71	0.037	No	1
6	350	2549.84	656.20	3206.04	0.043	No	1
5	350	3445.76	929.61	4375.38	0.045	No	1
4	350	4437.72	1203.03	5640.75	0.044	No	1
3	350	5429.68	1476.45	6906.13	0.050	No	1
2	350	6421.64	1749.86	8171.50	0.053	No	1
1	400	7431.24	2023.28	9454.52	0.035	No	1

Fuente: Autores.

En la tabla 3.29 se presenta como manera de resumen las variables que se consideran más importantes en el diseño por serviciabilidad

Tabla 3.29. Resumen del diseño por serviciabilidad del modelo base.

Resumen		
Periodo natural	1.729	seg
Cortante basal	334	Ton
Deriva inelástica máxima	1.91	%
Peso total	7431.24	Ton
Peso elementos estructurales	2296.52	Ton

Fuente: Autores.

### 3.3.5 Diseño por capacidad.

Dentro de la presente sección se realiza y presenta el diseño y detallamiento de los miembros estructurales. Primero se verifica manualmente que los resultados obtenidos del software Etabs sean correctos. Para este proceso únicamente se selecciona como ejemplo el nudo 2-B del nivel 5 (figura 3.25) y los elementos estructurales conectados a dicho nudo (vigas y columnas). Para posteriormente exponer los resultados globales del diseño por capacidad de la estructura.

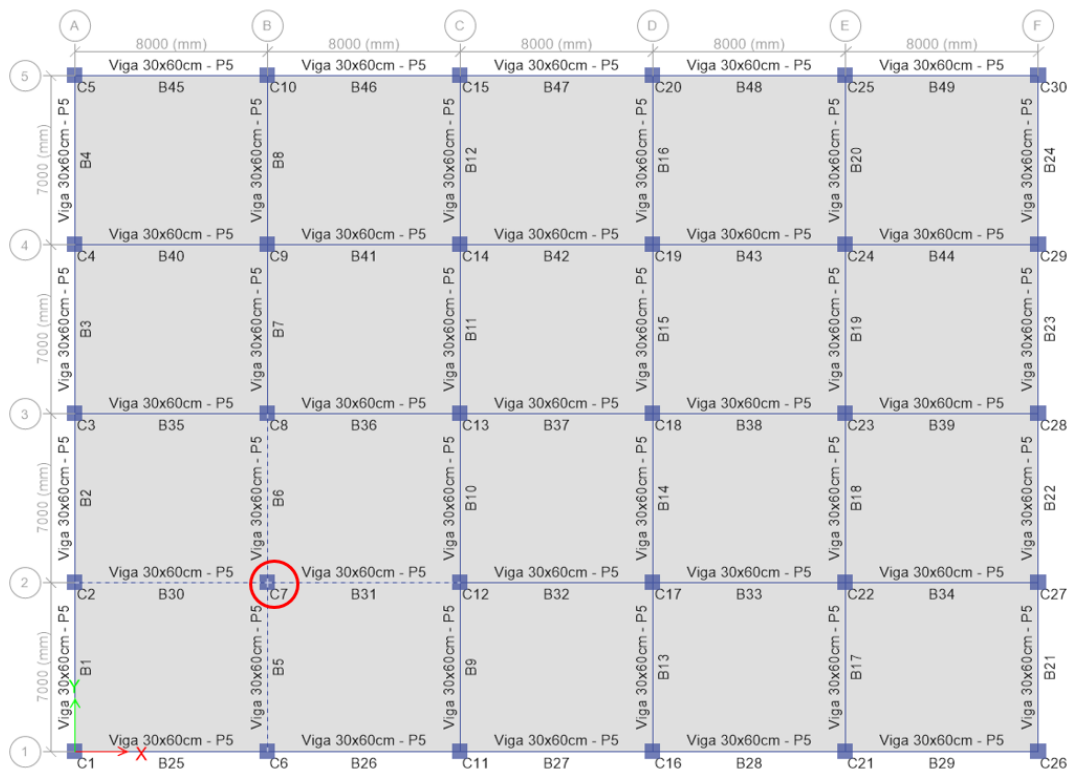


Figura 3.25. Vista en planta del nivel 5.

Fuente: Autores.

El análisis de la estructura se realiza con las combinaciones de carga mencionadas en la sección 3.2.1, las mismas que se definen en el software Etabs como se presenta en la figura 3.26.



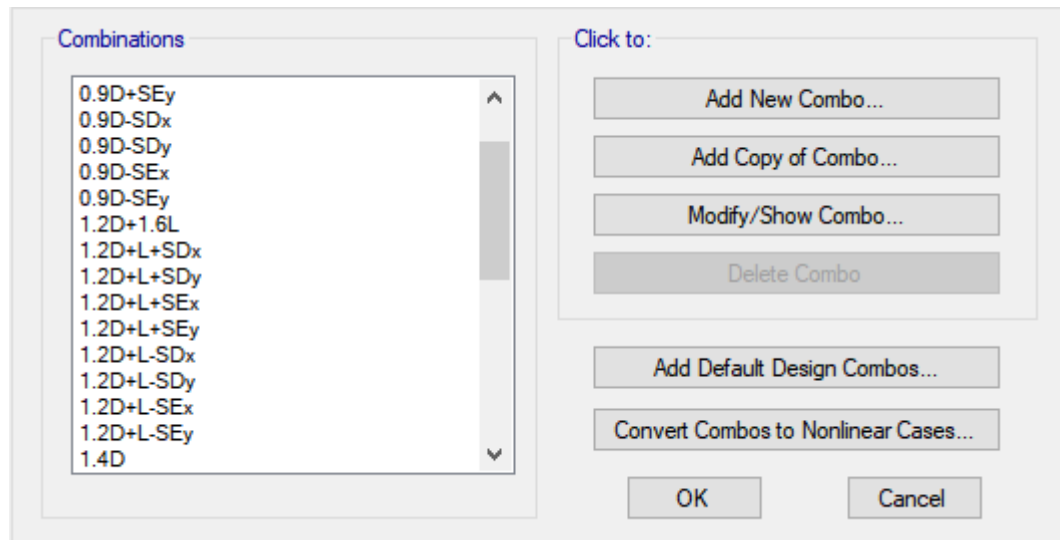


Figura 3.26. Combinaciones de carga para el diseño por capacidad.

Fuente: Autores.

Una vez analizada la estructura en el software, se obtiene la magnitud de las cargas que actúan en cada miembro estructural, en dependencia de las combinaciones de carga antes mencionadas. El programa expone las cargas actuantes en un elemento estructural como se indica en la figura 3.27.

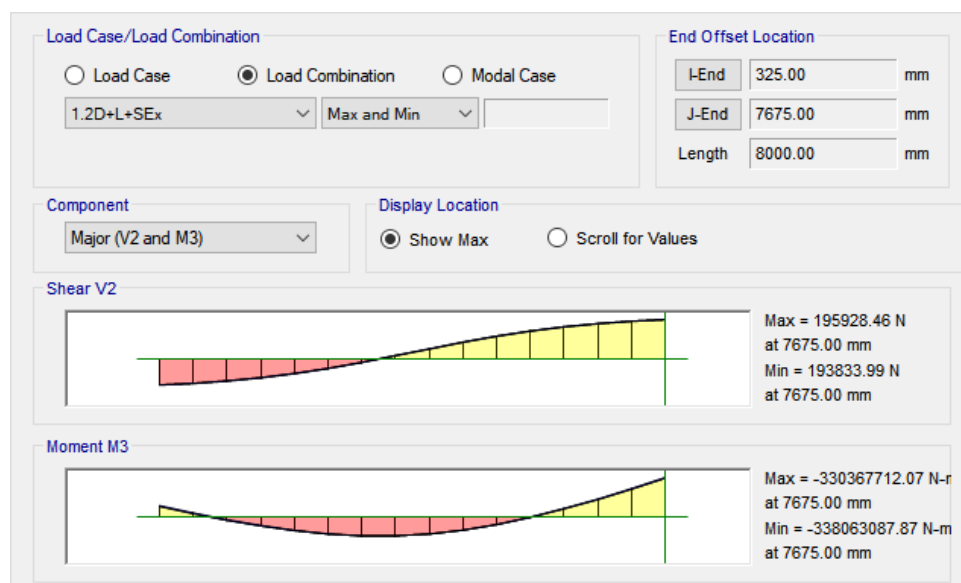


Figura 3.27. Cargas actuantes en un miembro estructural.

Fuente: Autores.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos de forma manual del diseño por capacidad y simultáneamente se verifica que los datos proporcionados por el software sean semejantes a dichos resultados.

### 3.3.5.1 Verificación del diseño de viga.

De las vigas que concurren en el nudo 2-B, se selecciona la viga B30 para la verificación del diseño a flexión y corte. Se presentan las propiedades de la viga mencionada, en la tabla 3.30.

Tabla 3.30. Propiedades del miembro estructural (Viga B30 – Nivel 5).

<b>Propiedades</b>					
<b>Sección B30 – Nivel 5</b>					
$b$	300	mm	$f'_c$	24	MPa
$h$	600	mm	$f_y$	420	MPa
$recub.$	50	mm	$Long.$	8000	mm
$d$	550	mm	$A_g$	180000	mm <sup>2</sup>
$f_{yt}$	413.69	mm	-	-	-

Fuente: Autores.

La tabla 3.31 representa la metodología del diseño a flexión de vigas presentada en la sección 3.2.3.1. Inicialmente se selecciona el mayor momento negativo para el diseño del refuerzo longitudinal superior, y para el refuerzo inferior se selecciona el mayor momento positivo. Dichos momentos se obtienen de las combinaciones de carga. Siguiendo la secuencia de la metodología, se determina el refuerzo longitudinal superior e inferior requerido para cumplir con las solicitaciones

Tabla 3.31. Diseño a flexión de la viga.

Diseño a flexión ( $\phi = 0.9$ )					
Solicitaciones					
Top			Bottom		
$M_u (-)$			$M_u (+)$		
-352469356		Nmm	181298495 Nmm		
1.2D + L – SEy		End-I	1.2D + 1.6L Middle		
Determinación del refuerzo longitudinal					
a	132.25	mm	63.51	mm	Ecuación 3.21
c	155.59	mm	74.72	mm	Ecuación 3.22
a <sub>máx</sub>	175.31	mm	175.31	mm	Ecuación 3.24
a ≤ a <sub>máx</sub>	caso 1		caso 1		-
A <sub>s</sub>	19.27	cm <sup>2</sup>	9.25	cm <sup>2</sup>	Ecuación 3.25
Capacidad nominal a flexión					
A <sub>s,real</sub>	19.64	cm <sup>2</sup>	9.42	cm <sup>2</sup>	-
	(4 Ø 25mm)		(3 Ø 20mm)		
M <sub>n</sub>	398093557.65	Nmm	247574639.12	Nmm	Ecuación 3.33
ϕM <sub>n</sub> > M <sub>u</sub>	cumple		cumple		Ecuación 3.16

Fuente: Autores.

El refuerzo longitudinal dado por el software Etabs es de  $19.27 \text{ cm}^2$  y  $9.25 \text{ cm}^2$  (figura 3.28), para la fibra superior e inferior respectivamente, resultandos iguales que los valores calculados manualmente. Los resultados completos del diseño a flexión, obtenidos del programa, se muestran en el anexo 1.

## ETABS 2016 Concrete Frame Design

### ACI 318-14 Beam Section Design

#### Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	B30	467	Viga 30x60cm - P5	8000	1	Sway Special

#### Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, $M_{u3}$

	End-I Rebar Area $\text{cm}^2$	End-I Rebar %	Middle Rebar Area $\text{cm}^2$	Middle Rebar %	End-J Rebar Area $\text{cm}^2$	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	19.27	1.07	5.42	0.3	17.12	0.95
Bot (-2 Axis)	8.98	0.5	9.25	0.51	8.05	0.45

#### Flexural Design Moment, $M_{u3}$

	End-I Design $M_u$ N-mm	End-I Station Loc mm	Middle Design $M_u$ N-mm	Middle Station Loc mm	End-J Design $M_u$ N-mm	End-J Station Loc mm
Top (+2 Axis)	-352469356	325	-88117338.9	5715	-317929922	7675
Combo	1.2D+L+SEx		1.2D+L+SEx		1.2D+L+SEx	
Bot (-2 Axis)	176234677.81	325	181270494.96	4245	158964960.8	7675
Combo	1.2D+L+SEx		1.2D+1.6L		1.2D+L+SEx	

Figura 3.28. Acero longitudinal de la viga B30, determinado por el software Etabs.  
Fuente: Autores.

Luego de verificar que el programa diseña correctamente el refuerzo longitudinal. Se detalla el refuerzo real con varillas comerciales y se verifica que el elemento posea una capacidad superior a la demanda.

A continuación, se procede a realizar el diseño a cortante de la viga, para lo cual se utiliza la metodología mencionada en la sección 3.2.3.2. La aplicación de esta metodología se resume en la tabla 3.32. La tabla presenta el cálculo de la fuerza cortante de diseño y del refuerzo transversal requerido.

Tabla 3.32. Diseño a cortante de la viga.

DISEÑO A CORTANTE ( $\phi = 0.75$ )			
Solicitaciones			
$P_u$	0	N	-
$V_g$	95951.67	N	-
Combinación	0.9D – SDy		-

Determinación de la fuerza de corte			
	Top	Bottom	
$A_{s,real}$	19.64 $cm^2$	9.42 $cm^2$	Tabla 3.31
$M_{pr}$	480244933.82 $Nmm$	252020498.16 $Nmm$	Ecuación 3.36
$l_n$	7350	$mm$	-
$V_p$	99627.95	$N$	Ecuación 3.35
$V_u (V_e)$	195579.62	$N$	Ecuación 3.35
Determinación de $V_c$			
$V_c$	134238.823	$N$	Ecuación 3.38
$V_u \leq \phi (V_c + 0.66 \sqrt{f'_c} b d)$	cumple		Ecuación 3.39
Condición (a)	cumple		-
Condición (b)	cumple		-
$\therefore V_c$ de diseño	0	$N$	-
Determinación del refuerzo transversal			
$(A_v/s)_{min}$	2.54	$cm^2/m$	Ecuación 3.41
$A_v/s$	11.46	$cm^2/m$	Ecuación 3.40

Fuente: Autores.

El refuerzo transversal dado por el software Etabs es 11.46  $cm^2/m$  (figura 3.29) para la sección más crítica del miembro estructural, al igual que el valor calculado manualmente. Por lo cual se comprueba que el programa diseña correctamente el refuerzo transversal. Los resultados completos del diseño a cortante, obtenidos del programa se presentan en el anexo 2.

### ETABS 2016 Concrete Frame Design

#### ACI 318-14 Beam Section Design

##### Beam Element Details (Shear Details)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	B30	467	Viga 30x60cm - P5	0.9D-SDy	325	8000	1	Sway Special

##### Section Properties

b (mm)	h (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	d <sub>s</sub> (mm)	d <sub>ct</sub> (mm)	d <sub>cb</sub> (mm)
300	600	300	0	50	50

##### Shear/Torsion Design for $V_{u2}$ and $T_u$

Rbar $A_{vs}$ $cm^2/m$	Rbar $A_t/S$ $cm^2/m$	Rbar $A_l$ $cm^2$	Design $V_{u2}$ $N$	Design $T_u$ $N\text{-mm}$	Design $M_{u3}$ $N\text{-mm}$	Design $P_u$ $N$
11.46	0	0	195579.62	25043.76	-129673118	0

##### Design Forces

Factored $V_{u2}$ $N$	Factored $M_{u3}$ $N\text{-mm}$	Design $V_{u2}$ $N$	Capacity $V_p$ $N$	Gravity $V_g$ $N$
95951.67	-129673118	195579.62	99627.95	95951.67

Figura 3.29. Acero transversal de la viga B30, determinado por el software Etabs.

Fuente: Autores.

En la tabla 3.33 se detalla el acero real con varillas comerciales con un espaciamiento que cumpla con las limitaciones de la normativa, considerando que dicho refuerzo va a ser colocado a lo largo del elemento y, por último, se verifica que sea capaz de soportar la demanda esperada.

Tabla 3.33. Detalle del refuerzo transversal y su espaciamiento.

Espaciamiento		
no debe exceder el menor de		
$d/4$	13.75	cm
6 veces el menor diametro de las varillas longitudinales	12	cm
150 mm	15	cm
$S_{,real}$	12	cm
Área real del refuerzo transversal		
$N^o$ de ramas	2	-
diámetro del estribo	10	mm
$A_{v,real}$	1.57	cm <sup>2</sup>
Resistencia nominal de la sección		
$A_v/s$	13.09	cm <sup>2</sup> /m
$V_s$	297835.42	N
$\phi V_n$	223376.56	N
$\phi V_n \geq V_u$	cumple	Ecuación 3.17

Fuente: Autores.

### 3.3.5.2 Verificación del diseño de columna.

Se selecciona como la columna C7 del nivel 5 para la verificación del diseño a flexo-compresión y corte. Para ello se exponen las propiedades de la columna mencionada, en la tabla 3.34.

Tabla 3.34. Propiedades del miembro estructural (Columna C7 – Nivel 5).

Propiedades					
Sección C7 – Nivel 5					
$b$	650	mm	$f'_c$	24	MPa
$h$	650	mm	$f_y$	420	MPa
recub.	50	mm	$f_{yt}$	413.69	mm
$d$	579	mm	Long.	3500	mm
$dc$	71	mm	$A_g$	422500	mm <sup>2</sup>

Fuente: Autores.

Para la verificación del diseño a flexo-compresión se utiliza la metodología descrita en la sección 3.2.4.1. La misma se fundamenta en el diagrama de interacción de fuerza axial-momento del elemento elaborado a partir de la distribución de acero longitudinal determinada por medio de un proceso iterativo. La disposición de las barras de refuerzo longitudinal debe cumplir con lo expuesto en 3.2.4.1.2.

En la sección C7 se establece una configuración de acero conformada de 12 varillas de 22mm y se elabora el diagrama de interacción de esfuerzos (figura 3.28), el mismo que es afín al proporcionado por el software Etabs. Obtenido el diagrama, se verifica que las cargas de todas las combinaciones se ubiquen dentro de la envolvente de resistencia, lo cual indica que la capacidad del elemento es suficiente para soportar dichas fuerzas.

