



**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

“ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC-2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; ACI 318-14 DEL INSTITUTO ESTADOUNIDENSE DEL HORMIGÓN ARMADO.”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN / ESTUDIO DE CASO

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

ALEXANDER PATRICIO GARCÍA GARCÍA

JHONNY FABRICIO CHOEZ FRANCO

TUTOR:

ING. JAIME F. ARGUDO, PH.D.

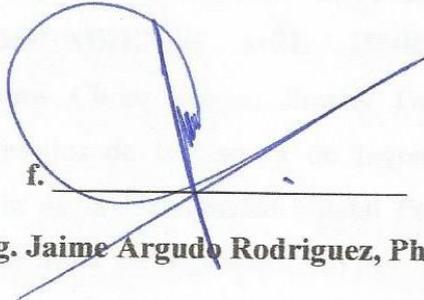
La Libertad, Ecuador

2018

CERTIFICACIÓN

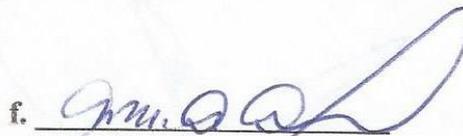
Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por Choez Franco Jhonny Fabricio y García García Alexander Patricio como requerimiento para la obtención del título de INGENIERO CIVIL.

TUTOR

f. 

Ing. Jaime Argudo Rodriguez, Ph.D.

DIRECTOR DE LA CARRERA

f. 

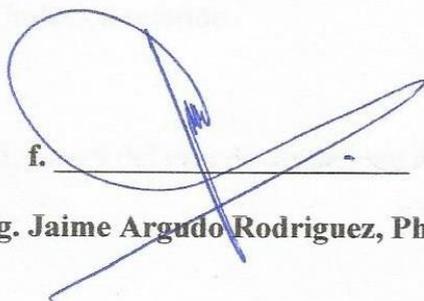
Arq. Gilda Rubira Gómez, MSc.

La Libertad, a los 9 del mes de septiembre del año 2019

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación “ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC-2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; ACI 318-14 DEL INSTITUTO ESTADOUNIDENSE DEL HORMIGÓN ARMADO”, elaborado por los señores Choez Franco Jhonny Fabricio y García García Alexander Patricio, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingenieros Civiles, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR

f. 

Ing. Jaime Argudo Rodriguez, Ph.D.

La Libertad, a los 9 del mes de septiembre del año 2019

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, Choez Franco Jhonny Fabricio y García García Alexander Patricio
DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación “ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC-2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; ACI 318-14 DEL INSTITUTO ESTADOUNIDENSE DEL HORMIGÓN ARMADO.” previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 9 del mes de septiembre del año 2019

f.



Choez Franco Jhonny Fabricio

f.



García García Alexander Patricio

AUTORIZACIÓN

Nosotros, Choez Franco Jhonny Fabricio y García García Alexander Patricio, autorizamos a la Universidad Estatal Península de Santa Elena a la **publicación** en biblioteca de la institución, el Trabajo de Titulación, **“ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC-2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; ACI 318-14 DEL INSTITUTO ESTADOUNIDENSE DEL HORMIGÓN ARMADO”**, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 9 del mes de septiembre del año 2019

f. 

Choez Franco Jhonny Fabricio

f. 

García García Alexander Patricio

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

El formato de Certificado de Antiplagio o Reporte URKUND, será facilitado por la Secretaría en archivo individual.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, quien nos dio durante todos estos años valentía para estar en esta maravillosa carrera, la misma que trajo muchas veces situaciones difíciles y que con orgullo se logró obtener el título de Ingenieros Civiles, tarea que no ha sido fácil pero bajo sus bendiciones e inspiración logramos la meta, superando diversos obstáculos.

A nuestras familias, que son la inspiración del día a día para alcanzar el éxito en los proyectos trazados y fueron el apoyo más fuerte que tuvimos a lo largo de este camino recorrido.

A los docentes de la Carrera de Ingeniería Civil por todos los conocimientos que nos brindaron para poder elaborar este trabajo de titulación y formarnos como profesionales.

A nuestro tutor de tesis, Ing. Jaime Argudo, por la guía profesional y orientación brindada para llevar a cabo la realización de este proyecto de investigación.

Garcia Garcia Alexander Patricio

Choez Franco Jhonny Fabricio

DEDICATORIA

Quiero dedicar este Trabajo de Titulación principalmente a mis padres Pedro Ramiro García García y Yessenia Isabel García Zambrano, a mis hermanos Jessica García, Elián García, Luis García y Yimabel García por su sacrificio en estos años al ayudarme en el día a día que pase lejos de casa.

A mi esposa Génesis Delgado por siempre estar a mi lado brindándome su apoyo constante.

A la señora Blanca Fanny Gómez De Rubira por ser la persona que me ayudó con sus consejos y fue como un ángel que siempre me guió.

A la familia Candell Rubira y Rubira Gutiérrez personas que me brindaron confianza y con sus consejos permitieron que sienta a la Provincia de Santa Elena como mi hogar.

García García Alexander Patricio

DEDICATORIA

Dedico este trabajo en primer lugar a Dios por haberme dado la vida y permitirme haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional.

A mi madre Jenny Isabel Franco Aquino y a mi padre Jonny Lender Choez Loor, quienes me brindaron la ayuda necesaria, tanto moral como económica para poder lograr esta meta y siempre guiarme por el camino correcto de la mano de Dios.

A mis hermanos, Eliana Choez, José Choez, Lender Choez (+) y Sebastián Choez, que son mi fuente de inspiración para seguir adelante sin desmayar.