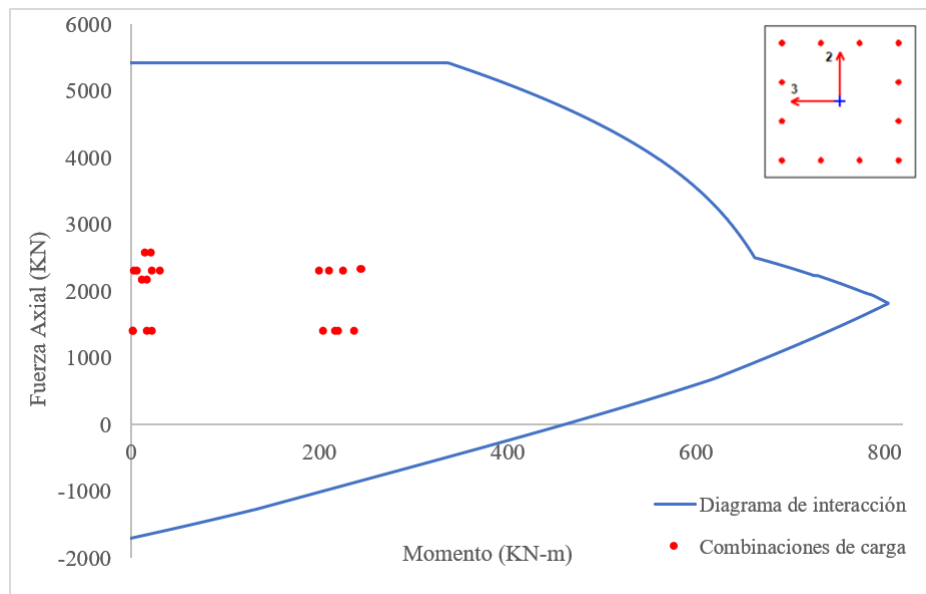


Figura 3.30. Diagrama de interacción de diseño incluyendo el factor  $\phi$ , para una sección de 65x65cm con una cuantía de 1.08%.  
Fuente: Autores.

En tabla 3.35, se detalla el proceso para comprobar que el miembro estructural C7 sea capaz de soportar la combinación de carga más desfavorable.

Tabla 3.35. Diseño a flexo-compresión de la columna C7 del nivel 5.

Diseño a flexo-compresión		
Solicitaciones		
$P_u$	2551934	$N$
$M_{u2}$	-245154805	$Nmm$
$M_{u3}$	-80524305	$Nmm$
Combinación	$1.2D + L - SEy$	

<b>Determinación del refuerzo longitudinal</b>		
$A_{s,min}$	42.25	$cm^2$
$A_{s,máx}$	226	$cm^2$
$\emptyset var. long.$	22	$mm$
$\acute{a}rea var. long.$	3.80	$cm^2$
$N^{\circ} var. long.$	12	$u$
$A_{s,real}$	45.62	$cm^2$
$cuantía (\rho)$	1.08	%
<b>Capacidad a fuerza axial (<math>\phi = 0.65</math>)</b>		
$P_{n,máx}$	8353439.50 N	Ecuación 3.44
$\phi P_{n,máx}$	5429735.68 N	-
$\phi P_{n,máx} \geq P_u$	cumple	Ecuación 3.18
<b>Capacidad a momento flexionante (<math>\phi = 0.65 - 0.9</math>)</b>		
$\phi M_n$	693754992 Nmm	Figura 3.28
$\phi M_n \geq M_u$	cumple	Ecuación 3.16
$D/C$	0.525	-

Fuente: Autores.

Siguiendo la metodología, se realiza la verificación de columna fuerte – viga débil, la misma que se detalla en la tabla 3.36.

Tabla 3.36. Comprobación de columna fuerte – viga débil de la columna C7 del nivel 5.

Comprobación de columna fuerte – viga débil			
Combinación	0.9D + SDy		
Momento nominal de vigas			
	Top	Bottom	
$A_{s,real} \text{ (cm}^2\text{)}$	19.64	9.42	Tabla 3.31
$M_n \text{ (Nmm)}$	398093557.65	204813518.82	Ecuación 3.33
Momento nominal de columnas			
	Superior	Inferior	
$P_u \text{ (N)}$	-1040733.30	-1375521.32	-
$M_n \text{ (Nmm)}$	736883769.73	793907019.37	-
Relación columna-viga			
	Eje mayor	Eje menor	
$\Sigma M_n \text{ vigas (Nmm)}$	602907076.47	602907076.47	-
$\Sigma M_n \text{ columnas (Nmm)}$	1530790789	1530790789	-
$C/V$	2.539	2.539	Ecuación 3.45
$C/V > 1.2$	cumple	cumple	-

Fuente: Autores.

Como se observa en la anterior tabla, la relación columna-viga calcula es 2.539 para ambos ejes, lo cual significa que se cumple el criterio de columna fuerte-viga débil.

Dicha relación es idéntica a la proporcionada por el software Etabs (figura 3.31). Los datos completos del criterio columna fuerte-viga débil proporcionados por el programa se presentan en el anexo 4.

## ETABS 2016 Concrete Frame Design

### ACI 318-14 Column Section Design

#### Column Element Details (Beam/Column Capacity Ratio)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	C7	127	Col. 65x65cm	0.9D+SDy	2900	3500	1	Sway Special

#### Sum of Beam and Column Capacities About the Axes of the Column Below

	SumBeamCap Major N-mm	SumColCap Major N-mm	SumBeamCap Minor N-mm	SumColCap Minor N-mm
Clockwise	602907076.47	1530790789	602907076.47	1530790789
CounterClockwise	602907076.47	1530790789	602907076.47	1530790789

#### Beam-Column Flexural Capacity Ratios

	(6/5)B/C Major	(6/5)B/C Minor	Col/Beam Major	Col/Beam Minor
Clockwise	0.473	0.473	2.539	2.539
CounterClockwise	0.473	0.473	2.539	2.539

Figura 3.31. Relación columna fuerte-viga débil del elemento C7, determinado por el software Etabs.  
Fuente: Autores.

Posteriormente se utiliza la metodología mencionada en la sección 3.2.4.2 para realizar la verificación del diseño a cortante de la columna. La tabla 3.37. presenta el cálculo de la fuerza cortante de diseño y del refuerzo transversal requerido.

Tabla 3.37. Diseño a cortante de la columna C7 del nivel 5.

Diseño a cortante ( $\phi = 0.75$ )			
Solicitaciones			
$P_u$	2282081.21		$N$
$V_{u,2}$	6624.30		$N$
$V_{u,3}$	68986.20		$N$
Combinación		$1.2D + L - SDy$	
Determinación de la fuerza cortante de diseño			
$V_p^c$ columnas			
$M_{pr,top} ; M_{pr,bottom}$	987362447.93	$Nmm$	-
$L$	2850	$mm$	-
$V_p^c_{,2}$	692885.93	$N$	Ecuación 3.46
$V_p^c_{,3}$	692885.93	$N$	Ecuación 3.46



$V_p^v$ vigas			
	Top	Bottom	
$A_{s,real} (cm^2)$	19.64	9.42	Tabla 3.31
$M_{pr,A} ; M_{pr,B} (Nmm)$	480244933.82	252020498.16	Ecuación 3.36
$l_c$	3500	mm	-
$V_p^v_{,2}$	209218.69	N	Ecuación 3.47
$V_p^v_{,3}$	209218.69	N	Ecuación 3.47
Fuerza cortante de diseño			
$V_p$ de diseño ( $V_e$ )	209218.69	N	-
$V_{u,máx}$	68986.20	N	-
$V_c$	424783.2384	N	Ecuación 3.38
Condición (a)	cumple		-
Condición (b)	no cumple		-
$\therefore \phi V_c$ de diseño	318587.43	N	-
Determinación del refuerzo transversal			
$V_u > 0.5\phi V_c$	cumple		Sección 3.2.4.2.1
$A_v/s$	0	cm <sup>2</sup> /m	Ecuación 3.40
$(A_v/s)_{min}$	5.42	cm <sup>2</sup> /m	Ecuación 3.41

Fuente: Autores.

El refuerzo transversal dado por el software Etabs es 5.42  $cm^2/m$  (figura 3.32) para el eje más crítico del miembro estructural, al igual que el valor calculado manualmente. Con lo cual se verifica que el programa diseña correctamente el refuerzo transversal de la columna. Los datos completos del diseño a cortante de la columna C7 proporcionados por el programa se presentan en el anexo 5.

### ETABS 2016 Concrete Frame Design

#### ACI 318-14 Column Section Design

##### Column Element Details (Shear Details)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	C7	127	Col. 65x65cm	1.2D+L-SDy	2900	3500	1	Sway Special

##### Shear Design for $V_{u2}$ , $V_{u3}$

	Rebar $A_v/s$ cm <sup>2</sup> /m	Design $V_u$ N	Design $P_u$ N	Design $M_u$ N-mm	$\phi V_c$ N	$\phi V_s$ N	$\phi V_n$ N
Major Shear(V2)	5.42	209218.69	2284633.77	6361818.09	318587.43	96970.52	415557.95
Minor Shear(V3)	5.42	209218.69	2284633.77	57797259.77	318587.43	96970.52	415557.95

##### Design Forces

	$V_u$ N	$P_u$ N	$M_u$ N-mm	Capacity $V_p$ N
Major Shear(V2)	6624.3	2282081.21	6361818.09	209218.69
Minor Shear(V3)	68986.2	2282081.21	-39854266.07	209218.69

Figura 3.32. Refuerzo transversal de la columna C7, determinado por el software Etabs.

Fuente: Autores.

En la tabla 3.38. se determina el refuerzo transversal mínimo especificado por la normativa de diseño. Luego se realiza el detallamiento del refuerzo real que va a ser colocado a lo largo de la columna y se verifica que el elemento tenga la capacidad suficiente para soportar la demanda de corte.

Tabla 3.38. Detallamiento del refuerzo transversal de la columna.

Longitud de confinamiento		
<i>lado mayor de la sección</i>	65	cm
<i>1/6 de la luz libre</i>	47.5	cm
450 mm	45	cm
$l_{0,real}$	65	cm
Espaciamiento		
<i>1/4 del lado menor de la sección</i>	16.25	cm
<i>6 * diámetro menor del var. long.</i>	13.2	cm
$s_0$	15	cm
$s_{,real}$	12	cm
Refuerzo transversal mínimo		
$h_x$	183.33	mm
$b_c; h_c$	550	mm
$A_{ch}$	302500	mm <sup>2</sup>
$(P_u \leq 0.3 A_g f'_c)$ y $(f''_c < 70 \text{ MPa})$	cumple	Tabla 3.17
$\frac{A_{sh}}{s b_c}$	(a)	
	(b)	
$(A_{sh}/s)_{,min}$	37.40	cm <sup>2</sup> /m
Refuerzo a cortante real		
Nº de ramas	4.00	u
Diámetro del estribo	12	mm
Área del estribo	113.10	cm <sup>2</sup>
$A_{sh,real}$	4.52	cm <sup>2</sup>
Resistencia nominal de la sección		
$(A_{sh}/s)_{,real}$	37.70	cm <sup>2</sup> /m
$V_s$	913621.80	N
$\phi V_n$	685216.35	N
$\phi V_n \geq V_u$	cumple	Ecuación 3.17

Fuente: Autores.

### 3.3.5.3 Verificación del diseño de nudos.

Por último, se verifica el diseño a cortante del escogido. Para ello se exponen las propiedades del nudo 2-B, en la tabla 3.39.

Tabla 3.39. Propiedades del nudo 2-B del nivel 5.

<b>Propiedades</b>					
<b>Nudo 2-B - Nivel 5</b>					
$b_j$	650	mm	$f'_c$	24	MPa
$h_j$	650	mm	$l_c$	3500	mm
$A_j$	422500	mm	-	-	-

Fuente: Autores.

Para el diseño del nudo se utiliza la metodología expuesta en la sección 3.2.5.1. En la tabla 3.40 se determina la capacidad a corte, la cual es igual en ambas direcciones de análisis, dado que el área efectiva del nudo es la misma para los 2 ejes. Luego se calcula la demanda de corte en base a un equilibrio de fuerzas.

Tabla 3.40. Diseño a cortante del nudo.

Diseño a cortante ( $\phi = 0.85$ )				
Combinación	0.9D+SEx			
Resistencia a cortante del nudo				
Configuración del nudo	Otros casos		-	Tabla 3.18
$V_n$	2062400.90		$N$	
Fuerza cortante de diseño del nudo				
	Top	Bottom		
$A_{s,real}$	19.64	9.42	$cm^2$	Tabla 3.31
$M_{pr}$	480244933.82	252020498.16	$Nmm$	Ecuación 3.36
	Eje 2	Eje 3		
$T_{pr}$	1031100	1031100	$N$	Ecuación 3.54
$C'_{pr}$	494550	494550	$N$	Ecuación 3.55
$V_{col}$	209218.69	209218.69	$N$	Ecuación 3.52
$V_u$	1316431.31	1316431.31	$N$	Ecuación 3.53
$\phi V_n$	1753040.77		$N$	-
$\phi V_n \geq V_u$	cumple		-	Ecuación 3.17
$D/C$	0.751	0.751	-	-

Fuente: Autores.

La relación demanda-capacidad calculada por el software Etabs es de 0.751 (figura 3.33) para ambos ejes, dicho valor es igual al determinado manualmente. Con dicha relación se verifica que la capacidad del nudo es superior a la demanda. Los datos completos de la verificación a cortante del nudo 2-B proporcionados por el programa se presentan en el anexo 6.

**ETABS 2016 Concrete Frame Design****ACI 318-14 Column Section Design****Column Element Details (Joint Shear Details)**

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	C7	127	Col. 65x65cm	0.9D+SEx	2900	3500	1	Sway Special

**Section Properties**

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
650	650	73	37.3

**Shear Contributions for Beam Moment Capacities**

	Sum(T) Major N	Sum(C) Major N	Sum(C+T) Major N	Sum(T) Minor N	Sum(C) Minor N	Sum(C+T) Minor N
Clockwise	1031100	494550	1525650	1031100	494550	1525650
CounterClockwise	1031100	494550	1525650	1031100	494550	1525650

**Shear of Top Column for Beam Moment Capacities**

	SumBeamCap Major N-mm	VuTop Major N	SumBeamCap Minor N-mm	VuTop Minor N
Clockwise	732265431.99	209218.69	732265431.99	209218.69
CounterClockwise	732265431.99	209218.69	732265431.99	209218.69

**Joint Shear Design**

	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Top}$ N	Shear $\Phi V_c$ N
Major Shear, $V_{u2}$	0.751	1316431.31	1753040.77
Minor Shear, $V_{u3}$	0.751	1316431.31	1753040.77

Figura 3.33. Verificación a cortante del nudo 2-B, obtenido de software Etabs.

Fuente: Autores.

**3.3.5.4 Resultados globales de la estructura.**

Una vez comprobado que el software Etabs realiza correctamente el diseño de los elementos estructurales, se procede a presentar los resultados globales del diseño por capacidad para cada nivel de la estructura. Para la obtención de los resultados se realizó el diseño de los elementos más críticos de cada nivel, y se colocó el refuerzo diseñado (longitudinal y transversal) en todos los elementos de cada piso.

En las tablas 3.41 y 3.42, se presentan los resultados del diseño a flexión y corte de vigas. Las tablas exponen el detalle del refuerzo y la relación demanda-capacidad (D/C) para la sección más crítica de cada nivel.

Tabla 3.41. Resultados del diseño a flexión de vigas.

Nivel	Sección <i>cm</i>	Refuerzo longitudinal		Área	Cuantía	D/C
				<i>cm<sup>2</sup></i>		
8	25X50	Superior	2Ø25 + 2Ø18	14.9	1.92%	0.991
		Inferior	2Ø18 + 2Ø16	9.1		
7	25X50	Superior	4Ø25	19.64	2.50%	0.986
		Inferior	2Ø22 + 2Ø16	11.62		
6	30X60	Superior	5Ø22	19	1.58%	0.995
		Inferior	3Ø20	9.42		
5	30X60	Superior	4Ø25	19.64	1.61%	0.984
		Inferior	3Ø20	9.42		
4	40X70	Superior	4Ø25	19.64	1.04%	0.993
		Inferior	3Ø20	9.42		
3	40X70	Superior	4Ø25	19.64	1.04%	0.982
		Inferior	3Ø20	9.42		
2	40X70	Superior	5Ø22	19	1.02%	0.999
		Inferior	3Ø20	9.42		
1	40X70	Superior	2Ø25 + 2Ø22	17.42	0.94%	0.986
		Inferior	2Ø20 + 1Ø18	8.82		

Fuente: Autores.

Tabla 3.42. Resultados del diseño a corte de vigas.

Nivel	Sección <i>cm</i>	Ø Estribo <i>mm</i>	Ramales <i>u</i>	Zona de fluencia			Fuera de la zona de fluencia	
				Long. ( <i>cm</i> )	s ( <i>cm</i> )	D/C	s ( <i>cm</i> )	D/C
8	25X50	10	2	100	8	0.530	13	0.900
7	25X50	10	2	100	8	0.875	10	0.854
6	30X60	10	2	120	12	0.867	15	0.897
5	30X60	10	2	120	12	0.876	15	0.908
4	40X70	10	2	140	9	0.799	12	0.830
3	40X70	10	2	140	9	0.798	12	0.829
2	40X70	10	2	140	9	0.789	12	0.818
1	40X70	10	2	140	10	0.679	13	0.730

Fuente: Autores.

Las tablas 3.43 y 3.44, presentan los resultados del diseño a flexo-compresión y corte de columnas como lo son: el detalle del refuerzo longitudinal y transversal, la relación demanda-capacidad (D/C) y la relación columna fuerte – viga débil, para la sección más crítica de cada nivel.

Tabla 3.43. Resultados del diseño a flexo-compresión de columnas.

Nivel	Sección <i>cm</i>	Refuerzo longitudinal	Área <i>cm<sup>2</sup></i>	Cuantía	D/C	C/V
8	60X60	12 Ø 22mm	45.62	1.27%	0.366	1.231
7	60X60	12 Ø 22mm	45.62	1.27%	0.360	2.058
6	65X65	12 Ø 22mm	45.62	1.08%	0.382	1.974
5	65X65	12 Ø 22mm	45.62	1.08%	0.526	2.537
4	70X70	16 Ø 22mm	60.82	1.24%	0.524	2.575
3	70X70	16 Ø 22mm	60.82	1.24%	0.641	3.077
2	70X70	16 Ø 22mm	60.82	1.24%	0.757	3.297
1	70X70	16 Ø 22mm	60.82	1.24%	0.875	3.681

Fuente: Autores.

Tabla 3.44. Resultados del diseño a corte de columnas.