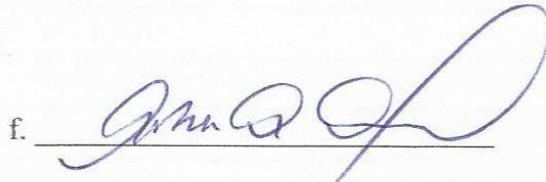
Choez Franco Jhonny Fabricio

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



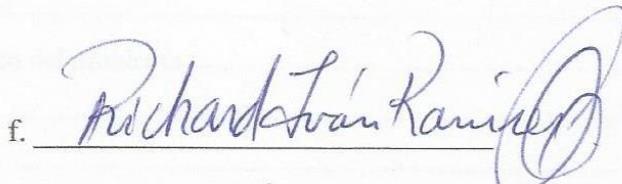
ING. JUAN GARCÉS VARGAS, MSC

DECANO DE LA FACULTAD

f. 

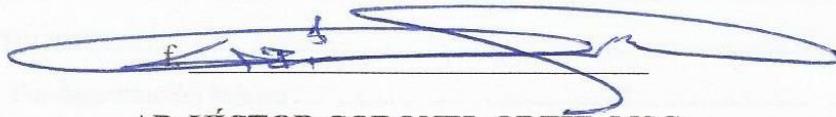
ARQ. GILDA RUBIRA GÓMEZ, MSC

DIRECTOR DE CARRERA

f. 

ING. RICHARD RAMÍREZ PALMA, MSC

COORDINADOR O DOCENTE DEL ÁREA



AB. VÍCTOR CORONEL ORTÍZ, MSC

SECRETARIO GENERAL

INDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN	ii
APROBACIÓN DEL TUTOR.....	¡Error! Marcador no definido.
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD	¡Error! Marcador no definido.
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	vi
AGRADECIMIENTOS	vii
DEDICATORIA	ix
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	x
INDICE GENERAL	xi
INDICE DE FIGURAS.....	xix
RESUMEN	xxii
ABSTRACT.....	xxiii
INTRODUCCIÓN	24
CAPÍTULO I	25
MARCO CONTEXTUAL DE LA INVESTIGACIÓN	25
1.1 Antecedentes.....	25
1.2 Planteamiento del problema	26
1.3 Alcance	27
1.4 Justificación.....	28
1.5 Objetivos de la investigación.....	29
1.5.1 Objetivo general.....	29
1.5.2 Objetivos específicos	29
1.6 Metodología del estudio	29
CAPÍTULO II.....	31
MARCO TEÓRICO.....	31
2.1 Fundamentación teórica.....	31
2.2 Análisis lineal de estructuras de hormigón armado	31
2.2.1 Metodología de análisis para diseño sísmico ASCE 7-16.....	31
2.2.1.1 Espectro de diseño	32
2.2.1.2 Sistema estructural	38
2.2.1.3 Determinación del periodo de la estructura	39
2.2.1.4 Irregularidades estructurales	40

2.2.1.5	Procedimiento de fuerzas laterales equivalentes	43
2.2.1.6	Amplificación del momento torsor accidental	45
2.2.1.7	Combinaciones de cargas.....	46
2.2.1.8	Determinación de derivas de pisos (inelásticas)	48
2.2.1.9	Efectos P delta.....	49
2.2.2	Metodología de análisis para diseño sísmico NEC 15 (NEC-SE-DS).....	49
2.2.2.1	Espectro elástico de aceleración horizontal de diseño	51
2.2.2.2	Determinación del periodo de vibración T.....	56
2.2.2.3	Sistema estructural	57
2.2.2.4	Regularidad estructural	59
2.2.2.5	Procedimiento de cálculo del DBF	64
2.2.2.6	Movimientos torsionales accidentales y torsión accidental	66
2.2.2.7	Combinaciones de carga	67
2.2.2.8	Límites permisibles para derivas de piso	68
2.2.2.9	Efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i	68
2.3	Requisitos de la norma estadounidense para diseño de hormigón estructural (ACI 318S-14)	69
2.3.1	Estructuras sismo resistente	69
2.3.2	Resistencia del concreto.....	70
2.3.3	Refuerzo de varillas corrugadas en pórticos especiales resistentes a momentos.....	70
2.3.4	Vigas de pórticos especiales resistentes a momentos.....	71
2.3.4.1	Dimensiones.....	71
2.3.4.2	Refuerzo longitudinal.....	72
2.3.4.3	Refuerzo transversal.....	73
2.3.4.4	Resistencia al cortante equivalente de diseño	74
2.3.5	Columnas de pórticos especiales resistentes a momentos.....	75
2.3.5.1	Dimensiones.....	76
2.3.5.2	Resistencia mínima a flexión	76
2.3.5.3	Refuerzo longitudinal.....	77
2.3.5.4	Refuerzo transversal.....	77
2.3.5.5	Resistencia al cortante.....	79
2.3.6	Nodos en pórticos especiales resistentes a momentos	80

2.3.6.1	Refuerzo longitudinal.....	80
2.3.6.2	Refuerzo transversal.....	81
2.3.6.3	Resistencia al cortante.....	82
2.3.6.4	Cortante equivalente de diseño	83
2.4	Requisitos de norma ecuatoriana para diseño de hormigón armado (NEC-SE-HM)	85
2.4.1	Hormigón armado	85
2.4.2	Acero de refuerzo.....	85
2.4.3	Elementos en flexión (Vigas).....	85
2.4.3.1	Dimensiones.....	86
2.4.3.2	Refuerzo longitudinal mínimo en elementos a flexión	86
2.4.3.3	Refuerzo transversal.....	86
2.4.4	Elementos en flexo-compresión (columnas).....	87
2.4.1.1	Dimensiones.....	87
2.4.1.2	Refuerzo principal (longitudinal) en columnas.....	87
2.4.1.3	Refuerzo transversal para confinamiento.....	88
2.4.1.4	Refuerzo para resistir el cortante y conexión viga-columna	88
2.5	Predimensionamiento de los elementos estructurales.....	88
2.5.1	Predimensionamiento de Losa	88
2.5.2	Nervios de losa.....	88
2.5.3	Vigas principales.....	89
2.5.4	Vigas secundarias.....	89
2.5.5	Columnas	89
2.6	Modelamiento.....	90
2.6.1	Preparación del modelo matemático de análisis para diseño	90
2.6.2	Interpretación de resultados del primer análisis.....	92
2.7	Análisis no lineal tipo pushover	93
2.7.1	Generalidades.....	93
2.7.2	Bases para el análisis Pushover.....	94
2.7.2.1	Distribución de cargas laterales	95
2.7.3	Método de análisis	96
2.7.4	Demanda sísmica	97
CAPÍTULO III.....		98

PRE-DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO	98
3.1 Descripción general de la edificación.....	98
3.2 Pre-dimensionamiento de elementos estructurales.....	99
3.2.1 Losa y nervios	99
3.2.2 Vigas principales.....	100
3.2.3 Vigas secundarias.....	100
3.2.4 Columnas	101
3.3 Especificaciones para el prediseño de la edificación.....	103
3.3.1 Criterios para el diseño preliminar	103
3.3.3 Emplazamiento.....	105
3.3.4 Tipo de suelo.....	105
3.3.5 Ocupación	105
3.3.6 Cargas sobrepuestas aplicadas a la estructura.....	106
3.3.7 Peso sísmico.....	111
3.4 Diseño preliminar NEC 15- (NEC-SE-DS).....	114
3.4.1 Espectro elástico de aceleración horizontal de diseño	114
3.4.2 Periodo fundamental aproximado	115
3.4.3 Cortante basal y distribución de fuerzas horizontales.....	115
3.4.4 Derivas de piso.....	117
3.4.5 Irregularidad torsional.....	119
3.4.6 Índice de estabilidad.....	121
3.5 Diseño preliminar ASCE 7-16.....	124
3.5.1 Espectro elástico de aceleración horizontal de diseño.	124
3.5.2 Período fundamental aproximado	125
3.5.3 Cortante de basal y distribución de fuerzas horizontales.	125
3.5.4 Derivas por pisos.....	128
3.5.5 Revisión de irregularidad torsional	130
3.5.6 Índice de estabilidad.....	131
CAPÍTULO IV.....	132
DISEÑO DEFINITIVO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO.....	132
4.1 Generalidades del diseño	133
4.1.1 Propiedades de los materiales	133
4.1.2 Inercias Agrietadas.....	134

4.1.3	Combinaciones de Carga	134
4.1.4	Peso sísmico.....	135
4.1.5	Periodo de la estructura.....	138
4.2	DISEÑO NEC 15 (NEC-SE-DS)	138
4.2.1	Cortante basal y distribución de fuerzas horizontales.....	138
4.2.2	Derivas de piso.....	141
4.2.3	Irregularidad torsional.....	142
4.2.4	Índice de estabilidad.....	143
4.3	DISEÑO FINAL ASCE.....	144
4.3.1	Cortante de basal y distribución de fuerzas horizontales	144
4.3.2	Derivas de piso.....	146
4.3.3	Revisión de irregularidad torsional	148
4.3.4	Índice de estabilidad.....	149
4.4	Diseño de hormigón armado.....	151
4.4.1	Vigas	151
4.4.2	Columnas	159
4.4.3	Conexión viga columna	163
4.4.4	Columna fuerte-viga débil	165
4.5	Análisis No-Lineal Pushover.....	166
4.5.1	Análisis no lineal ASCE 7-16	167
4.5.2	Análisis no lineal NEC-15	173
5.1	Conclusiones.....	179
5.1.1	Prediseño de la estructura	179
5.1.2	Diseño de la estructura.....	180
5.1.3	Diseño de hormigón armado	182
5.1.4	Análisis no lineal tipo pushover.....	183
5.2	Recomendaciones	183
Anexos		187
Anexo 1: Pórticos especiales resistentes a momentos.....		188
Anexo 2: Diseño de viga secundaria.....		191
Anexo 3: Análisis No Lineal del diseño ASCE 7-16.....		136
Anexo 4: Análisis No Lineal del diseño NEC 15		141

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Categorías de riesgo	32
Tabla 2. Factores de importancia en función de categoría de riesgo	33
Tabla 3. Clasificación del sitio	33
Tabla 4. Coeficiente de sitio de período corto, F_a	34
Tabla 5. Coeficiente de sitio de periodo largo, F_v	35
Tabla 6. Categoría de diseño sísmico basada en SDS	36
Tabla 7. Categoría de diseño sísmico basada en SD1	36
Tabla 8. Coeficientes de diseño y factores para sistemas resistentes a sismos	38
Tabla 9. Procedimientos analíticos permitidos	39
Tabla 10. Valores de los coeficientes del período aproximado C_t y x	40
Tabla 11. Irregularidades estructurales horizontales	42
Tabla 12. Irregularidades estructurales verticales	43
Tabla 13. Derivas permisibles	48
Tabla 14. Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada	52
Tabla 15: Clasificación de perfiles de suelo	52
Tabla 16: Tipos de suelo y factores de sitio F_a	53
Tabla 17: Tipos de suelo y factores de sitio F_d	53
Tabla 18: Tipos de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s	54
Tabla 19. Coeficientes para estimar el período	57
Tabla 20: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	58
Tabla 21. Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles	59
Tabla 22: Coeficientes de Irregularidad en planta	63
Tabla 23: Coeficientes de irregularidad en elevación	64
Tabla 24. Coeficiente k	66
Tabla 25. Valores máximos para deriva inelástica	68
Tabla 26. Límites para f'_c	70
Tabla 27. Refuerzo transversal para columnas en P.E.R.M.	78
Tabla 28. Resistencia nominal al cortante	82
Tabla 29. Cargas para Pre-dimensionamiento de columnas	101
Tabla 30. Peso propio de columnas	102
Tabla 31. Poblaciones ecuatorianas y el valor de Z	105
Tabla 32. Carga sobrepuesta	106
Tabla 33. Cargas muertas sobrepuestas	109
Tabla 34. Peso sísmico	113
Tabla 35. Peso sísmico	114
Tabla 36. Datos para definición de espectro NEC 15 (NEC-SE-DS)	114
Tabla 37. Cortante basal NEC-15	116
Tabla 38. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso, NEC-SE-DS	116
Tabla 39. Derivas inelásticas con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (NEC-SE- DS)	118
Tabla 40. Derivas inelásticas con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (NEC-SE-DS)	118