Nivel	Sección <i>cm</i>	ØVarilla <i>mm</i>	Ramales <i>u</i>	Zona de confinamiento			Fuera de la zona de confinamiento	
				<i>l<sub>0</sub> (cm)</i>	<i>S (cm)</i>	D/C	<i>S (cm)</i>	D/C
8	60X60	12	4	60	11	0.412	13	0.487
7	60X60	12	4	60	11	0.257	13	0.303
6	65X65	12	4	65	12	0.305	13	0.330
5	65X65	12	4	65	12	0.310	13	0.336
4	70X70	12	4	70	12	0.355	13	0.385
3	70X70	12	4	70	12	0.355	13	0.385
2	70X70	12	4	70	12	0.348	13	0.377
1	70X70	12	4	70	12	0.302	13	0.327

Fuente: Autores.

Con respecto al diseño de los nudos, el refuerzo longitudinal de los elementos que lo confinan (vigas y columnas) debe extenderse a lo largo de nudo y el refuerzo transversal debe ser el mismo requerido en la zona de confinamiento de la columna presentado en la tabla 3.44 (diseño a corte de columnas). En la tabla 3.45, se presenta la relación demanda-capacidad para el nudo más crítico de cada nivel.

Tabla 3.45. Verificación a corte de nudos.

Nivel	Área del nudo <i>cm<sup>2</sup></i>	D/C
8	3600	0.844
7	3600	0.983
6	4225	0.734
5	4225	0.751
4	4900	0.622
3	4900	0.622
2	4900	0.608
1	4900	0.569

Fuente: Autores.

En las figuras 3.34, 3.35 y 3.36 se presentan ejemplos del detallamiento del refuerzo expuesto en las anteriores tablas.

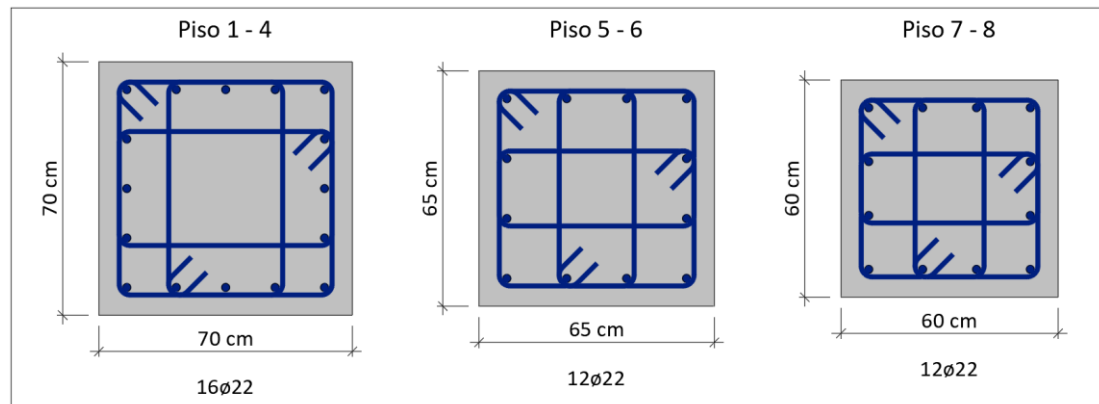


Figura 3.34. Configuración de refuerzo para las distintas secciones de columnas.  
Fuente: Autores.

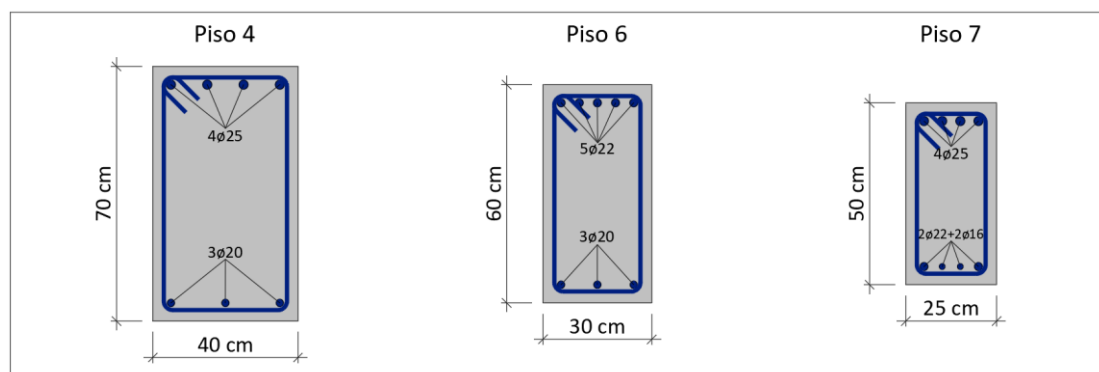


Figura 3.35. Configuración de refuerzo para las distintas secciones de vigas.  
Fuente: Autores.

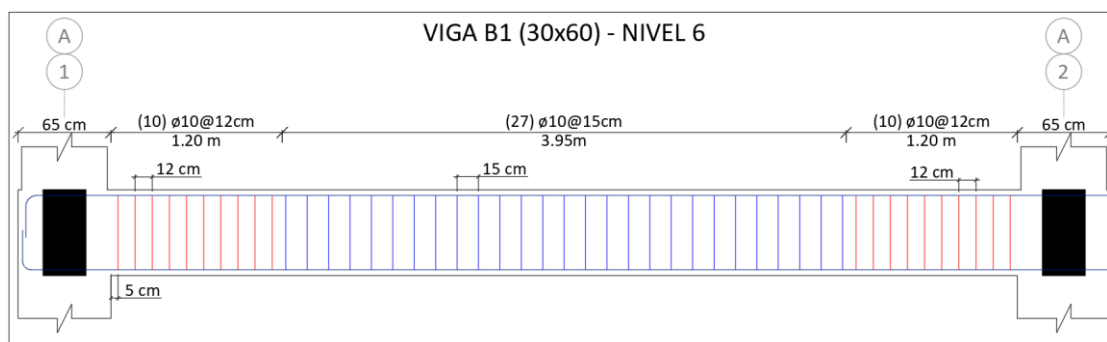


Figura 3.36. Detallamiento de refuerzo transversal de la viga B1 del nivel 6.  
Fuente: Autores.

Por último, en la tabla 3.46 se presenta el peso del acero de refuerzo requerido, por diámetro de varilla. Determinado para columnas y vigas del sistema sismo resistente.

Tabla 3.46. Peso de acero de refuerzo requerido para el modelo de la edificación con un  $R=8$ .

<b>Modelo con <math>R=8</math></b>		
<b>Varilla (mm)</b>	<b>Vigas (ton)</b>	<b>Columnas (ton)</b>
28	0.00	0.00
25	27.74	0.00
22	15.04	35.81
20	15.09	0.00
18	3.60	0.00
16	2.27	0.00
12	0.00	23.86
10	23.52	0.00
Subtotal	87.26	59.67
<b>Total</b>	<b>146.93</b>	

Fuente: Autores.



## CAPÍTULO IV

### EFECTOS DE LA MODIFICACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA R

En el capítulo anterior se diseñó la edificación con el factor de reducción de resistencia sísmica propuesto por la NEC-2015, el mismo que es igual a 8 para pórticos especiales sismo-resistentes de hormigón armado.

Con el fin de determinar los efectos en términos de dimensiones, peso y costo de los elementos estructurales que conforman el sistema sismo-resistente, en el presente capítulo se diseña la estructura en estudio con un factor R igual a 6. Lo que provoca mayores cargas laterales de diseño que demanda mayor capacidad al sistema sismo resistente. La metodología utilizada para el diseño tanto para serviciabilidad como por resistencia será la misma expuesta en el capítulo 3, con el propósito de comparar posteriormente los diseños con distinto valor del factor R y determinar los efectos.

#### 4.1 Influencia al reducir el factor R en el diseño base

##### 4.1.1 Influencia en el diseño por servicio

Es importante iniciar recalando que la disminución del factor de reducción de resistencia sísmica afecta directamente al cálculo del cortante basal. Por ende, las fuerzas laterales aumentan, demandando mayor capacidad al sistema sismo resistente. Por ello, inicialmente se compara las variables requeridas para el diseño por serviciabilidad que se modifican únicamente con la reducción del factor de reducción de fuerza sísmica, manteniendo iguales las secciones de los miembros estructurales (tabla 4.1).

Tabla 4.1. Comparación de variables requeridas para el diseño por serviciabilidad, sin cambio de secciones.

Variable	Modelo (R=8)	Modelo (R=6)	Variación
Factor de reducción de resistencia sísmica R.	8	6	-25.0%
Cortante basal V (Ton)	334.00	445.32	33.3%
Coefficiente de corte C	0.0449	0.0599	33.3%
Deriva elástica máxima (cm)	1.11	1.48	33.3%
Deriva inelástica máxima (%)	1.90%	1.90%	0.0%

Fuente: Autores.

En la tabla anterior se observa que al disminuir el factor de reducción de resistencia sísmica a 6, manteniendo iguales las secciones de los elementos estructurales, el cortante basal aumenta un 33.3%. Por ende, el coeficiente de corte y las derivas elásticas, se ven afectados en la misma proporción. Es importante notar que la deriva inelástica no sufre variación debido a que el factor R no influye en el diseño por serviciabilidad.

En la figura 4.1 se presenta gráficamente lo que sucede al disminuir el factor de reducción de resistencia. Como se aprecia las derivas elásticas varían en cada modelo, sin embargo, la deriva inelástica es igual. Esto se debe a que al dividir la fuerza cortante de diseño para el factor R y posteriormente multiplicar la deriva elástica por dicho factor para obtener la deriva inelástica, el factor R se anula y no tiene ninguna influencia en el diseño por serviciabilidad.

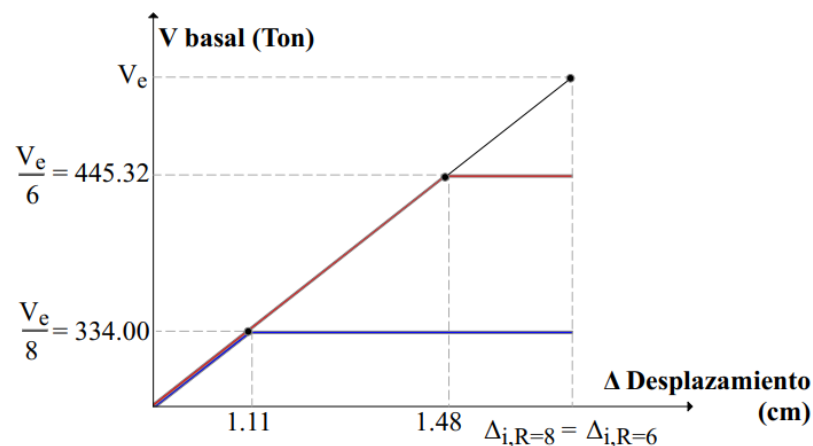


Figura 4.1. Comparación de resultados en modelos con diferente valor del factor R.  
Fuente: Autores.

El incremento de las derivas elásticas indica que, la edificación diseñada con el factor R=6 requiere menor ductilidad. Lo cual provoca que el sistema sismo resistente requiera mayor capacidad de deformarse elásticamente, pero este aumento de capacidad no se ve reflejado en el diseño por serviciabilidad sino, en el diseño por capacidad presentado en la siguiente sección.

#### 4.1.2 Influencia en el diseño por capacidad

En la tabla 4.2 se determina los efectos dentro el diseño por capacidad, al disminuir el factor de reducción de fuerza sísmica a 6, manteniendo iguales las secciones de los miembros estructurales y el refuerzo diseñado en el modelo base (R=8).

Tabla 4.2. Variación en la relación demanda-capacidad con un factor  $R=6$ , sin modificar el modelo base.

Piso	Diseño a flexión de vigas			Diseño a flexo-compresión de columnas		
	D/C			D/C		
	R=8	R=6	Variación	R=8	R=6	Variación
8	0.991	1.050	5.89%	0.366	0.397	8.47%
7	0.986	1.090	10.52%	0.36	0.41	13.89%
6	0.995	1.109	11.42%	0.382	0.441	15.45%
5	0.984	1.103	12.08%	0.526	0.601	14.26%
4	0.993	1.151	15.91%	0.524	0.533	1.72%
3	0.982	1.138	15.90%	0.641	0.642	0.16%
2	0.999	1.162	16.33%	0.757	0.759	0.26%
1	0.986	1.145	16.12%	0.875	0.881	0.69%
	<b>Promedio</b>		<b>13.02%</b>	<b>Promedio</b>		<b>6.86%</b>

Fuente: Autores.

En la tabla presentada se observa que, la relación D/C aumenta en promedio un 13.02% en el diseño a flexión de vigas, superando así, el límite de 1 en todos los niveles. En el caso de columnas, la relación D/C aumenta en promedio un 6.86%, no obstante, en todos los niveles la demanda no supera la capacidad. Esto se debe a que las columnas del diseño base están sobredimensionadas.

En lo que respecta al diseño a cortante de los elementos estructurales y los nudos, la relación D/C no varía. Esto ocurre debido a que, la demanda depende del refuerzo longitudinal de las vigas, por lo cual, al no variar el acero, la demanda no cambia.

Debido al incremento de la demanda, es necesario aumentar el refuerzo longitudinal de las vigas, con lo cual algunas secciones no cumplen varios requerimientos como: la relación columna fuerte-viga débil y la verificación a corte de nudos. Debido a esto es necesario rediseñar la estructura, cuyos resultados se presentan a continuación.

## 4.2 Rediseño de la edificación con $R=6$

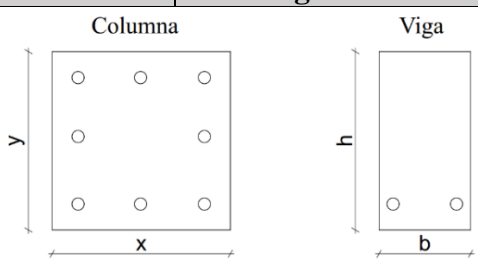
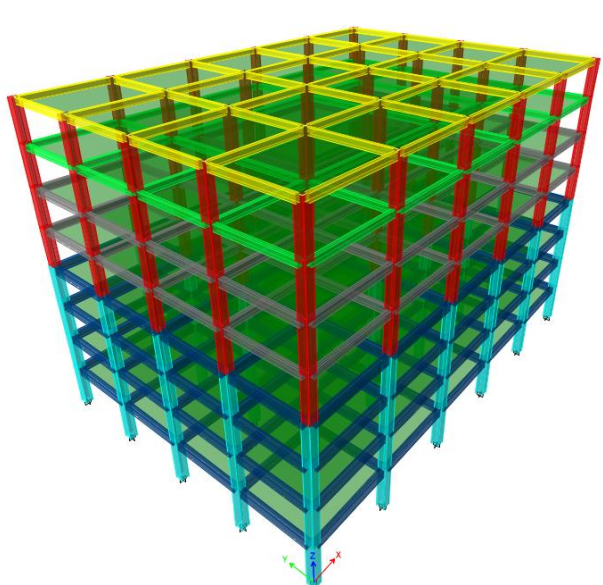
Al tratarse de la misma edificación las consideraciones iniciales para el diseño como el emplazamiento, tipo de suelo, geometría, material y ocupación, no se detallan ya que son las mismas expuestas en la sección 3.3.1.

De la misma forma la metodología y procedimiento utilizado para el diseño por serviciabilidad y capacidad son los mismos expuestos para el modelo base de la edificación en estudio, por ello a continuación se exponen los resultados que se consideran más relevantes para el presente estudio.

#### 4.2.1 Diseño por serviciabilidad

En la tabla 4.3, se presentan las secciones de los miembros estructurales, obtenidas luego de un proceso iterativo, que satisfacen los requerimientos tanto de serviciabilidad como de capacidad dados por el código sísmico.

Tabla 4.3. Secciones de los elementos estructurales diseñadas por serviciabilidad.

Diseño por serviciabilidad		Pórtico especial sismo-resistente de hormigón armado con vigas descolgadas			
<div><div><p>Columna</p></div></div>					
Secciones de los elementos estructurales					
Columnas					
Piso	x (cm)			y (cm)	Inercia (cm <sup>4</sup> )
1-4 <span></span>	70			70	2000833
5-8 <span></span>	65			65	1487552
Vigas					
Piso	h (cm)			b (cm)	Inercia (cm <sup>4</sup> )
1-4 <span></span>	70	40	1143333		
5-6 <span></span>	60	30	540000		
7 <span></span>	50	30	312500		
8 <span></span>	50	25	260416		

Fuente: Autores.

La tabla 4.4 presentan los resultados obtenidos del diseño por serviciabilidad, que cumplen con el control de derivas expuesto en la normativa (NEC-2015). La deriva inelástica máxima para cada dirección de análisis se representa gráficamente en la figura 4.2.

Tabla 4.4. Fuerzas laterales y derivas de piso en la dirección X y Y, para combinación Sy+Sx\_exc+.

Nivel	$W_i$ (Ton)	$F_x$ (Ton)	$V_i$ (Ton)	Dirección X			Dirección Y		
				$\delta_i$ (cm)	$\Delta e$ (cm)	$\Delta i$	$\delta_i$ (cm)	$\Delta e$ (cm)	$\Delta i$
8	832.41	109.89	109.89	9.70	1.18	1.52%	8.57	1.03	1.33%
7	871.72	94.81	204.69	8.52	1.37	1.76%	7.54	1.20	1.55%
6	895.92	77.96	282.65	7.15	1.48	1.90%	6.33	1.30	1.68%
5	895.92	59.94	342.59	5.67	1.40	1.79%	5.03	1.23	1.58%
4	991.96	48.21	390.80	4.28	1.22	1.57%	3.80	1.07	1.38%
3	991.96	32.04	422.84	3.06	1.21	1.55%	2.73	1.07	1.37%
2	991.96	18.18	441.02	1.85	1.12	1.43%	1.66	0.99	1.28%
1	1009.60	7.31	448.33	0.74	0.74	0.83%	0.67	0.67	0.75%
$\Sigma$	7481.44	448.33	-	$\Delta i$ máx. X		1.90%	$\Delta i$ máx. Y		1.68%

Fuente: Autores.

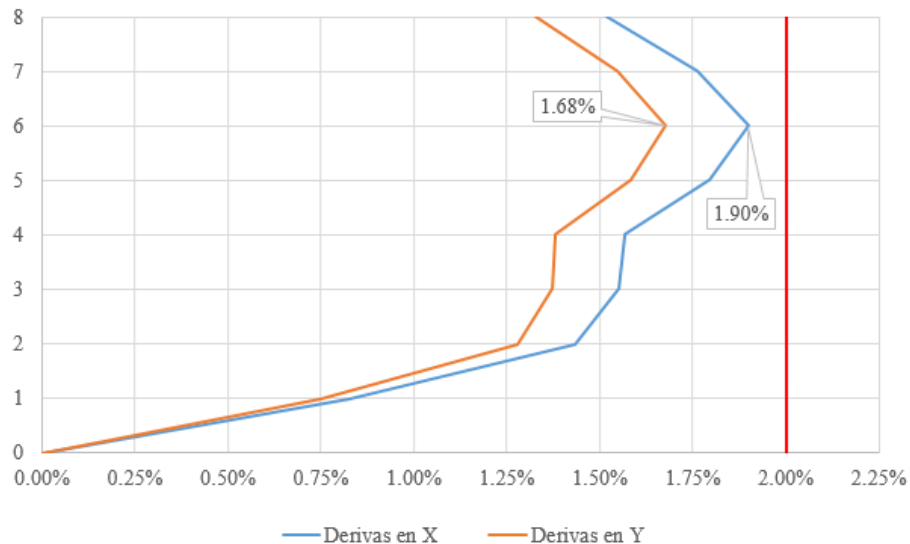


Figura 4.2. Derivas inelásticas en las direcciones X y Y.

Fuente: Autores.

En la tabla 4.5 se presenta como manera de resumen las variables que se consideran más importantes en el diseño por serviciabilidad.

Tabla 4.5. Resumen del diseño por serviciabilidad del modelo con R=6.

RESUMEN		
Periodo natural	1.731	seg
Cortante basal	448.33	Ton
Deriva inelástica máxima	1.90	%
Peso total	7481.44	Ton
Peso elementos estructurales	2346.72	Ton

Fuente: Autores.

#### 4.2.2 Diseño por capacidad

Para realizar el diseño por capacidad de la estructura con un factor  $R=6$ , se utiliza la metodología expuesta en el capítulo 3. Con la cual, se obtienen los resultados globales del diseño de vigas, columnas y nudos, presentados a continuación.

Cabe mencionar que, en el diseño de vigas, al reducir el factor  $R$ , hay la necesidad de incrementar la sección de la viga del nivel 7 debido a que, el acero requerido en la sección anterior superaba el requerimiento de cuantía máxima de 2.5% que especifica la normativa. Los resultados del diseño a flexión de vigas para las secciones críticas de cada nivel se presentan en la tabla 4.6.

Tabla 4.6. Resultados del diseño a flexión de vigas.

Nivel	Sección cm	Refuerzo longitudinal		Área cm <sup>2</sup>	Cuantía	D/C
8	25X50	Superior	2Ø25 + 2Ø20	16.1	2.02%	0.984
		Inferior	2Ø18 + 2Ø16	9.1		
7	30X50	Superior	2Ø28+2Ø25	22.14	2.31%	0.978
		Inferior	4Ø20	12.56		
6	30X60	Superior	2Ø28+2Ø25	22.14	1.80%	0.973
		Inferior	2Ø20+2Ø16	10.3		
5	30X60	Superior	2Ø28+2Ø25	22.14	1.80%	0.996
		Inferior	2Ø20+2Ø16	10.3		
4	40X70	Superior	5Ø25	24.55	1.28%	0.941
		Inferior	3Ø22	11.4		
3	40X70	Superior	5Ø25	24.55	1.28%	0.930
		Inferior	3Ø22	11.4		
2	40X70	Superior	5Ø25	24.55	1.28%	0.921
		Inferior	3Ø22	11.4		
1	40X70	Superior	2Ø28+2Ø25	22.14	1.16%	0.919
		Inferior	2Ø20+2Ø16	10.3		

Fuente: Autores.

En la tabla 4.7, se presentan los resultados del diseño a cortante de vigas para las secciones críticas de cada nivel.

Tabla 4.7. Resultados del diseño a corte de vigas.

Nivel	Sección <i>cm</i>	Ø Estribo <i>mm</i>	Ramales <i>u</i>	Zona de fluencia			Fuera de la zona de fluencia	
				<i>Long. (cm)</i>	<i>s (cm)</i>	<i>D/C</i>	<i>s (cm)</i>	<i>D/C</i>
8	25X50	10	2	100	8	0.544	13	0.919
7	30X50	10	2	100	8	0.929	10	0.909
6	30X60	10	2	120	12	0.919	15	0.962
5	30X60	10	2	120	12	0.918	15	0.961
4	40X70	10	2	140	9	0.917	12	0.988
3	40X70	10	2	140	9	0.912	12	0.981
2	40X70	10	2	140	9	0.902	12	0.967
1	40X70	10	2	140	10	0.936	13	0.962

Fuente: Autores.

En el diseño de columnas, se aumentaron las secciones de los niveles 7 y 8. Este incremento se debe a que, varios elementos de dichos niveles no cumplían con el criterio de columna fuerte–viga débil, además, el cortante en varios nudos superaba la capacidad resistente de los mismos.

En la tabla 4.8, se presentan los resultados del diseño a flexo-compresión de columnas para las secciones críticas de cada nivel.

Tabla 4.8. Resultados del diseño a flexo-compresión de columnas.

Nivel	Sección <i>cm</i>	Refuerzo longitudinal	Área <i>cm<sup>2</sup></i>	Cuantía	D/C	C/V
8	65X65	12 Ø 22mm	45.62	1.08%	0.345	1.313
7	65X65	12 Ø 22mm	45.62	1.08%	0.348	2.037
6	65X65	12 Ø 22mm	45.62	1.08%	0.436	1.852
5	65X65	12 Ø 22mm	45.62	1.08%	0.605	2.312
4	70X70	16 Ø 22mm	60.82	1.24%	0.537	2.128
3	70X70	16 Ø 22mm	60.82	1.24%	0.644	2.537
2	70X70	16 Ø 22mm	60.82	1.24%	0.761	2.661
1	70X70	16 Ø 22mm	60.82	1.24%	0.885	3.030

Fuente: Autores.

En la tabla 4.9 se presenta los resultados del diseño a cortante de columnas como el detalle del refuerzo transversal y la relación demanda-capacidad.

Tabla 4.9. Resultados del diseño a cortante de columnas.

Nivel	Sección <i>cm</i>	ØVarilla <i>mm</i>	Ramales <i>u</i>	Zona de confinamiento			Fuera de la zona de confinamiento	
				$l_0$ ( <i>cm</i> )	<i>S</i> ( <i>cm</i> )	D/C	<i>S</i> ( <i>cm</i> )	D/C
8	65X65	12	4	60	11	0.390	13	0.461
7	65X65	12	4	60	11	0.262	13	0.310
6	65X65	12	4	65	12	0.340	13	0.368
5	65X65	12	4	65	12	0.340	13	0.368
4	70X70	12	4	70	12	0.430	13	0.466
3	70X70	12	4	70	12	0.430	13	0.466
2	70X70	12	4	70	12	0.430	13	0.466
1	70X70	12	4	70	12	0.366	13	0.396

Fuente: Autores.

En el diseño nudos, el refuerzo longitudinal de los elementos que lo confinan (vigas y columnas) debe extenderse a lo largo de nudo y el refuerzo transversal debe ser el mismo requerido en la zona de confinamiento de la columna presentado en la tabla 4.9 (diseño a cortante de columnas). En la tabla 4.10, se presenta la relación demanda-capacidad para el nudo más crítico de cada nivel.

Tabla 4.10. Verificación a corte de nudos.

Nivel	Área del nudo <i>cm</i> <sup>2</sup>	D/C
8	4225	0.755
7	4225	0.929
6	4225	0.841
5	4225	0.841
4	4900	0.773
3	4900	0.773
2	4900	0.773
1	4900	0.706

Fuente: Autores.



Por último, en la tabla 4.11 se presenta el peso del acero de refuerzo requerido, por diámetro de varilla. Determinado para columnas y vigas del sistema sismo resistente.

Tabla 4.11. Peso de acero de refuerzo requerido para el modelo de la edificación con un  $R=6$ .

<b>Modelo con <math>R=6</math></b>		
<b>Varilla (mm)</b>	<b>Vigas (ton)</b>	<b>Columnas (ton)</b>
28	13.92	0.00
25	34.68	0.00
22	9.67	35.81
20	10.65	0.00
18	1.44	0.00
16	4.54	0.00
12	0.00	24.40
10	23.75	0.00
Subtotal	98.65	60.20
<b>Total</b>	<b>158.86</b>	

Fuente: Autores.

Los resultados presentados, serán utilizados para posteriormente compararlos con los resultados obtenidos en el capítulo 3.

#### 4.2.3 Efectos al reducir el factor $R$ de 8 a 6

Una vez analizadas y diseñadas las estructuras, por una parte, el diseño base con un factor de reducción de resistencia sísmica  $R=8$ , y por otro lado el diseño de la edificación con un  $R=6$ . Se llega a comparar variables claves en las dos principales etapas: diseño por serviciabilidad y diseño por capacidad. Con el propósito de determinar los efectos que surgen por la variación del factor  $R$  dentro del diseño sismo-resistente.

##### 4.2.3.1 Efectos en el diseño por serviciabilidad

En la tabla 4.12, se determina la variación de los resultados obtenidos de los diseños con distinto valor de  $R$ .

Tabla 4.12. Comparación de variables del diseño por serviciabilidad, con distinto valor del factor R.

Variable	Modelo con R=8	Modelo con R=6	Variación
Factor de reducción de resistencia sísmica R.	8	6	-25.0%
Cortante basal V (Ton)	334.00	448.33	34.2%
Coefficiente de corte C	0.0449	0.0599	33.3%

Fuente: Autores.

En la tabla 4.12 se puede observar que al disminuir el factor de reducción de resistencia sísmica a 6, el cortante basal aumenta un 34.2% con respecto al cortante calculado en el modelo con un R=8. Por ende, el coeficiente de corte, el mismo que se encarga de definir las cargas sísmicas de diseño en el software ETABS, se ve afectado de forma similar en un 33.3%.

Para cuantificar las variaciones en el diseño por serviciabilidad al reducir el valor del factor R, se realiza la tabla 4.13, la misma que compara las derivas elásticas e inelásticas de los dos modelos por cada nivel.

Tabla 4.13. Comparación de derivas elásticas e inelásticas, entre modelos con diferente valor de R.

Nivel	Derivas elásticas $\Delta e$ (cm)			Derivas inelásticas $\Delta i$ (%)		
	R=8	R=6	Variación	R=8	R=6	Variación
8	0.93	1.18	26.9%	1.60%	1.52%	-5.0%
7	1.09	1.37	25.7%	1.87%	1.76%	-5.9%
6	1.11	1.48	33.3%	1.91%	1.90%	-0.5%
5	1.04	1.4	34.6%	1.79%	1.79%	0.0%
4	0.91	1.22	34.1%	1.56%	1.57%	0.6%
3	0.9	1.21	34.4%	1.54%	1.55%	0.6%
2	0.83	1.12	34.9%	1.42%	1.43%	0.7%
1	0.55	0.74	34.5%	0.82%	0.83%	1.2%
<b>Promedio</b>			<b>32.3%</b>	<b>-</b>		<b>-1.0%</b>

Fuente: Autores.

En la tabla 4.13 se observa que al disminuir a 6 el factor R, las derivas elásticas aumentan alrededor de un 32.3%. Mientras que, las derivas inelásticas varían en promedio un 1.0%.

Se puede notar en la tabla 4.14 que, debido de la reducción del factor a un  $R=6$ , las secciones de los miembros estructurales aumentaron en términos de inercia en promedio un 9.4% en las columnas y un 2.5% en vigas. Provocando de tal forma que el peso global de los elementos estructurales se incremente en un 2.2% en comparación al modelo realizado con un  $R=8$ .

Tabla 4.14. Análisis comparativo entre modelos con diferente valor del factor R.

Niveles	R=8		R=6		Variación		
	Secciones						
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas		Columnas	Vigas
8	60x60	25x50	65x65	25x50	Inercia	37.7%	0.0%
7	60x60	25x50	65x65	30x50		37.7%	20.0%
1-6	70x70	40x70	70x70	40x70		0.0%	0.0%
Variables					$\bar{x}$	9.4%	2.5%
Peso Total (Ton)	7431.24		7481.44		0.7%		
Peso Elementos estructurales (Ton)	2296.52		2346.72		2.2%		
Cortante Basal (Ton)	334.00		448.33		34.2%		
Tn (seg)	1.729		1.731		0.1%		
Deriva máx. inelástica	1.91%		1.90%		-0.5%		

Fuente: Autores.

#### 4.2.3.2 Efectos en el diseño por capacidad

Con los resultados obtenidos del diseño por capacidad, se determinan los efectos en los elementos estructurales.

##### 4.2.3.2.1 Efectos en vigas

En la tabla 4.15, se determina las variaciones del refuerzo longitudinal y de la relación demanda-capacidad, para las secciones más críticas de cada nivel al disminuir el factor R.

Tabla 4.15. Análisis comparativo del diseño a flexión de vigas para distintos valores de R.

<b>Diseño a flexión de vigas</b>								
<b>Nivel</b>	<b>Secciones (cm)</b>		<b>Área total de refuerzo (cm<sup>2</sup>)</b>			<b>D/C</b>		
	<b>R=8</b>	<b>R=6</b>	<b>R=8</b>	<b>R=6</b>	<b>Variación</b>	<b>R=8</b>	<b>R=6</b>	<b>Variación</b>
8	25X50	25X50	24.00	25.20	5.00%	0.9912	0.9839	-0.74%
7	25X50	30X50	31.26	34.70	11.00%	0.9862	0.9778	-0.85%
6	30X60	30X60	28.42	32.44	14.14%	0.9950	0.9731	-2.21%
5	30X60	30X60	29.06	32.44	11.63%	0.9838	0.9958	1.22%
4	40X70	40X70	29.06	35.95	23.71%	0.9929	0.9405	-5.28%
3	40X70	40X70	29.06	35.95	23.71%	0.9822	0.9303	-5.28%
2	40X70	40X70	28.42	35.95	26.50%	0.9989	0.9212	-7.78%
1	40X70	40X70	26.24	32.44	23.63%	0.9856	0.9190	-6.76%
<b>Promedio</b>					<b>17.42%</b>			

Fuente: Autores.

Al reducir el factor R aumenta la demanda, debido a esto se observa en la tabla 4.15 que, incrementa el refuerzo longitudinal en todos los niveles con un valor máximo de 26.50% y un promedio de variación de 17.42%, con respecto a la edificación base con R=8.

A más del incremento de la demanda, también aumenta la capacidad a flexión de las secciones, debido al incremento del acero, por lo cual se observan variaciones negativas en la relación demanda-capacidad.

En cuanto al diseño a corte de vigas, se analiza la relación demanda-capacidad dentro y fuera de la zona de fluencia, como se muestra en la tabla 4.16.

Tabla 4.16. Análisis comparativo del diseño a corte de vigas para distintos valores de R.

<b>Diseño a cortante de vigas</b>								
<b>Nivel</b>	<b>Secciones (cm)</b>		<b>D/C - Zona de fluencia</b>			<b>D/C - Fuera de la zona de fluencia</b>		
	<b>R=8</b>	<b>R=6</b>	<b>R=8</b>	<b>R=6</b>	<b>Variación</b>	<b>R=8</b>	<b>R=6</b>	<b>Variación</b>
8	25X50	25X50	0.530	0.544	2.67%	0.900	0.919	2.20%
7	25X50	30X50	0.875	0.929	6.10%	0.854	0.909	6.45%
6	30X60	30X60	0.867	0.919	6.00%	0.897	0.962	7.23%
5	30X60	30X60	0.876	0.918	4.87%	0.908	0.961	5.85%
4	40X70	40X70	0.799	0.917	14.75%	0.830	0.988	18.94%
3	40X70	40X70	0.798	0.912	14.25%	0.829	0.981	18.30%
2	40X70	40X70	0.789	0.902	14.34%	0.818	0.967	18.19%
1	40X70	40X70	0.679	0.936	37.85%	0.730	0.962	31.76%
<b>Promedio</b>					<b>12.61%</b>	<b>Promedio</b>		<b>13.62%</b>

Fuente: Autores.

Debido a que se mantienen las alturas de las vigas y el detallamiento del refuerzo transversal del modelo base, la capacidad a cortante es la misma para ambos modelos.

Como se observa en la tabla 4.16, la relación demanda-capacidad se incrementa en todos los niveles, con un valor máximo de 37.85% y un promedio de 12.61% dentro de la zona de fluencia. Mientras que, en el centro de las vigas se tiene un incremento máximo de 31.76% y un promedio total de 13.62%. Al usar un factor  $R=8$ , la relación  $D/C$  está alrededor del 0.9, mientras que en el modelo con  $R=6$ , la relación se acerca al límite de diseño.

#### 4.2.3.2.2 Efectos en columnas

En la tabla 4.17, se determina la variación de la relación demanda-capacidad ( $D/C$ ) y del criterio columna fuerte-viga débil ( $C/V$ ), para los distintos valores del factor  $R$ .

Tabla 4.17. Análisis comparativo del diseño a flexo-compresión de columnas, para distintos valores del factor  $R$ .

Diseño a flexo-compresión de columnas								
Nivel	Secciones (cm)		D/C			C/V		
	R=8	R=6	R=8	R=6	Variación	R=8	R=6	Variación
8	60X60	65X65	0.366	0.345	-5.74%	1.231	1.313	6.66%
7	60X60	65X65	0.36	0.348	-3.33%	2.058	2.037	-1.02%
6	65X65	65X65	0.382	0.436	14.14%	1.974	1.852	-6.18%
5	65X65	65X65	0.526	0.605	15.02%	2.537	2.312	-8.87%
4	70X70	70X70	0.524	0.537	2.48%	2.575	2.128	-17.36%
3	70X70	70X70	0.641	0.644	0.47%	3.077	2.537	-17.55%
2	70X70	70X70	0.757	0.761	0.53%	3.297	2.661	-19.29%
1	70X70	70X70	0.875	0.885	1.14%	3.681	3.03	-17.69%
			Promedio		3.09%	Promedio		-10.16%

Fuente: Autores.

En la tabla 4.17, se observan valores bajos de  $D/C$  en la mayoría de niveles, para ambos valores de  $R$ , lo cual revela que las columnas se encuentran sobredimensionadas. Esto se debe a que, su diseño se controló en mayor parte por serviciabilidad.