Tabla 41. Irregularidad torsional con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (NEC-SE-DS)	120
Tabla 42. Irregularidad torsional con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (NEC-SE-DS)	121
Tabla 43. Índice de estabilidad con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (NEC-SE-DS)	123
Tabla 44. Índice de estabilidad con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (NEC-SE-DS)	123
Tabla 45. Datos para definición de espectro ASCE	124
Tabla 46. Factor K (ASCE 7-16)	126
Tabla 47. Cortante de basal (ASCE 7-16).....	127
Tabla 48. Cortante de basal (ASCE 7-16).....	127
Tabla 49. Distribución de fuerza horizontal por piso (ASCE 7-16).....	128
Tabla 50. Derivas inelásticas con sismo dirección X con $-0.05L_y$ (ASCE 7-16)	129
Tabla 51. Derivas inelásticas con sismo dirección Y con $0.05L_x$ (ASCE 7-16)	130
Tabla 52. Irregularidad torsional con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (ASCE 7-16)	131
Tabla 53. Irregularidad torsional con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (ASCE 7-16)	131
Tabla 54. Índice de estabilidad con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (ASCE 7-16)	132
Tabla 55. Índice de estabilidad con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (ASCE 7-16)	132
Tabla 56. Propiedades de los materiales	134
Tabla 57. Combinaciones de carga	135
Tabla 58. Peso sísmico	138
Tabla 59. Cortante basal NEC-15 sismo X	139
Tabla 60. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso, NEC-SE-DS sismo X	139
Tabla 61. Cortante basal NEC-15 sismo Y	140
Tabla 62. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso, NEC-SE-DS sismo Y	140
Tabla 63. Derivas inelásticas con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (NEC-SE-DS)	141
Tabla 64. Derivas inelásticas con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (NEC-SE-DS)	142
Tabla 65. Irregularidad torsional con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (NEC-SE-DS)	143
Tabla 66. Irregularidad torsional con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (NEC-SE-DS)	143
Tabla 67. Índice de estabilidad con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (NEC-SE-DS)	144
Tabla 68. Índice de estabilidad con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (NEC-SE-DS)	144
Tabla 69. Cortante basal ASCE 7-16 sismo X	145

Tabla 70. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso, ASCE 7-16 sismo X.	145
Tabla 71. Cortante basal ASCE 7-16 sismo Y.....	146
Tabla 72. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso, ASCE 7-16 sismo Y.	146
Tabla 73. Derivas inelásticas con sismo en dirección X con -0.05Ly (ASCE 7-16)	147
Tabla 74. Derivas inelásticas con sismo dirección Y con 0.05Lx(ASCE 7-16).	148
Tabla 75. Irregularidad torsional con sismo en dirección X con -0.05Ly (ASCE 7-16).	148
Tabla 76. Irregularidad torsional con sismo en dirección Y con 0.05Lx Final (ASCE 7-16).	148
Tabla 77. Índice de estabilidad con sismo en dirección X con -0.05Ly Final (ASCE 7-16).	149
Tabla 78. Índice de estabilidad con sismo en dirección Y con +0.05Lx Final (ASCE 7-16).	150
Tabla 79. Momentos de diseño NEC 15, ASCE 7-16 (VP 40X75) piso 3	153
Tabla 80. Refuerzo longitudinal de vigas tipo	157
Tabla 81. Resultados para el diagrama P-M nominal y de diseño	165
Tabla 82. Patrón de carga dirección X, ASCE 7-16	167
Tabla 83. Patrón de carga dirección Y, ASCE 7-16	168
Tabla 84. Resultado de la curva de capacidad dirección X ASCE 7-16.....	170
Tabla 85. Resultado de la curva de capacidad dirección Y ASCE 7-16.....	171
Tabla 86. Patrón de carga dirección X, NEC-15.....	173
Tabla 87. Patrón de carga dirección Y, NEC-15.....	173
Tabla 88. Resultado de la curva de capacidad dirección X NEC-15	176
Tabla 89. Resultado de la curva de capacidad dirección Y NEC-15	177
Tabla 90. Resultados del Prediseño de la estructura	180
Tabla 91. Resultados de Diseño de la estructura.....	182
Tabla 92. Momentos de diseño NEC 15, ASCE 7-16 (VS 25X50) piso 1	191

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Espectro de respuesta de diseño	36
Figura 2. Factor de amplificación torsional	45
Figura 3. Zonas sísmicas y valor del factor de zona	51
Figura 4. Espectro de diseño	56
Figura 5: Configuraciones estructurales recomendadas	60
Figura 6: Configuraciones estructurales no recomendadas	62
Figura 7. Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido	72
Figura 8. Requerimientos de refuerzo longitudinal de viga.....	72
Figura 9. Requerimientos de refuerzo transversal en viga.....	73
Figura 10. Requisitos para estribos en vigas.....	74
Figura 11. Cortante de diseño para vigas.....	75
Figura 12. Columna fuerte/ viga débil	76
Figura 13. Requerimientos de espaciamiento del refuerzo transversal de la columna.....	77
Figura 14. Refuerzo transversal en columnas	78
Figura 15. Cortante de diseño para columnas	79
Figura 16. Gancho estándar para el desarrollo de barras en tracción	81
Figura 17. Área efectiva del nudo	82
Figura 18. Mecanismo de falla conexión viga-columna	83
Figura 19. Diagrama de cuerpo libre para calcular V_{col}	84
Figura 20. Diagrama de cuerpo libre para calcular V_j	84
Figura 21. Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión.....	86
Figura 22. Zona de confinamiento y traslape.....	87
Figura 23. Curva pushover.....	96
Figura 24. Planta de la edificación.....	98
Figura 25 a. Corte A-A”	99
Figura 26 b. Corte B-B”.....	99
Figura 27. Sección transversal de losa	100
Figura 28. Elevación de pórtico del eje "C" con secciones predimensionadas..	103
Figura 29. Fuerzas sísmicas aplicadas con excentricidad accidental.....	104
Figura 30. Áreas tributarias de vigas principales	106
Figura 31. Cargas vivas sobreimpuestas	108
Figura 32. Cargas muertas sobreimpuestas.....	111
Figura 33. Espectro de diseño según NEC 15 para Santa Elena-Suelo "C"	115
Figura 34. Desplazamiento del piso 3 causado por sismo X (-0.05Ly) (NEC-SE- DS)	119
Figura 35. Desplazamientos en la estructura con sismo Y (0.05Lx)	121