Al cambiar el factor  $R$  a 6, la relación  $D/C$  disminuye en los últimos niveles debido al cambio de sección. Mientras que, en las secciones iguales a las del modelo base, incrementa la relación  $D/C$  con un máximo de 15.02% y un promedio de 3.09%. Por

otro lado, los valores de C/V disminuyen en la mayoría de niveles, con un máximo de 19,29% y un promedio de 10.16%, esto ocurre debido a que se incrementó la capacidad a flexión de las vigas para poder soportar la demanda.

En el diseño a corte de columnas se obtiene los valores de la relación demanda-capacidad, dentro y fuera de la zona de confinamiento, en cada nivel. Se analiza la variación de dicha relación con el cambio del factor R, en la tabla 4.18.

Tabla 4.18. Análisis comparativo del diseño a cortante de columnas para distintos valores de R.

<b>Diseño a cortante de columnas</b>								
<b>Nivel</b>	<b>Secciones (cm)</b>		<b>D/C - Zona de confinamiento</b>			<b>D/C - Fuera de la zona de confinamiento</b>		
	<b>R=8</b>	<b>R=6</b>	<b>R=8</b>	<b>R=6</b>	<b>Variación</b>	<b>R=8</b>	<b>R=6</b>	<b>Variación</b>
8	60X60	65X65	0.412	0.390	-5.22%	0.487	0.461	-5.22%
7	60X60	65X65	0.257	0.262	2.32%	0.303	0.310	2.32%
6	65X65	65X65	0.305	0.340	11.55%	0.330	0.368	11.55%
5	65X65	65X65	0.310	0.340	9.58%	0.336	0.368	9.58%
4	70X70	70X70	0.355	0.430	21.01%	0.385	0.466	21.01%
3	70X70	70X70	0.355	0.430	21.01%	0.385	0.466	21.01%
2	70X70	70X70	0.348	0.430	23.40%	0.377	0.466	23.40%
1	70X70	70X70	0.302	0.366	21.09%	0.327	0.396	21.09%
			<b>Promedio</b>		<b>13.09%</b>	<b>Promedio</b>		<b>13.09%</b>

Fuente: Autores.

Al igual que en las vigas, el detallamiento del refuerzo transversal de ambos modelos es el mismo, por lo cual la capacidad a cortante se mantiene, con excepción de los niveles 7 y 8, en los cuales se incrementó las secciones de las columnas, por ende, aumenta la capacidad a corte en dichos niveles.

Tomando en cuenta lo anterior, se analizan los resultados presentados en la tabla 4.18 y se observa que relación demanda-capacidad incrementa en casi todos los niveles, con un valor máximo de 23.40% y un promedio de 13.09%, dentro y fuera de la zona de

confinamiento. En ambas zonas ocurre la misma variación debido a que la fuerza cortante de diseño utilizado para el cálculo, es la misma a lo largo de la columna.

Los valores de D/C son bajos, debido a que el refuerzo transversal mínimo para columnas de pórticos especiales resistentes a momentos, especificado en la normativa, es superior al refuerzo requerido (tabla 3.17).

#### 4.2.3.2.3 Efectos en los nudos

En la tabla 4.19, se determina la variación de la relación demanda-capacidad del nudo más crítico de cada nivel.

Tabla 4.19. Análisis comparativo del diseño a cortante de nudos para distintos valores de R.

Verificación a cortante de nudos						
Nivel	Área del nudo ( $cm^2$ )			D/C		
	R=8	R=6	Variación	R=8	R=6	Variación
8	3600	4225	17.36%	0.844	0.755	-10.55%
7	3600	4225	17.36%	0.983	0.929	-5.49%
6	4225	4225	0.00%	0.734	0.841	14.58%
5	4225	4225	0.00%	0.751	0.841	11.98%
4	4900	4900	0.00%	0.622	0.773	24.28%
3	4900	4900	0.00%	0.622	0.773	24.28%
2	4900	4900	0.00%	0.608	0.773	27.14%
1	4900	4900	0.00%	0.569	0.706	24.08%
				Promedio		13.79%

Fuente: Autores.

Como se observa en la tabla 4.19, al reducir el factor R a 6, la relación D/C disminuye únicamente en los niveles 7 y 8. Esto se debe al incremento del área del nudo en un 17.36%, por ende, la capacidad a corte aumenta en dichos niveles. Por otro lado, en los demás niveles la relación D/C incrementa, con una variación máxima de 27.14% y un promedio de 13.79%.

Por último, en la tabla 4.20 se presenta la cantidad de acero requerido en vigas y columnas, para los modelos con distintos valores del factor R.

Tabla 4.20. Análisis comparativo de la cantidad de acero requerido, para distintos valores de R.

Pesos de acero (ton)			
Elemento	R=8	R=6	Variación
Vigas	87.26	98.65	13.06%
Columnas	59.67	60.20	0.89%
Total	146.93	158.86	8.12%

Fuente: Autores.

Como se observa en la tabla anterior, la cantidad de acero requerido al disminuir el factor R a 6, aumenta un 8.12% con respecto al modelo con base. Lo cual indica que, el costo total de la estructura incrementa por requerir mayor cantidad de hormigón y acero para satisfacer con el diseño por capacidad.

Por último, se busca la influencia en los elementos estructurales, al reducir el factor R, manteniendo igual la cantidad acero de refuerzo diseñado en el modelo base. Los resultados obtenidos se presentan a continuación.

#### 4.3 Rediseño de secciones de la edificación con R=6, sin modificar la cantidad de acero del diseño base

Como se menciona en la sección 4.2, la demanda incrementa debido a la reducción del factor R. Por lo cual, al no variar la cantidad de acero, se deben incrementar las secciones de los miembros estructurales, para así, satisfacer con el incremento de demanda.

Las secciones de columnas y vigas se seleccionan mediante un proceso iterativo. Conjuntamente se verifica, con ayuda del software Etabs, que dichas secciones cumplan con los requerimientos de los diseños por servicio y capacidad.

En la tabla 4.21, se presentan las secciones necesarias para satisfacer el incremento de la demanda, manteniendo la misma cantidad de refuerzo del diseño base.



Tabla 4.21. Análisis comparativo de las secciones de vigas y columnas, para distintos valores de R.

Nivel	Vigas		Variación de inercias	Columnas		Variación de inercias
	R=8	R=6		R=8	R=6	
8	25X50	25X55	33.10%	60X60	70X70	85.26%
7	25X50	25X55	33.10%	60X60	70X70	85.26%
6	30X60	30X70	58.80%	65X65	70X70	34.51%
5	30X60	30X70	58.80%	65X65	70X70	34.51%
4	40X70	30X75	-7.75%	70X70	75X75	31.78%
3	40X70	30X80	11.95%	70X70	75X75	31.78%
2	40X70	30X80	11.95%	70X70	85X85	117.41%
1	40X70	35X80	30.61%	70X70	85X85	117.41%
	Promedio		<b>28.8%</b>	Promedio		<b>67.2%</b>

Fuente: Autores.

Cabe mencionar que, las secciones presentadas en la anterior tabla, son utilizadas únicamente para fines académicos; debido a que, no son viables en términos constructivos.

Tomando en cuenta lo anterior, se observa en la tabla 4.21 que, existe un incremento de inercias en las vigas y columnas, con un promedio de 28.8% y 67.2% respectivamente.

Una vez rediseñada la edificación, en la tabla 4.22 se presentan los resultados obtenidos al reducir el factor R, manteniendo constante el acero de refuerzo. En la misma se analizan los resultados y se determinan las variaciones, con respecto al diseño base.

Tabla 4.22. Análisis comparativo de variables entre diseños con distinto valor de R.

Variables	R=8	R=6	Variación
<b>Peso Total (Ton)</b>	7431.24	7635.86	2.8%
<b>Peso Elementos estructurales (Ton)</b>	2296.52	2501.14	8.9%
<b>Cortante Basal (Ton)</b>	334.00	457.58	37.0%
<b>Tn (seg)</b>	1.729	1.530	-11.5%
<b>Deriva máx. inelástica</b>	1.91%	1.48%	-22.5%

Fuente: Autores.

Debido al incremento de las secciones de los miembros estructurales, se puede notar en la tabla 4,22 que, existe un incremento del peso de los elementos estructurales y del peso total de la estructura, en un 8.9% y 2.8%, respectivamente. Además, el cortante basal aumenta un 37% y la deriva máxima se reduce un 22.5%. Por último, se evidencia que, el periodo natural de la estructura disminuye un 11.5%, resultando ser una estructura más rígida en comparación al modelo base.

Para la estructura con un factor  $R=6$ , se requiere un incremento de 204.62 toneladas de hormigón, con respecto al modelo base. Con lo cual se estima que, el costo total de los elementos estructurales aumenta en igual proporción que el incremento del peso de dichos elementos.

## **CAPÍTULO V**

### **EFFECTOS AL INCLUIR ELEMENTOS NO DÚCTILES EN EL DISEÑO**

El presente capítulo tiene como propósito determinar los efectos que surgen al incluir elementos no dúctiles dentro del diseño sísmo resistente en una edificación de hormigón armado. En particular se busca los efectos en términos de dimensiones, peso y costo de los elementos estructurales que conforman el sistema resistente a cargas sísmicas, en dos escenarios. Para el primer caso se incluirá al modelo base de la edificación en estudio, losas que aporten rigidez a la estructura y, para el segundo caso, escaleras que formen parte del sistema sísmo resistente. Con el fin de realizar un análisis comparativo entre los resultados obtenidos del diseño por serviciabilidad de cada escenario con los resultados del diseño base.

Como se trata únicamente de variantes en el diseño de la misma edificación, las consideraciones iniciales para el diseño como el emplazamiento, tipo de suelo, geometría, material y ocupación, no se detallan ya que son las mismas expuestas en la sección 3.1.1. De la misma forma la metodología y procedimiento utilizado para el diseño por serviciabilidad de los modelos presentados a continuación, son los mismos expuestos en el capítulo 3. Por esta razón se exponen únicamente los resultados relevantes obtenidos del diseño por serviciabilidad.

#### **5.1 Análisis y diseño de la edificación con la inclusión de losas**

Varias investigaciones han demostrado que la presencia de losas que aportan rigidez al modelo de una edificación, afecta la respuesta dinámica y, por ende, el desempeño global de la misma. La inclusión de este elemento se refleja directamente en un incremento de la resistencia y rigidez lateral del pórtico, y como consecuencia una disminución en las derivas de piso. Por ello en esta sección se incluirá losas macizas de diferentes espesores (15, 20 y 25 cm) al modelo base, modeladas como elemento tipo membrana y tipo shell-thin con el propósito de establecer los efectos en varios escenarios.

Para ello se debe tener claro que el tipo de elemento utilizado para el modelo de la losa en el diseño base se modifica a elemento tipo shell-thin para que aporte rigidez al sistema. Este tipo de elementos poseen rigidez en su plano y fuera de él, proporcionando seis grados de libertad. A diferencia del elemento tipo membrana que

no presenta rigidez fuera de su plano y posee únicamente tres grados de libertad como indica la figura 5.1.

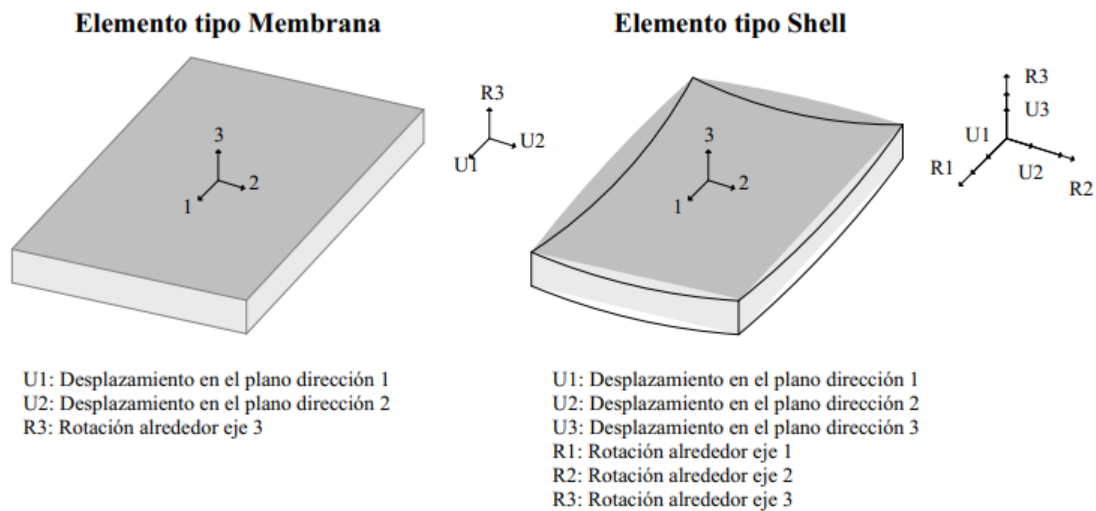


Figura 5.1. Grados de libertad de un elemento tipo membrana y un elemento tipo Shell.  
 Fuente: Barbosa & Álvarez, 2017

Como resultado de lo expuesto los elementos tipo shell-thin aportan rigidez ante la flexión lo que quiere decir que resisten una parte de la carga a través de la deformación por flexión propia de este tipo de elemento. Lo que provoca que no se transfiera el 100% de las cargas a los elementos situados bajo un elemento tipo Shell, mientras que la totalidad de la carga que se aplica a un elemento tipo membrana se transfiere directamente a los miembros estructurales.

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del diseño por serviciabilidad de las variantes realizadas en el modelo, es decir, con la consideración de la losa como un elemento tipo membrana con espesores de 15, 20 y 25 cm y conjuntamente con elemento tipo shell-thin para los mismos espesores. Para lograr un análisis comparativo equitativo, la deriva máxima inelástica de todos los modelos realizados debe ser similar.

### 5.1.1 Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa (e=15cm)

Una vez modelada y diseñada la edificación con losas de 15 cm de espesor, como elementos tipo membrana. Se obtienen las secciones presentadas en la tabla 5.1, las cuales cumplen los requisitos del diseño por serviciabilidad.

Tabla 5.1. Secciones obtenidas del diseño por serviciabilidad, con losas modeladas como tipo membrana (e=15 cm).

<b>Membrana 15 cm</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Secciones (cm)</b>	
	<b>Columnas</b>	<b>Vigas</b>
<b>7-8</b>	60x60	25x50
<b>5-6</b>	65x65	30x55
<b>1-4</b>	65x65	35x65

Fuente: Autores.

La tabla 5.2 presenta las variables que se alteran al cambiar únicamente el tipo de losa de membrana a shell thin. Es decir, manteniendo las mismas secciones presentadas anteriormente. Como se observa en la tabla mencionada, el periodo natural de la estructura y la deriva máxima inelástica disminuyen un 11.2% y un 29.2% respectivamente. Esta variación se debe al aumento de rigidez en el sistema por parte de las losas tipo shell thin.

Tabla 5.2. Comparación entre modelos con losas tipo membrana y tipo shell thin, sin variar los elementos estructurales.

<b>Variable</b>	<b>Membrana 15cm</b>	<b>Shell thin 15cm</b>	<b>Variación</b>
<b>Tn (seg)</b>	1.817	1.613	-11.2%
<b>Deriva máx. inelástica</b>	1.95%	1.38%	-29.2%

Fuente: Autores.

Una vez rediseñada la edificación, en la tabla 5.3 se presentan los resultados obtenidos del diseño por serviciabilidad de la edificación, considerando una losa de 15 cm de espesor modelada como elemento tipo membrana y como elemento tipo shell thin. En la misma se analizan los resultados y se determinan las variaciones.

Tabla 5.3. Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa (e=15 cm).

Niveles	Membrana 15cm		Shell thin 15cm		Variación		
	Secciones						
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas		Columnas	Vigas
7-8	60x60	25x50	50x50	25x35	Inercia	-51.8%	-65.7%
5-6	65x65	30x55	55x55	30x50		-48.7%	-24.9%
1-4	65x65	35x65	65x65	30x55		0.0%	-48.1%
Variables					$\bar{x}$	-25.1%	-46.7%
Peso Total (Ton)	6098.53		5701.36		-6.5%		
Peso Elementos estructurales (Ton)	2039.01		1641.84		-19.5%		
Cortante Basal (Ton)	274.09		256.24		-6.5%		
Tn (seg)	1.817		1.877		3.3%		
Deriva máx. inelástica	1.95%		1.95%		0.0%		

Fuente: Autores.

Se puede notar que, al modelar la losa (e=15 cm) como un elemento tipo shell, esta resistirá una parte de las cargas de diseño. Por ello, las secciones de los miembros estructurales en promedio disminuyen en términos de inercia un 25.1% y 46.7% en columnas y vigas respectivamente, dando como resultado una reducción del peso global de elementos estructurales del 19.5%. El peso total de la estructura disminuye un 6.5%, lo cual afecta en la misma proporción al cortante basal. Obteniendo una estructura con un periodo mayor en un 3.3% al periodo obtenido con losas tipo membrana, resultando ser una estructura más flexible.

La deriva inelástica máxima calculada en el modelo rediseñado con losas tipo shell thin no refleja la realidad. Por lo cual, en dicho modelo, se procede a cambiar nuevamente la losa a tipo membrana. Donde se determina la deriva máxima inelástica real de 3.08% y el periodo real de 2.25 seg.

### 5.1.2 Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa (e=20cm)

Una vez modelada y diseñada la edificación con losas de 20 cm de espesor, como elementos tipo membrana. Se obtienen las secciones presentadas en la tabla 5.4, las cuales cumplen los requisitos del diseño por serviciabilidad.

Tabla 5.4. Secciones obtenidas del diseño por serviciabilidad, con losas modeladas como tipo membrana (e=20 cm).

<b>Membrana 20 cm</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Secciones (cm)</b>	
	<b>Columnas</b>	<b>Vigas</b>
<b>7-8</b>	60x60	25x50
<b>5-6</b>	65x65	30x60
<b>1-4</b>	70x70	40x70

Fuente: Autores.

La tabla 5.5 expone las variables que se alteran al cambiar únicamente el tipo de losa de membrana a shell thin. Es decir, manteniendo las mismas secciones presentadas anteriormente. Como se observa en la tabla mencionada, el periodo natural de la estructura y la deriva máxima inelástica disminuyen un 15.5% y un 38.7% respectivamente. Esta variación se debe al aumento de rigidez en el sistema por parte de las losas tipo shell thin.

Tabla 5.5. Comparación entre modelos con losas tipo membrana y tipo shell thin, sin variar los elementos estructurales.

<b>Variable</b>	<b>Membrana 20cm</b>	<b>Shell thin 20cm</b>	<b>Variación</b>
<b>Tn (seg)</b>	1.729	1.461	-15.5%
<b>Deriva máx. inelástica</b>	1.91%	1.17%	-38.7%

Fuente: Autores.

Una vez rediseñada la edificación, se exhiben los resultados obtenidos del diseño por serviciabilidad de la edificación (tabla 5.6), considerando una losa de 20 cm de espesor modelada como elemento tipo membrana y como elemento tipo shell thin. En la siguiente tabla se analizan los resultados y se determinan las variaciones.

Tabla 5.6. Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa (e=20 cm).

Niveles	Membrana 20cm		Shell thin 20cm		Variación		
	Secciones						
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas		Columnas	Vigas
7-8	60x60	25x50	50x50	25x35	Inercia	-51.8%	-65.7%
5-6	65x65	30x60	55x55	30x45		-48.7%	-57.8%
1-4	70x70	40x70	65x65	30x55		-25.7%	-63.6%
Variables					$\bar{x}$	-38.0%	-62.7%
Peso Total (Ton)	7431.24		6752.00		-9.1%		
Peso Elementos estructurales (Ton)	2296.52		1617.28		-29.6%		
Cortante Basal (Ton)	334.00		303.46		-9.1%		
Tn (seg)	1.729		1.869		8.1%		
Deriva máx. inelástica	1.91%		1.96%		2.6%		

Fuente: Autores.

En la anterior tabla se observa que, al modelar la losa (e=20 cm) como un elemento tipo shell, las secciones de los miembros estructurales en promedio disminuyen en términos de inercia un 38.0% y 62.7% en columnas y vigas respectivamente, dando como resultado una reducción del peso global de elementos estructurales del 29.6%. El peso total de la estructura disminuye un 9.1%, afectando en la misma proporción al cortante basal. Consiguiendo una estructura con un periodo mayor en un 8.1% al periodo obtenido con losas tipo membrana, resultando ser una estructura con mayor flexibilidad.

La deriva inelástica máxima calculada en el modelo rediseñado con losas tipo shell thin no refleja la realidad. Por lo cual, en dicho modelo, se procede a cambiar nuevamente la losa a tipo membrana. Donde se determina la deriva máxima inelástica real de 4.30% y el periodo real de 2.55 seg.

### 5.1.3 Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa (e=25cm)

Una vez modelada y diseñada la edificación con losas de 25 cm de espesor, como elementos tipo membrana. Se obtienen las secciones presentadas en la tabla 5.7, las cuales cumplen los requisitos del diseño por serviciabilidad.



Tabla 5.7. Secciones obtenidas del diseño por serviciabilidad, con losas modeladas como tipo membrana ( $e=25$  cm).

<b>Membrana 25 cm</b>		
<b>Nivel</b>	<b>Secciones (cm)</b>	
	<b>Columnas</b>	<b>Vigas</b>
<b>7-8</b>	60x60	25x50
<b>5-6</b>	65x65	30x65
<b>1-4</b>	70x70	40x70

Fuente: Autores.

La tabla 5.8 expone las variables que se alteran al cambiar únicamente el tipo de losa de membrana a shell thin. Es decir, manteniendo las mismas secciones presentadas anteriormente. Como se observa en la tabla mencionada, el periodo natural de la estructura y la deriva máxima inelástica disminuyen un 20.8% y un 43.3% respectivamente. Esta variación se debe al aumento de rigidez en el sistema por parte de las losas tipo shell thin. Es importante notar que, debido a la reducción del periodo natural, este resulta menor a  $1.3T_a$ , por ende, la ordenada espectral aumenta, provocando un incremento de 1% del cortante basal.

Tabla 5.8. Comparación entre modelos con losas tipo membrana y tipo shell thin, sin variar los elementos estructurales.

<b>Variable</b>	<b>Membrana 25cm</b>	<b>Shell thin 25cm</b>	<b>Variación</b>
<b>T<sub>n</sub> (seg)</b>	1.821	1.443	-20.8%
<b>Deriva máx. inelástica</b>	1.94%	1.10%	-43.3%
<b>Cortante basal (ton)</b>	383.4	387.3	1.0%

Fuente: Autores.

Una vez rediseñada la estructura, en la tabla 5.9 se muestran los resultados obtenidos del diseño por serviciabilidad de la edificación, considerando una losa de 25 cm de espesor modelada como elemento tipo membrana y como elemento tipo shell thin. En la cual se analizan los resultados y se determinan las variaciones.

Tabla 5.9. Análisis comparativo entre diseños con distinta modelación de losa (e=25 cm).

Niveles	Membrana 25cm		Shell thin 25cm		Variación		
	Secciones						
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas		Columnas	Vigas
7-8	60x60	25x50	50x50	25x35	Inercia	-51.8%	-65.7%
5-6	65x65	30x65	55x55	30x45		-48.7%	-66.8%
1-4	70x70	40x70	65x65	30x50		-25.7%	-72.7%
Variables					$\bar{x}$	-38.0%	-69.5%
Peso Total (Ton)	8530.64		7778.80		-8.8%		
Peso Elementos estructurales (Ton)	2320.72		1568.88		-32.4%		
Cortante Basal (Ton)	383.4		349.6		-8.8%		
Tn (seg)	1.821		1.878		3.1%		
Deriva máx. inelástica	1.94%		1.90%		-2.1%		

Fuente: Autores.

En la tabla presentada se nota que, al modelar la losa (e=25 cm) como un elemento tipo shell, las secciones de los elementos estructurales en promedio disminuyen en términos de inercia un 38.0% y 69.5% en columnas y vigas respectivamente, dando como resultado una reducción del peso global de elementos estructurales del 32.4%. El peso total de la estructura disminuye un 8.8%, afectando en la misma proporción al cortante basal. Logrando una estructura con un periodo superior en un 3.1% al periodo obtenido con losas tipo membrana, resultando ser más flexible el sistema estructural.

La deriva inelástica máxima calculada en el modelo rediseñado con losas tipo shell thin no refleja la realidad. Por lo cual, en dicho modelo, se procede a cambiar nuevamente la losa a tipo membrana. Donde se determina la deriva máxima inelástica real de 5.26% y el periodo real de 2.96 seg.

#### 5.1.4 Interpretación de resultados

Al variar únicamente el modelamiento de la losa de tipo membrana a shell thin, manteniendo iguales las secciones de los miembros estructurales. Las variables que se alteran son, el periodo natural de la estructura y la deriva máxima inelástica, las cuales disminuyen en promedio un 15.8% y un 37.1% respectivamente.

Como resultado de los análisis comparativos expuestos en las secciones anteriores. Se evidencia de forma clara que al incluir la losa como un elemento que aporte rigidez al sistema sismo resistente, es decir, modelada como un elemento tipo shell, absorbe gran parte de las cargas de diseño. Dando como resultado, secciones menores que las obtenidas al considerar losas modeladas como elementos tipo membrana. Lo que conlleva a una reducción promedio del peso de los elementos estructurales en un 27.2% como indica la tabla 5.10.

En la tabla 5.10 es importante notar que, al incrementar el espesor de la losa modelada como membrana, las secciones de los elementos estructurales son mayores debido al aumento de la carga muerta, por ende, el peso de los mismos también aumenta. Mientras que, sucede lo contrario en la edificación modelada con losas shell, a medida que se incrementa el espesor de la losa, se reducen las secciones de los miembros estructurales. Esto se debe a que, al aumentar el espesor de la losa tipo shell, esta aporta mayor rigidez ante la flexión, es decir, absorbe mayor porcentaje de carga lateral.

Tabla 5.10. Peso de los elementos estructurales y periodo natural de la estructura, según el tipo de modelación de losa para varios espesores.

Losa maciza	Peso de elementos estructurales (Ton)			Periodo natural (seg)		
	Membrana	Shell-thin	Variación	Membrana	Shell-thin	Variación
15 cm	2039.01	1641.84	-19.5%	1.817	1.877	3.3%
20 cm	2296.52	1617.28	-29.6%	1.729	1.869	8.1%
25 cm	2320.72	1568.88	-32.4%	1.821	1.878	3.1%
<b>Promedio</b>			<b>-27.2%</b>	<b>-</b>		<b>4.8%</b>

Fuente: Autores.

En la tabla 5.10 también se evidencia que al modelar las losas con elemento tipo shell, en los tres escenarios aumenta el periodo natural de la estructura, dando como promedio un 4.8% de incremento en comparación al periodo natural obtenido con la modelación de losas tipo membrana. Dicho porcentaje representa estructuras más flexibles, con pérdida de rigidez en el sistema sismo resistente.

La reducción de rigidez tanto en columnas como en vigas se cuantifica en relación a la pérdida promedio de inercia en los miembros estructurales, motivo de la modificación de la losa tipo membrana a tipo shell-thin. Donde se determina que en promedio las columnas pierden inercia en un 33.7% y las vigas un 59.6%.

La consideración de las losas como elementos tipo shell, provoca un diseño sísmo resistente inseguro, ya que las losas son elementos no dúctiles que no están diseñados para resistir cargas laterales. Un diseño seguro es el cual considera las losas como elementos tipo membrana, para así transmitir la totalidad de las cargas de diseño a los elementos miembros, dejando una fuente de rigidez adicional para casos fortuitos.

## 5.2 Análisis y diseño de la edificación con escaleras

En la presente sección se busca los efectos en los elementos estructurales al incluir el módulo de escaleras en todos los pisos de la edificación, como parte del sistema resistente a cargas laterales. Para ello se incluirá las escaleras en el modelo base, es decir en el modelo elaborado con un factor de reducción de resistencia  $R$  igual a 8 y con la losa maciza modelada como un elemento tipo membrana de 20 cm de espesor. Dichas escaleras son situadas en donde representa la figura 5.2 y la vista en planta de su configuración se indica en la figura 5.3.

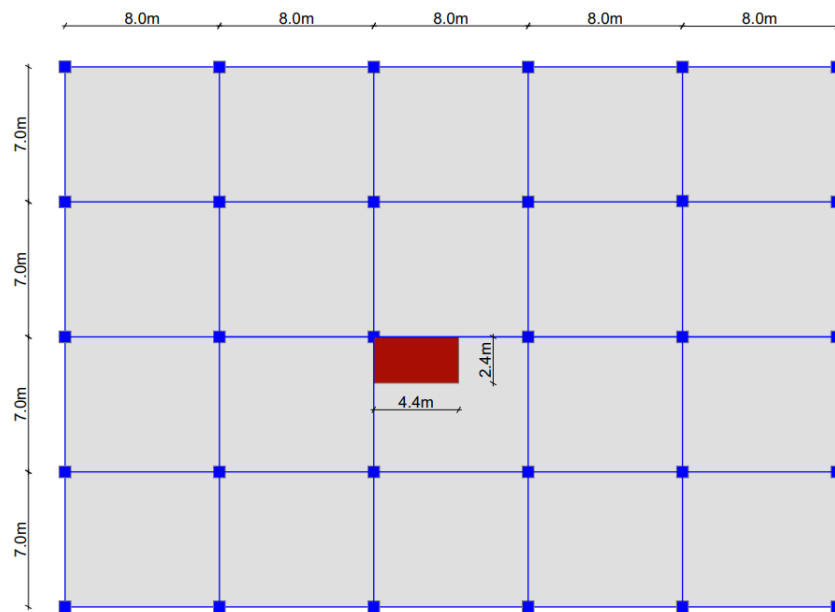


Figura 5.2. Vista en planta de la edificación con escaleras.  
Fuente: Autores.

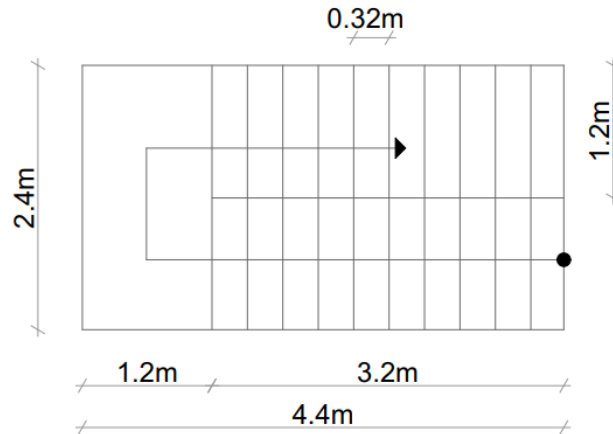


Figura 5.3. Vista en planta de la configuración del módulo de escaleras para todos los niveles.  
Fuente: Autores.

Para el dimensionamiento del módulo de escaleras se considera para el primer nivel: ancho de 1.20 m, huella igual a 0.32 m y una contrahuella de 0.18 m, y para los otros niveles: ancho de 1.20 m, huella igual a 0.32 m y una contrahuella de 0.16 m, las cuales son dimensiones comunes en este tipo de elemento. La configuración del módulo de escaleras para el primer nivel se expone en la figura 5.4 y para el resto de niveles en la figura 5.5.

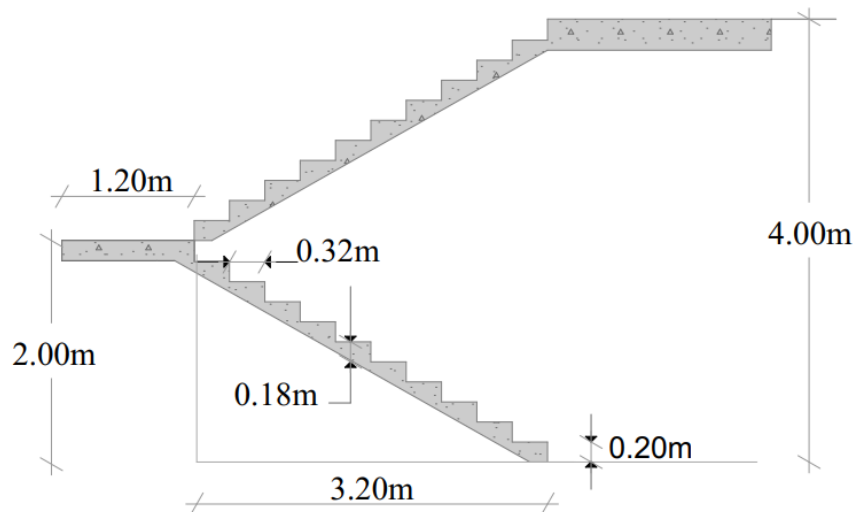


Figura 5.4. Módulo de escaleras para el primer nivel.  
Fuente: Autores.

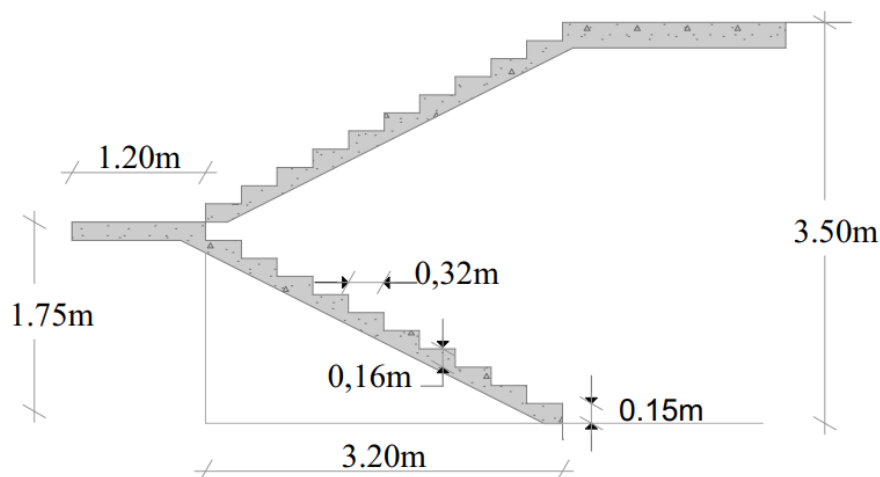


Figura 5.5. Módulo de escaleras para los niveles 2 al 8.

Fuente: Autores.

En el modelo base se incluyen escaleras que aporten rigidez a la estructura para determinar la influencia al comparar con el modelo sin escaleras. Para ello, se modelan las gradas como dos losas inclinadas y una losa de entre piso para cada nivel (figura 5.6), en donde se utiliza elementos tipo shell thin. Para dichas losas se considera su peso propio, equivalente al peso real de las escaleras, además se aplica una sobre carga muerta de  $16.52 \text{ kg/m}^2$  y una sobre carga viva de  $489 \text{ kg/m}^2$ .

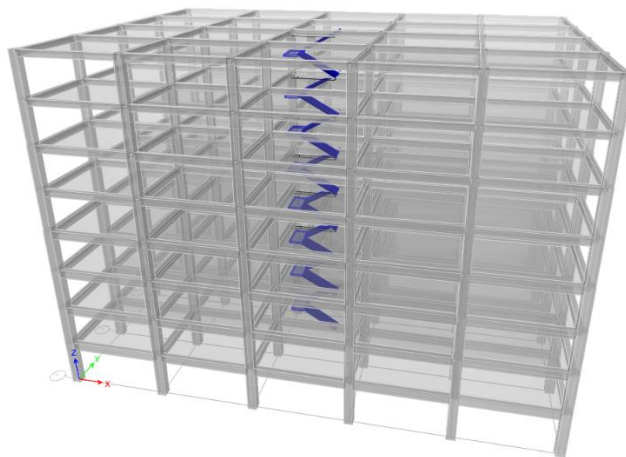


Figura 5.6. Modelo base con la inclusión de escaleras como parte del sistema sismo resistente.

Fuente: Autores.

La modelación de las escaleras, presentada anteriormente, se basa en un diseño real de una edificación de nueve plantas ubicada en la ciudad de Cuenca; entre la avenida de las Américas y camino viejo a Baños. En la figura 5.7 se presenta la configuración del módulo de escaleras del edificio mencionado.



Figura 5.7. Escaleras de edificio ubicado en la ciudad de Cuenca.

Fuente: Autores.

### 5.2.1 Análisis comparativo con la inclusión de escaleras y losa tipo membrana (e=20cm)

Una vez incluidas las escaleras al modelo base y sin variar las secciones de los miembros estructurales, se obtuvo las variables que se alteran por dicha inclusión, las mismas que se presentan en la tabla 5.11.

Tabla 5.11. Variables afectadas por la inclusión de escaleras en el diseño base.

Variable	Sin escaleras	Con escaleras	Variación
<b>Cortante Basal (Ton)</b>	334.00	333.39	-0.2%
<b>Peso Total (Ton)</b>	7431.24	7417.98	-0.2%
<b>Tn (seg)</b>	1.729	1.679	-2.9%
<b>Deriva máx. inelástica</b>	1.91%	1.68%	-12.0%

Fuente: Autores.