Figura 36. Espectro de diseño según ASCE 7-16 para Imperial-California (Suelo "C").	125
Figura 37. Nodos del piso 8	131
Figura 38. Secciones de vigas principales y columnas	136
Figura 39. Modo 1, periodo de la estructura.	138
Figura 40. Derivas inelásticas NEC-15	142
Figura 41. Momentos de diseño pórtico 2, comb 1.2D+L-Sx (NEC 15)	152
Figura 42. V (40x75) - Cortante equivalente	157
Figura 43. Refuerzo longitudinal y transversal de vigas tipo	159
Figura 44. Diagrama de interacción columna (80x80)	160
Figura 45. Momentos 3-3 y fuerza axial presentes en columnas del pórtico 2.	161
Figura 46. Refuerzo longitudinal y transversal de columnas tipo	162
Figura 47. Conexión viga-columna	163
Figura 48. Diagrama de interacción P-M col (80x80)	166
Figura 49. Curva Pushover dirección X ASCE 7-16	168
Figura 50. Curva Pushover dirección Y ASCE 7-16	169
Figura 51. Análisis Pushover etapa 3 dirección X ASCE 7-16	172
Figura 52. Análisis Pushover etapa 15 dirección Y ASCE 7-16	172
Figura 53. Curva Pushover dirección X NEC-15	174
Figura 54. Curva Pushover dirección Y NEC-15	174
Figura 55. Análisis Pushover etapa 3 dirección X NEC-15	178
Figura 56. Análisis Pushover etapa 5 dirección X NEC-15	178
Figura 57. Análisis Pushover etapa 12 dirección Y NEC-15	179
Figura 58. Refuerzo longitudinal y transversal del pórtico tipo 2 pisos 1 a 4.	188
Figura 59. Sección transversal de columnas y vigas del pórtico tipo 2, piso 1 a 4.	188
Figura 60. Refuerzo longitudinal y transversal del pórtico tipo 2 pisos 5 a 6.	189
Figura 61. Sección transversal de columnas y vigas del pórtico tipo 2 del piso 5 y 6.	189
Figura 62. Refuerzo longitudinal y transversal del pórtico tipo 2 pisos 7 a 8.	190
Figura 63. Sección transversal de columnas y vigas del pórtico tipo 2 del piso 7 y 8.	190
Figura 64. Viga secundaria crítica, eje Y (L), primer piso	191
Figura 65. Sección transversal de viga secundaria tipo	134
Figura 66. Análisis Pushover etapa 3 dirección X ASCE 7-16	136
Figura 67. Análisis Pushover etapa 5 dirección X ASCE 7-16	136
Figura 68. Análisis Pushover etapa 7 dirección X ASCE 7-16	137
Figura 69. Análisis Pushover etapa 10 dirección X ASCE 7-16	137
Figura 70. Análisis Pushover etapa 2 dirección Y ASCE 7-16	138
Figura 71. Análisis Pushover etapa 3 dirección Y ASCE 7-16	138

Figura 72. Análisis Pushover etapa 5 dirección Y ASCE 7-16	139
Figura 73. Análisis Pushover etapa 8 dirección Y ASCE 7-16	139
Figura 74. Análisis Pushover etapa 9 dirección Y ASCE 7-16	140
Figura 75. Análisis Pushover etapa 15 dirección Y ASCE 7-16	140
Figura 76. Análisis Pushover etapa 3 dirección X NEC-15.....	141
Figura 77. Análisis Pushover etapa 5 dirección X NEC-15.....	141
Figura 78. Análisis Pushover etapa 8 dirección X NEC-15.....	142
Figura 79. Análisis Pushover etapa 9 dirección X NEC-15.....	142
Figura 80. Análisis Pushover etapa 12 dirección X NEC-15.....	143
Figura 81. Análisis Pushover etapa 15 dirección X NEC-15.....	143
Figura 82. Análisis Pushover etapa 19 dirección X NEC-15.....	144
Figura 83. Análisis Pushover etapa 2 dirección Y NEC-15.....	144
Figura 84. Análisis Pushover etapa 3 dirección Y NEC-15.....	145
Figura 85. Análisis Pushover etapa 5 dirección Y NEC-15.....	145
Figura 86. Análisis Pushover etapa 7 dirección Y NEC-15.....	146
Figura 87. Análisis Pushover etapa 12 dirección Y NEC-15.....	146

“ESTUDIO COMPARATIVO DE LOS DISEÑOS SÍSMICOS, DE UNA ESTRUCTURA DE PÓRTICOS DÚCTILES RESISTENTES A FLEXIÓN DE HORMIGÓN ARMADO, USANDO LAS ESPECIFICACIONES NEC-2015, ASCE 7-16 DE LA ASOCIACIÓN ESTADOUNIDENSE DE INGENIEROS CIVILES; ACI 318-14 DEL INSTITUTO ESTADOUNIDENSE DEL HORMIGÓN ARMADO.”

Autores: Alexander Patricio García García

Jhonny Fabricio Choez Franco

Tutor: Ing. Jaime F. Argudo, Ph.D.