En la tabla presentada se observa que al incluir el módulo de escaleras en todos los niveles de la edificación base, la cortante basal y el peso total de la estructura disminuye únicamente un 0.2%. Esto se debe a que el peso de las escaleras es similar al peso de las secciones de losas que se retiraron para colocar dichas escaleras. Por otra parte, el periodo natural de la estructura disminuye un 2.9% y la deriva máxima inelástica un 12%, motivo del aporte de rigidez lateral de las escaleras en todas las plantas.

Con el fin de determinar los efectos en los miembros estructurales al incluir las escaleras en el modelo base. Se rediseña los elementos estructurales de la edificación con escaleras para cuantificar las variaciones en el análisis y en los elementos. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 5.12.

Tabla 5.12. Análisis comparativo entre el modelo base y el modelo con escaleras.

Niveles	Sin escaleras		Con escaleras		Variación		
	Secciones						
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas	Inercia	Columnas	Vigas
7-8	60x60	25x50	60x60	25x50		0.0%	0.0%
5-6	65x65	30x60	65x65	30x55		0.0%	-23.0%
1-4	70x70	40x70	70x70	40x65		0.0%	-19.9%
Variables					$\bar{x}$	0.0%	-15.7%
Peso Total (Ton)	7431.24		7329.71		-1.4%		
Peso Elementos estructurales (Ton)	2296.52		2208.25		-3.8%		
Cortante Basal (Ton)	334.00		329.43		-1.4%		
Tn (seg)	1.729		1.813		4.9%		
Deriva máx. inelástica	1.91%		1.97%		3.1%		

Fuente: Autores.

En la tabla presentada se obtiene que, al incluir en el modelo base módulos de escaleras en todos los niveles, las secciones de las vigas disminuyen en promedio en términos de inercia un 15.7% y las columnas permanecen iguales, dando como resultado una reducción del peso global de elementos estructurales del 3.8%. El peso total de la estructura disminuye un 1.4%, afectando en la misma proporción al cortante basal. Logrando una estructura con un periodo superior en un 4.9% al periodo obtenido en el modelo base (sin escaleras), dando como resultado un sistema estructural más flexible.

### 5.2.2 Análisis comparativo con la inclusión de escaleras y losa tipo shell-thin (e=20cm)

En la presente sección se analiza el caso más desfavorable en estudio. El mismo que ocurre al incluir en el modelo base, escaleras y losas que aporten rigidez lateral al sistema sismo resistente. Una vez incluido en el modelo dichos elementos, y sin variar las secciones de los miembros estructurales, se obtuvo las variables que se ven afectadas por dicha inclusión, las mismas que se presentan en la tabla 5.13.

Tabla 5.13. Variables afectadas por la inclusión de escaleras en el diseño base.

Variable	Sin escaleras	Con escaleras	Variación
Cortante Basal (Ton)	334	365.12	9.3%
Peso Total (Ton)	7431.24	7417.98	-0.2%
Tn (seg)	1.729	1.331	-23.0%
Deriva máx. inelástica	1.91%	0.99%	-48.2%

Fuente: Autores.



En la tabla presentada se observa que al incluir el módulo de escaleras y losas shell thin en la edificación base, el peso total de la estructura disminuye únicamente un 0.2%. Esto se debe a que el peso de las escaleras es similar al peso de las secciones de losas que se retiraron para colocar dichas escaleras. Por otra parte, el periodo natural de la estructura disminuye un 23.0% y la deriva máxima inelástica un 48.2%, motivo del aporte simultaneo de rigidez lateral de las escaleras y losas en todas las plantas.

Es importante notar que, debido a la reducción del periodo natural, este resulta menor a  $1.3T_a$ , por ende, la ordenada espectral aumenta, provocando un incremento de 9.3% del cortante basal.

Con el fin de determinar los efectos en los elementos estructurales al incluir las escaleras y losas shell thin en el modelo base. Se rediseña los elementos estructurales de la edificación modelada con escaleras y losas shell thin para cuantificar las variaciones en el análisis y en los elementos. Los resultados obtenidos se presentan en la tabla 5.14.

Tabla 5.14. Análisis comparativo entre el modelo base y, el modelo con escaleras y losas shell thin.

Niveles	Sin escaleras		Con escaleras		Variación		
	Secciones				Inercia	Columnas	Vigas
	Columnas	Vigas	Columnas	Vigas			
7-8	60x60	25x50	40x40	25x30			
5-6	65x65	30x60	45x45	25x35		-80.2%	-78.4%
1-4	70x70	40x70	55x55	30x45		-77.0%	-83.5%
Variables						-61.9%	-80.1%
					$\bar{x}$	-70.3%	-80.5%
Peso Total (Ton)	7431.24		6332.70		-14.8%		
Peso elementos estructurales(Ton)	2296.52		1211.23		-47.3%		
Cortante Basal (Ton)	334.00		284.62		-14.8%		
Tn (seg)	1.729		1.795		3.8%		
Deriva máx. inelástica	1.91%		1.89%		-1.0%		

Fuente: Autores.

En la tabla presentada se obtiene que, al incluir en el modelo base módulos de escaleras y losas shell thin en todos los niveles, las secciones de las vigas disminuyen en promedio en términos de inercia un 80.5% y las columnas un 70.3%, dando como

resultado una reducción del peso global de elementos estructurales del 47.3%. El peso total de la estructura disminuye un 14.8%, afectando en la misma proporción al cortante basal. Logrando una estructura con un periodo superior en un 3.8% al periodo obtenido en el modelo base, dando como resultado un sistema estructural más flexible.

La deriva inelástica máxima calculada en el modelo rediseñado con losas tipo shell thin y escaleras no refleja la realidad. Por lo cual, en dicho modelo, se procede a cambiar nuevamente la losa a tipo membrana y a retirar las escaleras. Donde se determina que, la deriva máxima inelástica real es de 8.87% y el periodo real de 3.49 seg.

## **CAPÍTULO VI**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

En el presente capítulo, se detallan las conclusiones y recomendaciones derivadas del trabajo investigativo, realizado con una edificación regular de 8 niveles basada en el manual 2012 IBC Structural/Seismic Design Manual (Volume 3 – Examples for Concrete Buildings). Para dicha edificación se realizaron los análisis y diseños estructurales necesarios, tanto de serviciabilidad como de capacidad, para lograr los objetivos planteados.

De los análisis elaborados con la ayuda del software ETABS, siguiendo las metodologías y consideraciones expuestas en los capítulos previos, se presentan las siguientes conclusiones.

#### **6.1 Conclusiones al modificar el factor de reducción de resistencia sísmica R de 8 a 6**

Luego de realizar un análisis comparativo entre los modelos con diferente valor del factor de reducción de resistencia sísmica R, se concluye:

- Al variar únicamente el factor de reducción de resistencia sísmica de 8 a 6, manteniendo iguales las secciones de los miembros estructurales:
  - El cortante basal, el coeficiente de corte y las derivas elásticas aumentan un 33.3%
  - El factor de reducción de resistencia sísmica no tiene ninguna influencia dentro del diseño por serviciabilidad. Debido a que, en él se controlan únicamente las derivas inelásticas y estas son iguales en los modelos con diferente valor de R. Ya que, al dividir la fuerza cortante de diseño para el factor R y posteriormente multiplicar la deriva elástica por dicho factor para obtener la deriva inelástica, el factor R se anula.
  - La relación demanda-capacidad de flexión de vigas, aumenta en promedio un 13.02%.
  - La relación demanda-capacidad de flexo-compresión de columnas, aumenta en promedio un 6.86%.

- La relación demanda-capacidad a cortante de los elementos no varía.
- Al rediseñar los miembros estructurales del modelo con un factor de reducción de resistencia sísmica igual a 6:
  - El cortante basal aumenta un 34.2% y el coeficiente de corte incrementa un 33.3%.
  - Las derivas elásticas aumentan en promedio un 32.3% y las derivas inelásticas disminuyen en promedio un 1.0%.
  - Las secciones de los miembros estructurales aumentan en términos de inercia en promedio un 9.4% en las columnas y un 2.5% en vigas.
  - El peso total de la estructura incrementa un 0.7%.
  - El peso global de los elementos estructurales incrementa un 2.2%. Este incremento es directamente proporcional al costo y volumen de hormigón de miembros estructurales.
  - En los elementos estructurales, la cantidad de acero requerido aumenta un 8.12%. Por ende, el costo de acero aumenta en el mismo porcentaje.
- En el análisis de vigas:
  - El momento de diseño  $M_u$  aumenta en promedio un 13.02%. Esto provoca un incremento máximo de la cuantía de refuerzo longitudinal requerido de 26.50% y un incremento promedio de 17.42%.
  - La relación demanda-capacidad de cortante aumenta un valor máximo de 37.85% y un promedio de 12.61% dentro de la zona de fluencia. Mientras que, en el centro de las vigas se tiene un incremento máximo de 31.76% y un promedio total de 13.62%.
- En el análisis de columnas:
  - La relación demanda-capacidad aumenta un máximo de 15.02% y en promedio se dio un incremento del 3.09%.

- La relación columna fuerte–viga disminuye un máximo de 19.29%, mientras que el promedio total de reducción es de 10.16%, esto ocurre debido al incremento de la capacidad a flexión de las vigas.
- La fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , aumenta en promedio un 15.43%. A la vez, la relación demanda-capacidad de cortante aumenta un máximo de 23.40% y en promedio un 13.09%. Esto ocurre dentro y fuera de la zona de confinamiento.
- En el análisis de los nudos:
  - La relación demanda-capacidad de cortante aumenta un máximo de 27.14% y en promedio un 13.79%.
- Al rediseñar los miembros estructurales del modelo con un factor de reducción de resistencia sísmica igual a 6, sin modificar la cantidad de acero del diseño base:
  - Existe un incremento promedio de inercias en las vigas y columnas de 28.8% y 67.2% respectivamente.
  - El peso total de la estructura aumenta un 2.8%.
  - El cortante basal aumenta un 37% y la deriva inelástica máxima disminuye un 22.5%.
  - El periodo natural de la estructura disminuye un 11.5%.
  - El peso de los elementos estructurales, aumenta un 8.9%. Por ende, el costo de hormigón aumenta en la misma proporción.

## **6.2 Conclusiones al incluir elementos no dúctiles al diseño sismo resistente**

### **6.2.1 Modificación de losa tipo membrana a tipo shell-thin**

Una vez realizado el análisis comparativo entre los resultados obtenidos de la edificación modelada con losas tipo membrana y con losas tipo shell-thin, para espesores de 15, 20 y 25 cm, se concluye lo siguiente:

- Al variar únicamente el modelamiento de la losa de tipo membrana a shell thin, manteniendo iguales las secciones de los miembros estructurales:

- Debido al incremento de rigidez que aporta la losa tipo shell thin, el periodo natural de la estructura y la deriva máxima inelástica, disminuyen en promedio 15.8% y 37.1% respectivamente.
- Al rediseñar los miembros estructurales en los modelos con losas tipo shell thin, para obtener una deriva inelástica máxima, cercana al 2.0%:
  - En los modelos con losas tipo shell-thin, a medida que incrementa el espesor de la losa, se reducen las secciones de los miembros estructurales.
  - El periodo natural de la estructura aumenta en promedio un 4.8%.
  - Las secciones de los elementos estructurales pierden inercia en promedio un 33.7% en el caso de las columnas y 59.6% en las vigas.
  - El peso global de los elementos estructurales reduce en promedio un 27.2%. Este decremento es directamente proporcional al costo y volumen de hormigón de miembros estructurales.
  - El peso total de la estructura y el cortante basal disminuyen en promedio un 8.1%.
- Al variar nuevamente la modelación de la losa de shell thin a membrana en el modelo rediseñado:
  - La deriva máxima inelástica real en la losa de 15 cm es 3.08%.
  - La deriva máxima inelástica real en la losa de 20 cm es 4.30%.
  - La deriva máxima inelástica real en la losa de 25 cm es 5.26%.

### **6.2.2 Inclusión de escaleras al sistema sismo resistente**

Una vez realizado el análisis comparativo entre el modelo base y el modelo con la inclusión de escaleras en todos los niveles, se concluye que:

- Al incluir únicamente escalares al modelo base de la edificación, manteniendo iguales las secciones de los miembros estructurales:

- El periodo natural de la estructura y la deriva máxima inelástica, disminuyen un 2.9% y un 12% respectivamente, motivo del aporte de rigidez lateral de las escaleras en todos los niveles.
- Al rediseñar los miembros estructurales del modelo de la edificación con escaleras, para obtener una deriva inelástica máxima, cercana al 2.0%:
  - Las secciones de las vigas disminuyen en términos de inercia un 15.7% y las columnas permanecen iguales.
  - El peso global de los elementos estructurales reduce el 3.8%. Este decremento es directamente proporcional al costo y volumen de hormigón de miembros estructurales.
  - El peso total de la estructura disminuye un 1.4%, afectando en la misma proporción al cortante basal.
  - El periodo natural de la estructura incrementa un 4.9%.
- Al incluir escaleras y losas shell thin al modelo base de la edificación, manteniendo iguales las secciones de los miembros estructurales:
  - El periodo natural de la estructura y la deriva máxima inelástica, disminuyen un 23.0% y un 48.2% respectivamente, motivo del aporte simultáneo de rigidez lateral de escaleras y losas shell thin.
- Al rediseñar los miembros estructurales del modelo de la edificación con escaleras y losas shell thin, para obtener una deriva inelástica máxima, cercana al 2.0%:
  - Las secciones de columnas y vigas disminuyen en términos de inercia un 70.3% y un 80.5% respectivamente.
  - El peso global de los elementos estructurales reduce un 47.3%. Este decremento es directamente proporcional al costo y volumen de hormigón de miembros estructurales.
  - El peso total de la estructura disminuye un 14.8%, afectando en la misma proporción al cortante basal.
  - El periodo natural de la estructura incrementa un 3.8%.

- Al retirar las escaleras y variar nuevamente la modelación de la losa de shell thin a membrana en el modelo rediseñado:
  - La deriva inelástica máxima real es de 8.87%.

### **6.3 Recomendaciones**

De acuerdo a lo realizado y presentado en la investigación se recomienda:

- Verificar que los resultados obtenidos de un software de análisis estructural, coincidan con los calculados manualmente.
- Evitar la inclusión de losas tipo shell thin en el modelo, ya que estas rigidizan la estructura y toman parte de la carga sísmica, afectando así, el dimensionamiento de las secciones de los elementos estructurales.
- Modelar las losas como elementos tipo membrana, ya que así se transmite la totalidad de las cargas de diseño a los miembros estructurales, dejando una fuente de rigidez adicional para casos fortuitos.
- Evitar la inclusión de escaleras en el modelo, ya que estas rigidizan el sistema sismo resistente, lo cual afecta de forma directa el dimensionamiento de las secciones de los elementos estructurales.
- Para futuras investigaciones, analizar la influencia del factor de reducción de resistencia sísmica y de elementos no dúctiles en una edificación irregular.
- En futuros estudios, determinar la influencia de la inclusión de mampostería en el diseño sísmico.



## BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318S-14. (2014). *American Concrete Institute - Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. Farmington Hill, Michigan.
- ACI 352RS-02. (2002). *American Concrete Institute (ACI): Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga - Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado*. Farmington Hills, MI.
- Aguar, R. (2007). Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado sin muros de corte. *Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)*.
- Aguar, R., & Miele, Y. (2018). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*.
- Alvarado, J. (2015). ESTUDIO DE LOS COEFICIENTES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL “R” DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN. 51-56.
- Barbosa, R., & Álvarez, J. J. (2017). Modelación de Losas para el Diseño Sísmico de Edificios.
- Blanco, G., Burón, C., & Salas, Z. (2018). Métodos para la determinación del factor de reducción de respuesta de las fuerzas sísmicas. *Ciencia en su PC*, 24-35.
- Bruneau, M., Uang, C. M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile design of steel structures*. McGraw Hill Professional.
- Burgos, M., & Pique del Pozo, J. (2007). *Diseño por capacidad en edificaciones a porticadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño*. Lima–Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Calvi, G., Priestley, M., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia, ITALY: Earthquake spectra.
- Fernández, M. (2017). INFLUENCIA DEL COMPORTAMIENTO POR DUCTILIDAD EN EL COSTE ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS SOMETIDOS A LA ACCIÓN SÍSMICA.
- Gioncu, V. (2000). Framed structures. Ductility and seismic response: General Report. *Journal of Constructional Steel Research*.
- Guevara, T. L., & García, L. E. (2001). El efecto de columna corta o columna cautiva. *TECNOLOGÍA Y CONSTRUCCIÓN*, 17-1, 31-42.
- Hernandez, L. (2016). Acciones de diseño sobre la cimentación para garantizar un adecuado comportamiento por capacidad en edificios de concreto reforzado. *Master's thesis, Universidad Autónoma Metropolitana (México). Unidad Azcapotzalco*.
- Instituto Geográfico Militar. (2018). *Espacios Geográficos Expuestos a Amenazas Naturales y Antrópicas*.
- Lara, M., Aguirre, H., & Gallegos, M. (2018). Estructuras Aporticadas de Hormigón Armado que Colapsaron en el Terremoto del 16 de Abril de 2016 en Tabuga– Ecuador. *Revista Politécnica*, 37-46.

- Moehle, J. P., Hooper, J. D., & Lubke, C. D. (2008). Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers. *US Department of Commerce*.
- Moncayo, M., Velasco, G., Mora, C., Montenegro, M., & Cordova, J. (2017). Terremotos mayores a 6.5 en escala Richter ocurridos en Ecuador desde 1900 hasta 1970. *Revista Académica de la FI-UADY*.
- Mora, P. (2007). Sobre Resistencia en edificios de hormigón armado con vigas y columnas. Edificios de dos vanos. *Tesis de Grado. Carrera de Ingeniería Civil. Escuela Politécnica del Ejército*.
- Moreno, S., Cortés, A., & Uribe, M. (2009). Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica. *Revista EIA*, 139-154.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico, diseño sismo resistente*. Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NIST. (2016). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers* (Second Edition ed.). Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology (NIST).
- Noorifard, A., & Tabeshpour, M. (2018). EFFECTS OF STAIRCASE ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF RC MOMENT FRAME BUILDINGS. *Architecture, Civil Engineering, Environment*.
- Ordaz, M., & Pérez-Rocha, L. (1998). Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach. *Earthquake engineering & structural dynamics*.
- Rahgozar, M., & Humar, J. (1998). Accounting for overstrength in seismic design of steel structures. *Canadian journal of civil engineering*, 1-15.
- Rojahn, C., Whittaker, A., & Hart, G. (1995). *Structural response modification factors*. Applied Technology Council.
- Salas, N. (2013). EL DISEÑO POR CAPACIDAD EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN. 1-7.
- Singh, S., & Choudhury, S. (2012). EFFECTS OF STAIRCASE ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF RCC FRAME BUILDING. *International Journal of Engineering Science and Technology*.
- Suárez, V. (2009). Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas. *Revista Tecnológica-ESPOL*.
- Tamayo, C. F. (2014). EVALUACIÓN TÉCNICO – FINANCIERA ENTRE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS PARA EDIFICIOS CON ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO, DE ACERO Y MIXTA EN QUITO.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H., & Oller, S. (2006). FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA. ESTADO DEL ARTE Y ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE CÓDIGOS. *Revista internacional de Ingeniería de Estructuras*.
- Vielma, J., Barbat, A., & Oller, S. (2006). Factores de reducción de respuesta. Estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista internacional de ingeniería de estructuras*, 77-106.