RESUMEN

El presente estudio comprende el diseño estructural con análisis lineal elástico y análisis no lineal a carga estática incremental (tipo pushover) de una estructura de planta arquitectónica tipo L, con un área de 1024 m² en cada uno de sus 8 pisos. Se utilizan los criterios de desempeño sísmico que se brindan en las normativas NEC-15 y ASCE7-16 para realizar el estudio comparativo entre los diseños sísmicos. Se proyectó un edificio de uso público de oficinas, de tipo hipotético, ya que sus datos no corresponden a proyecto construido alguno o proyecto en construcción, sino más bien es la representación del estándar de diseño y construcción de los países de origen de las normas que se utilizaron para el diseño.

La estructura de ocho pisos consta de un sistema de losa aligerada en una dirección con elementos estructurales de vigas secundarias y vigas principales, que son las que forman parte del pórtico especial resistente a sismos como se denomina en la normativa cuando se cumple la condición de columna fuerte y viga débil. La edificación es regular en elevación e irregular en planta. Se adoptó una estructura irregular con la finalidad de evaluar el desempeño sísmico de una estructura compleja en el marco normativo de NEC-15, ASCE7-16, ACI 318-14.

Palabras claves: Diseño Estructural, Normas (Ingeniería), Flexibilidad, Edificio-Efecto Sísmico, Diseño Sismoresistente.

**"SEISMIC DESIGN COMPARATIVE STUDY FOR A SPECIAL
MOMENT RESISTANT FRAME SYSTEM USING SPECIFICATIONS
FROM THE ECUADORIAN SEISMIC DESIGN CODE (NEC-2015) AND
US DESIGN CODES ASCE 7-16 AND ACI 318-14.**

Authors: Alexander Patricio García García

Jhonny Fabricio Choez Franco

Tutor: Ing. Jaime F. Argudo, Ph.D.

ABSTRACT

This study comprises the seismic design of an eight-story building designed using linear elastic analysis and pushover non-linear analysis. The building architecture consists of an L-shape floor plan with 1024 m² area on each floor. Seismic performance design criteria provided by international standards NEC-15 and ASCE 7-16 regulations are used to carry out a comparative study between Ecuadorian and USA code based seismic design provisions. The building configuration corresponds to a hypothetical project for public offices' occupancy. Thus, building data do not correspond to any particular existing or under construction building. Instead, data was assumed to characterize design and construction best practices in countries subject to comparison of their seismic code design standards.

The eight-story structure consists of a light one-way slab system combined with secondary beams. Its primary seismic resistant system is composed of main beams and columns, defining a special moment resistant frame that is designed according to seismic regulations to develop strong column-weak beam mechanism. The building is regular in elevation and irregular in plan. An irregular plan was adopted to evaluate seismic performance for a complex structure within the framework of NEC 15, ASCE 7-6, ACI 318-14 seismic design provisions.

Keywords: Structural Design, Standards (Engineering), Flexibility, Building-Seismic Effect, Earthquake Resistant Design.

INTRODUCCIÓN

Ecuador es un país altamente sísmico por estar ubicado en el cinturón de fuego del Pacífico. Durante el terremoto suscitado el 16 de abril del 2016 en la ciudad de Pedernales, provincia de Manabí, con una magnitud de $M_w = 7.8$ en la escala de momento sísmico de Hanks y Kanamori, muchas edificaciones de dos o más pisos fueron afectadas, algunas de ellas sufrieron daños severos e incluso existieron estructuras colapsadas provocando la muerte de muchas personas. Este tipo de sucesos conlleva a debatir la rigurosidad y aplicabilidad de la norma ecuatoriana de construcción en las estructuras edificadas en el país.

La presente investigación analiza los diseños sísmicos de un edificio con pórticos de hormigón armado de 8 pisos, utilizando las normas estadounidenses, ASCE7-16, código ACI 318-14 del instituto estadounidense de hormigón armado, y las especificaciones de la NEC SE DS (Peligro sísmico – Diseño Sismo Resistente), NEC SE CG (Cargas no sísmicas) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, mismas que contienen los requerimientos para diseñar edificaciones de hormigón armado.

La elaboración de estos diseños y su estudio comparativo permitirá obtener resultados del desempeño de la estructura ante eventos sísmicos en base de las normas dadas, las que proporcionan la información sobre los requerimientos que se necesitan para que la estructura se mantenga en pie y no colapse, lo que reduciría el peligro de muertes de personas debido al desplome de estructuras.

La estructura será analizada con las cargas de las normas NEC-15 y ASCE 7-16, y usando modelos matemáticos de tipo lineal elástico (análisis estático) y no lineal a carga estática incremental (tipo pushover) para posteriormente diseñarla usando los criterios de desempeño sísmico de la norma NEC-15, ASCE 7-16 y ACI 318-14.

CAPÍTULO I

MARCO CONTEXTUAL DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Antecedentes

Durante el terremoto del 16 de abril del 2016, hubo gran cantidad de personas que perdieron la vida y cuantioso perjuicio económico con el colapso de edificaciones no cumpliendo con los principios que exigen para un diseño sísmico satisfactorio y adecuado a los estándares de las normas de construcción vigentes (NEC-15). Algunas estructuras mostraron capacidad de cargas verticales exclusivamente e incapacidad para soportar cargas sísmicas, por deficiencias estructurales tales como: columnas cortas y pisos débiles que fallaron en cortante y sistemas de columnas débiles con vigas fuertes.

La seguridad de las estructuras es de suma importancia y está relacionado directamente con la capacidad de soportar cargas o solicitaciones máximas posibles que pueden ocurrir durante su vida útil, sin tener problemas excesivos en su estructura, colapso parcial o total del mismo.

En el transcurso de los años se han realizado varios estudios universalmente aceptados por la comunidad científica, como por ejemplo que la corteza del planeta se encuentra en constante movimiento y en un estado permanente de cambio, y este es el motivo para que en Ecuador pretenda implementar estructuras seguras que cumplan con las diferentes necesidades de resistencia y comportamiento ante cualquier evento sísmico.

La construcción de estructuras en sitios de alto riesgo sísmico debe ser ejecutadas con todas las normativas vigentes de construcción y riesgo sísmico, para asegurar la vida de las personas y la estabilidad de la estructura. En Ecuador se encuentra vigente la norma ecuatoriana de la construcción NEC 2015. La NEC 15 es una norma ligada en un gran porcentaje de similitud a las normas estadounidenses ASCE 7-16, por lo que este trabajo de titulación realizará una comparación entre las normas NEC-15 y ASCE 7-16 para así lograr establecer diferencias e igualdades en los diseños realizados en Ecuador y USA.

El hormigón es uno de los materiales más utilizados en la industria de la construcción, aunque las estructuras de acero están siendo utilizadas comúnmente, aun no logran superar en popularidad a las estructuras de hormigón debido a que este material tiene una extraordinaria versatilidad en cuanto a forma (moldeable), función (puede ser estructural o no estructural), y lo que mayor llama la atención del comercio es su economía.

El hormigón ofrece resistencias bastantes elevadas a los esfuerzos de compresión y su resistencia a la tracción es muy poca, para que este material resista tracciones, es necesario combinar el hormigón con acero, y con esto se logra tener un componente resistente a tensión y compresión.

1.2 Planteamiento del problema

Los avances en tecnologías han impulsado innovadores diseños arquitectónicos que requieren de diseños sísmicos más actualizados y el avance en la Ingeniería Sísmica indica que las normas de construcción deben estar en continua actualización porque pueden ocurrir problemas como los sucedidos en el terremoto de Pedernales, donde estructuras diseñadas con normas antiguas, construcción fuera de norma y construcción informal colapsaron, dejando pérdidas de vidas en el país.

Las entidades públicas que están a cargo de la regulación y control de la industria de la construcción no han ejercido su función de forma correcta y eran muy permisivas con las construcciones sin diseño sísmico. La norma de la construcción que actualmente está en vigencia brinda recomendaciones y detalles que deben ser cumplidos para obtener resultados que satisfagan la finalidad de todo diseño estructural, que es la de brindar un servicio adecuado a las personas y mantenerlas seguras, disminuyendo su vulnerabilidad ante eventos catastróficos naturales.

Se estima que en Ecuador solamente el 15% de las edificaciones tienen un diseño sísmico competente para resistir terremotos. Adicionalmente, se tiene que la norma sísmica ecuatoriana ha sido recientemente actualizada (NEC-15) y no existe adecuada difusión sobre los aspectos normativos que hace a las estructuras resistentes a terremotos. Hay mucha informalidad en la construcción. Los

ciudadanos muchas veces contratan maestros de obra y no emplean ingenieros civiles para construir estructuras sismo-resistentes y en algunos casos la práctica profesional en la Ingeniería Civil se muestra desactualizada.

Por tal motivo, es fundamental ejecutar estudios de este tipo, cuya finalidad es ilustrar la correcta aplicación de la norma sísmica NEC-15 vigente en comparación con la norma estadounidense ASCE 7-16 y realizar un diseño innovador que complementa los métodos de análisis comerciales convencionales (análisis lineal elástico) con el método de análisis no lineal de tipo pushover para estudiar debidamente los niveles de desempeño sísmico del diseño de una estructura compleja conformes las normas.

1.3 Alcance

Se diseñarán y analizarán modelos matemáticos tridimensionales de una estructura de hormigón armado de 8 pisos, siguiendo las normas americanas ASCE y la normativa ecuatoriana NEC-15, mediante el programa de análisis computacional ETABS (análisis lineal) y SAP2000 (análisis no-lineal), donde se podrá observar el comportamiento de la estructura ante las fuerzas de sismos de diferente intensidad, logrando así estudiar si el modelo elaborado tiene buen desempeño limitando daño y previniendo colapso y que a su vez el campo del estudio de diseño no queda limitado solo a los Estados Unidos sino que el diseño es aplicable al Ecuador o a cualquier país del mundo donde las normas locales sean iguales o similares a las normas estadounidenses.

Una vez realizado el diseño con las normas descritas, se espera que el edificio no sufra mayores daños en su estructura corroborando así el buen desempeño de la estructura ante la fuerza de un sismo.

Para los diseños sismo-resistentes conforme a las normas NEC-15, ASCE 7-16, se realizarán planos de diseño de todo elemento estructural tipo que forme la estructura de hormigón armado, también se redactará la memoria técnica conforme a las especificaciones ASCE, NEC-15 y ACI 318-14.

1.4 Justificación

El presente estudio permite brindar las especificaciones para el diseño sismo-resistente de nuestros sistemas estructurales para edificaciones de hormigón armado, que les permita añadir mayor ductilidad en el diseño para evitar colapsos de edificaciones en eventos sísmicos calificados en el orden de severos. Aportando el desarrollo de investigaciones en diseños sismo-resistentes en nuestro país que está ubicado en el llamado cinturón de fuego del Pacífico que es la zona de más alta sismicidad mundial.

El diseño de pórticos dúctiles resistentes a flexión corresponde a una metodología denominada por la NEC-15 como diseño de pórticos especiales, con los que se brinda una alternativa diferente al tradicional diseño por resistencia. Se brinda mayor seguridad proveyendo alta ductilidad a las estructuras ante las demandas de resistencia que sufren en eventos sísmicos, logrando el diseño denominado sismo-resistente.

Cuando la intensidad de los sismos es igual o mayor a $MMI = VIII$, puede ocurrir que una estructura sin detalles que provean ductilidad colapse, sufriendose pérdidas de vidas, económicas y de tiempo para la recuperación de los daños. Por este motivo, es importante tener responsabilidad y estudiar el correcto diseño estructural de una edificación sismo-resistente.

El estudio comparativo realizado con las normas norteamericanas y ecuatorianas brindará información necesaria sobre el comportamiento de las estructuras en un sismo, para que, posteriormente se identifiquen con claridad las diferencias entre la forma del diseño en el Ecuador y la de diseñar conforme las normas de los Estados Unidos.