## ANEXOS

Anexo 1. Resultados del diseño a flexión de la viga B30 obtenidos del software Etabs.

## ETABS 2016 Concrete Frame Design

### ACI 318-14 Beam Section Design

#### Beam Element Details (Envelope)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	B30	467	Viga 30x60cm - P5	8000	1	Sway Special

#### Section Properties

b (mm)	h (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	d <sub>s</sub> (mm)	d <sub>cl</sub> (mm)	d <sub>cb</sub> (mm)
300	600	300	0	50	50

#### Material Properties

E <sub>c</sub> (MPa)	f' <sub>c</sub> (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>ys</sub> (MPa)
23025.2	24	1	420	420

#### Design Code Parameters

$\Phi_T$	$\Phi_{CTied}$	$\Phi_{CSpiral}$	$\Phi_{Vns}$	$\Phi_{Vs}$	$\Phi_{Vjoint}$
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

#### Flexural Reinforcement for Major Axis Moment, M<sub>u3</sub>

	End-I Rebar Area cm <sup>2</sup>	End-I Rebar %	Middle Rebar Area cm <sup>2</sup>	Middle Rebar %	End-J Rebar Area cm <sup>2</sup>	End-J Rebar %
Top (+2 Axis)	19.27	1.07	5.42	0.3	17.12	0.95
Bot (-2 Axis)	8.98	0.5	9.25	0.51	8.05	0.45

#### Flexural Design Moment, M<sub>u3</sub>

	End-I Design M <sub>u</sub> N-mm	End-I Station Loc mm	Middle Design M <sub>u</sub> N-mm	Middle Station Loc mm	End-J Design M <sub>u</sub> N-mm	End-J Station Loc mm
Top (+2 Axis)	-352469356	325	-88117338.9	5715	-317929922	7675
Combo	1.2D+L-SEx		1.2D+L-SEx		1.2D+L+SEx	
Bot (-2 Axis)	176234677.81	325	181270494.96	4245	158964960.8	7675
Combo	1.2D+L-SEx		1.2D+1.6L		1.2D+L+SEx	

Anexo 2. Resultados del diseño a cortante de la viga B30 obtenidos del software Etabs.

## ETABS 2016 Concrete Frame Design

### ACI 318-14 Beam Section Design

#### Beam Element Details (Shear Details)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	B30	467	Viga 30x60cm - P5	0.9D-SDy	325	8000	1	Sway Special

#### Section Properties

b (mm)	h (mm)	b <sub>f</sub> (mm)	d <sub>s</sub> (mm)	d <sub>cl</sub> (mm)	d <sub>cb</sub> (mm)
300	600	300	0	50	50

#### Material Properties

E <sub>c</sub> (MPa)	f <sub>c</sub> (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>ys</sub> (MPa)
23025.2	24	1	420	420

#### Design Code Parameters

Φ <sub>T</sub>	Φ <sub>CTied</sub>	Φ <sub>CSpiral</sub>	Φ <sub>Vns</sub>	Φ <sub>Vs</sub>	Φ <sub>Vjoint</sub>
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

#### Shear/Torsion Design for V<sub>u2</sub> and T<sub>u</sub>

Rbar A <sub>vs</sub> cm <sup>2</sup> /m	Rbar A <sub>t</sub> /S cm <sup>2</sup> /m	Rbar A <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	Design V <sub>u2</sub> N	Design T <sub>u</sub> N-mm	Design M <sub>u3</sub> N-mm	Design P <sub>u</sub> N
11.46	0	0	195579.62	25043.76	-129673118	0

#### Design Forces

Factored V <sub>u2</sub> N	Factored M <sub>u3</sub> N-mm	Design V <sub>u2</sub> N	Capacity V <sub>p</sub> N	Gravity V <sub>g</sub> N
95951.67	-129673118	195579.62	99627.95	95951.67

#### Capacity Moment

	Long.Rebar A <sub>s</sub> (Bottom) cm <sup>2</sup>	Long.Rebar A <sub>s</sub> (Top) cm <sup>2</sup>	Capacity Moment M <sub>pos</sub> N-mm	Capacity Moment M <sub>neg</sub> N-mm
Left	9.42	19.64	252020498.16	480244933.82
Right	9.42	19.64	252020498.16	480244933.82

#### Design Basis

Design V <sub>u2</sub> N	Conc.Area A <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	Area A <sub>g</sub> cm <sup>2</sup>	Tensn.Reinf A <sub>st</sub> cm <sup>2</sup>	Strength f <sub>ys</sub> MPa	Strength f <sub>cs</sub> MPa	LtWt.Reduc Factor Unitless
195579.62	1650	1800	19.64	413.69	24	1

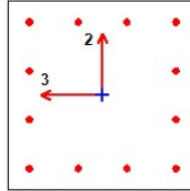
#### Shear Rebar Design

Stress v MPa	Conc.Capacity v <sub>c</sub> MPa	Uppr.Limit v <sub>max</sub> MPa	Conc.Capacity Φv <sub>c</sub> MPa	Uppr.Limit Φv <sub>max</sub> MPa	RebarArea A <sub>v</sub> /s cm <sup>2</sup> /m	Shear ΦV <sub>c</sub> N	Shear ΦV <sub>s</sub> N	Shear ΦV <sub>n</sub> N
1.19	0.81	3.25	0.61	2.44	11.46	0	195579.62	195579.62

Anexo 3. Resultados del diseño a flexo-compresión de la columna C7 obtenidos del software Etabs.

## ETABS 2016 Concrete Frame Design

### ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Flexural Details)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	C7	127	Col. 65x65cm	1.2D+L-SEy	0	3500	1	Sway Special

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
650	650	73	37.3

Material Properties

$E_c$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	$f_y$ (MPa)	$f_{ys}$ (MPa)
23025.2	24	1	420	420

Design Code Parameters

$\Phi_T$	$\Phi_{CTied}$	$\Phi_{CSpiral}$	$\Phi_{Vns}$	$\Phi_{Vs}$	$\Phi_{Vjoint}$	$\Omega_0$
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	1

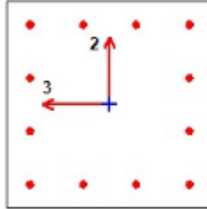
Axial Force and Biaxial Moment Design For  $P_u$ ,  $M_{u2}$ ,  $M_{u3}$

Design $P_u$ N	Design $M_{u2}$ N-mm	Design $M_{u3}$ N-mm	Minimum $M_2$ N-mm	Minimum $M_3$ N-mm	Rebar % %	Capacity Ratio Unitless
2317913.2	-245154805	-80524304.56	80524304.56	80524304.56	1.08	0.525

Anexo 4. Resultados de columna fuerte-viga débil de la columna C7 obtenidos del software Etabs.

## ETABS 2016 Concrete Frame Design

### ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Beam/Column Capacity Ratio)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	C7	127	Col. 65x65cm	0.9D+SDy	2900	3500	1	Sway Special

#### Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
650	650	73	37.3

#### Material Properties

E <sub>c</sub> (MPa)	f' <sub>c</sub> (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>ys</sub> (MPa)
23025.2	24	1	420	420

#### Design Code Parameters

$\Phi_T$	$\Phi_{CTied}$	$\Phi_{CSpiral}$	$\Phi_{Vns}$	$\Phi_{Vs}$	$\Phi_{Vjoint}$	$\Omega_o$
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	1

#### (6/5)\*(Beam/Column) Capacity Ratios

Major Ratio	Minor Ratio
0.473	0.473

#### Dimensions of the Columns Connected to the Joint

	Column Section	Steel Area cm <sup>2</sup>	SteelArea Percent %	Column Length mm	Width <sub>33</sub> (b) /Dia (D) mm	Width <sub>22</sub> (h) mm	Rotation Degree
Above	Col. 65x65cm	45.61	1.08	3500	650	650	0
Below	Col. 65x65cm	45.61	1.08	3500	650	650	0

#### Dimensions of the Beams At the Joint

	Beam Section	Concrete f' <sub>c</sub> MPa	Rebar f <sub>y</sub> MPa	Width b mm	Depth h mm	Rebar A <sub>s</sub> (Top) cm <sup>2</sup>	Rebar A <sub>s</sub> (Bot) cm <sup>2</sup>
Beam 1	Viga 30x60cm - P5	24	420	300	600	19.64	9.42
Beam 2	Viga 30x60cm - P5	24	420	300	600	19.64	9.42
Beam 3	Viga 30x60cm - P5	24	420	300	600	19.64	9.42
Beam 4	Viga 30x60cm - P5	24	420	300	600	19.64	9.42

**Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.25,  $\Phi_{(capacity)} = 1.0$ )**

	Capacity +veM N-mm	Capacity -veM N-mm	Cos(Angle) Ratio	Sin(Angle) Ratio
Beam 1	252020498.16	480244933.82	0	-1
Beam 2	252020498.16	480244933.82	0	1
Beam 3	252020498.16	480244933.82	-1	0
Beam 4	252020498.16	480244933.82	1	0

**Column Moment Capacities About the Axes of the Column Below (Over=1,  $\Phi=1$ )**

	AxialForce (Major)Pu N	Capacity +veMmajor N-mm	Capacity -veMmajor N-mm	AxialForce (Minor)Pu N	Capacity +veMminor N-mm	Capacity -veMminor N-mm
Column Above	-1040733.3	736883769.73	736883769.73	-1040733.3	736883769.73	736883769.73
Column Below	-1375521.32	793907019.37	793907019.37	-1375521.32	793907019.37	793907019.37

**Sum of Beam and Column Capacities About the Axes of the Column Below**

	SumBeamCap Major N-mm	SumColCap Major N-mm	SumBeamCap Minor N-mm	SumColCap Minor N-mm
Clockwise	602907076.47	1530790789	602907076.47	1530790789
CounterClockwise	602907076.47	1530790789	602907076.47	1530790789

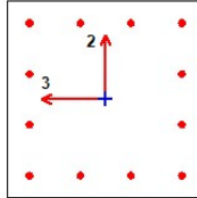
**Beam-Column Flexural Capacity Ratios**

	(6/5)B/C Major	(6/5)B/C Minor	Col/Beam Major	Col/Beam Minor
Clockwise	0.473	0.473	2.539	2.539
CounterClockwise	0.473	0.473	2.539	2.539

Anexo 5. Resultados del diseño a cortante de la columna C7 obtenidos del software Etabs.

## ETABS 2016 Concrete Frame Design

### ACI 318-14 Column Section Design



#### Column Element Details (Shear Details)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	C7	127	Col. 65x65cm	1.2D+L-SDy	2900	3500	1	Sway Special

#### Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
650	650	73	37.3

#### Material Properties

$E_c$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	$f_y$ (MPa)	$f_{ys}$ (MPa)
23025.2	24	1	420	420

#### Design Code Parameters

$\Phi_T$	$\Phi_{CTied}$	$\Phi_{CSpiral}$	$\Phi_{Vns}$	$\Phi_{Vs}$	$\Phi_{Vjoint}$	$\Omega_0$
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	1

#### Shear Design for $V_{u2}$ , $V_{u3}$

	Rebar $A_v/s$ cm <sup>2</sup> /m	Design $V_u$ N	Design $P_u$ N	Design $M_u$ N-mm	$\Phi V_c$ N	$\Phi V_s$ N	$\Phi V_n$ N
Major Shear(V2)	5.42	209218.69	2284633.77	6361818.09	318587.43	96970.52	415557.95
Minor Shear(V3)	5.42	209218.69	2284633.77	57797259.77	318587.43	96970.52	415557.95

#### Design Forces

	$V_u$ N	$P_u$ N	$M_u$ N-mm	Capacity $V_p$ N
Major Shear(V2)	6624.3	2282081.21	6361818.09	209218.69
Minor Shear(V3)	68986.2	2282081.21	-39854266.07	209218.69

#### Capacity Shear (Part 1 of 2)

	Shear $V_p$ N	Long.Rebar $A_{s(Bot)}$ %	Long.Rebar $A_{s(Top)}$ %	Cap.Moment $M_{posBot}$ N-mm
Major Shear(V2)	209218.69	1.08	1.08	987362447.93
Minor Shear(V3)	209218.69	1.08	1.08	987362447.93



## Capacity Shear (Part 2 of 2)

Cap.Moment $M_{negTop}$ N-mm	Cap.Moment $M_{negBot}$ N-mm	Cap.Moment $M_{posTop}$ N-mm
987362447.93	987362447.93	987362447.93
987362447.93	987362447.93	987362447.93

## Design Basis

Shr Reduc Factor Unitless	Strength $f_{ys}$ MPa	Strength $f_{cs}$ MPa	Area $A_g$ cm <sup>2</sup>
1	413.69	24	4225

## Concrete Shear Capacity

	Design $V_u$ N	Conc.Area $A_{cu}$ cm <sup>2</sup>	Tensn.Rein $A_{st}$ cm <sup>2</sup>
Major Shear(V2)	209218.69	3750.5	22.81
Minor Shear(V3)	209218.69	3750.5	22.81

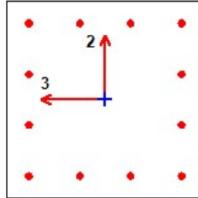
## Shear Rebar Design

	Stress $v$ MPa	Conc.Cpcty $v_c$ MPa	Uppr.Limit $v_{max}$ MPa	$\Phi v_c$ MPa	$\Phi v_{max}$ MPa	RebarArea $A_v/s$ cm <sup>2</sup> /m
Major Shear(V2)	0.56	1.13	4.39	0.85	0	5.42
Minor Shear(V3)	0.56	1.13	4.39	0.85	3.29	5.42

Anexo 6. Resultados de la verificación a cortante del nudo 2-B obtenidos del software Etabs.

## ETABS 2016 Concrete Frame Design

### ACI 318-14 Column Section Design



#### Column Element Details (Joint Shear Details)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story5	C7	127	Col. 65x65cm	0.9D+SEx	2900	3500	1	Sway Special

#### Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
650	650	73	37.3

#### Material Properties

E <sub>c</sub> (MPa)	f' <sub>c</sub> (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f <sub>y</sub> (MPa)	f <sub>ys</sub> (MPa)
23025.2	24	1	420	420

#### Design Code Parameters

$\Phi_T$	$\Phi_{CTied}$	$\Phi_{CSpiral}$	$\Phi_{Vns}$	$\Phi_{Vs}$	$\Phi_{Vjoint}$	$\Omega_0$
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85	1

#### Joint Shear Design

	Joint Shear Ratio	Shear V <sub>u,Top</sub> N	Shear $\Phi V_c$ N
Major Shear, V <sub>u2</sub>	0.751	1316431.31	1753040.77
Minor Shear, V <sub>u3</sub>	0.751	1316431.31	1753040.77

#### Dimensions of the Columns Connected to the Joint

	Column Section	Steel Area cm <sup>2</sup>	SteelArea Percent %	Column Length mm	Width <sub>33</sub> (b) /Dia (D) mm	Width <sub>22</sub> (h) mm	Rotation Degree
Above	Col. 65x65cm	45.61	1.08	3500	650	650	0
Below	Col. 65x65cm	45.61	1.08	3500	650	650	0

Dimensions of the Beams At the Joint

	Beam Section	Concrete $f'_c$ MPa	Rebar $f_y$ MPa	Width b mm	Depth h mm	Rebar $A_s$ (Top) $cm^2$	Rebar $A_s$ (Bot) $cm^2$
Beam 1	Viga 30x60cm - P5	24	420	300	600	19.64	9.42
Beam 2	Viga 30x60cm - P5	24	420	300	600	19.64	9.42
Beam 3	Viga 30x60cm - P5	24	420	300	600	19.64	9.42
Beam 4	Viga 30x60cm - P5	24	420	300	600	19.64	9.42

Beam Capacities and Angles (Overstrength factor = 1.25,  $\Phi_{(capacity)} = 1.0$ )

	Capacity +veM N-mm	Capacity -veM N-mm	Tension for +veM N	Tension for -veM N	Cos(Angle) Ratio	Sin(Angle) Ratio
Beam 1	252020498.16	480244933.82	494550	1031100	0	-1
Beam 2	252020498.16	480244933.82	494550	1031100	0	1
Beam 3	252020498.16	480244933.82	494550	1031100	-1	0
Beam 4	252020498.16	480244933.82	494550	1031100	1	0

Shear Contributions for Beam Moment Capacities

	Sum(T) Major N	Sum(C) Major N	Sum(C+T) Major N	Sum(T) Minor N	Sum(C) Minor N	Sum(C+T) Minor N
Clockwise	1031100	494550	1525650	1031100	494550	1525650
CounterClockwise	1031100	494550	1525650	1031100	494550	1525650

Shear of Top Column for Beam Moment Capacities

	SumBeamCap Major N-mm	VuTop Major N	SumBeamCap Minor N-mm	VuTop Minor N
Clockwise	732265431.99	209218.69	732265431.99	209218.69
CounterClockwise	732265431.99	209218.69	732265431.99	209218.69

Capacity Shear of Top Column Along the Column Axes BelowShear of Top Column for Beam Moment Capacities

	AxialForce $P_u$ N	Capacity +veM Cap N-mm	Capacity -veM Cap N-mm	Cap.Shear $V_{utop}$ N
Major	-1042503.5	737191663.37	737191663.37	421252.38
Minor	-1042503.5	737191663.37	737191663.37	421252.38

Joint Confinement

Major Front	Major Back	Minor Front	Minor Back
No	No	No	No

Joint Shear Capacity

	Joint Width mm	Column Depth mm	Joint Area $cm^2$	Allow.Shear $\Phi V_c$ MPa	Capacity $\Phi V_c$ N
Major	650	650	4225	4.15	1753040.77
Minor	650.0	650.0	4225.00	4.15	1753040.77