Los resultados de este Trabajo de Titulación permitirán identificar las fortalezas y debilidades que posee la normativa ecuatoriana en el diseño de estructuras de hormigón armado y los resultados serán de utilidad para que estudios posteriores puedan proponer reformas y actualizaciones a la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15.

1.5 Objetivos de la investigación

1.5.1 Objetivo general

Diseñar una estructura sismorresistente utilizando las normas NEC 15 y ASCE 7-16, para realizar la comparación de ambas en el desempeño sísmico.

1.5.2 Objetivos específicos

- Obtener un pre-diseño de la estructura, utilizando los criterios y métodos básicos de diseño aprendidos en la carrera de ingeniería civil.
- Analizar el desempeño sísmico de una estructura de hormigón armado diseñada con las normativas americanas ASCE 7-16 y ecuatoriana NEC-15
- Elaborar los diseños sismo-resistentes basados en objetivos de desempeño sísmico de las estructuras de hormigón armado conforme NEC-SE-DS (sísmico), ACI318-14 y NEC-SE-HM.
- Obtener conclusiones y recomendaciones a partir de un estudio comparativo de los análisis y diseños obtenidos usando cada una de las normas.
- Brindar información para estudios de comparación costo/beneficio de la construcción sismo-resistente de hormigón armado.

1.6 Metodología del estudio

Para llevar a cabo el proyecto de titulación del diseño de la estructura de ocho pisos con pórticos especiales se llevará en conjunto las siguientes actividades:

- Software de cálculo ETABS y SAP2000
- Análisis estático lateral equivalente (Cortante basal de diseño)
- Control de torsión y derivas de pisos máximas permisibles
- Análisis de cargas y combinaciones de cargas (NEC-15 y ASCE7-16)
- Análisis para dos componentes horizontales de la carga sísmica
- Análisis de los resultados y diseño de secciones críticas de vigas, columnas y conexiones

- Detalle del diseño conforme las normas ACI318-14, NEC-SE-HM
- Planos de diseño estructural
- Estudio comparativo de los diseños obtenidos
- Conclusiones y recomendaciones

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Fundamentación teórica

En el presente capítulo se exploran los modelos matemáticos de tipo lineal elástico (método estático de fuerzas equivalentes), el cual constituye el requisito mínimo obligatorio para diseño de edificaciones en ambas normas y el modelo no lineal tipo pushover. También se detallan las metodologías de diseño, requerimientos y restricciones especificadas en las normas en estudio, NEC-2015, ASCE 7-16 y ACI 318-18.

2.2 Análisis lineal de estructuras de hormigón armado

El análisis lineal asume que la relación entre cargas y desplazamientos resultantes es lineal, es decir, se cumple el principio de superposición: si se duplica la magnitud de la carga se obtiene el doble de respuesta del modelo (Desplazamientos y deformaciones resultantes). (Romero & Becerra, 2006)

Según NEC 15, una estructura puede ser calculada mediante procedimientos de obtención de fuerzas laterales, estática o dinámica. Para las estructuras regulares tanto en planta como en elevación, se podrán aplicar procedimientos estáticos de determinación de fuerzas laterales. En los casos restantes, se utilizará el procedimiento de cálculo dinámico que permite incorporar efectos torsionales y de modos de vibración distintos al fundamental.

Para ASCE 7-16, norma estadounidense, se puede utilizar el método estático dependiendo de la categoría de diseño, sistema estructural, altura, y de la regularidad en planta y elevación.

2.2.1 Metodología de análisis para diseño sísmico ASCE 7-16

La adecuación de los sistemas estructurales se demostrará mediante la construcción de un modelo matemático y la evaluación de este modelo para los efectos de los movimientos del terreno previstos para el diseño. (ASCE 7-16 & SEI, pág. 89)

2.2.1.1 Espectro de diseño

Para la creación del espectro es necesario definir los parámetros que se detallan a continuación:

Categorización del riesgo

ASCE 7-16, establece 4 categorías de riesgo para edificios y otras estructuras estas se clasifican según el riesgo para la vida humana, la salud y el bienestar asociados con su daño o falla por la naturaleza de su ocupación o uso.

Uso u ocupación de las edificaciones	Categoría de riesgo
Edificaciones y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla	I
Todas las edificaciones y otras estructuras excepto las que están en categoría 1, 3 y 4	II
Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la categoría 4, con potencial a causar un substancial impacto económico y/o interrupción masiva de la vida civil en el día a día en el caso de falla.	III
Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la categoría 4 (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan, o disponen de sustancias combustibles peligrosas, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias tóxicas o explosivas, donde su cantidad es superior a una cantidad umbral establecido por la autoridad competente y que sea suficiente para representar una amenaza para el público en caso de ser liberado	
Edificaciones y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales.	IV
Edificaciones y otras estructuras, donde el fallo podría suponer un peligro considerable para la comunidad.	
Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitado a, las instalaciones que fabrican, procesan, manipulan, almacenan, utilizan, o disponen de sustancias peligrosas como combustibles, productos químicos peligrosos, o residuos peligrosos) que contienen cantidades suficientes de sustancias altamente tóxicas, cuando la cantidad exceda de una cantidad umbral establecido por la autoridad competente, para resultar peligroso para el público si se libera y es suficiente para representar una amenaza para el público en caso de vertido.	
Edificios y otras estructuras requeridas para mantener la funcionalidad de otras estructuras categoría de riesgo IV.	

Tabla 1. Categorías de riesgo
Fuente: Tabla 1.5-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Factores de importancia por categoría de riesgo

Para todas las categorías de riesgo corresponde un factor de importancia referente a: nieve, hielo, viento y sismo, que se haya asignado a la edificación.

El factor de importancia causa que el cortante basal de diseño se mantenga para las categorías de riesgo I y II, mientras que para las categorías III y IV aumenta 25% y 50% respectivamente.

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_i	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Tabla 2. Factores de importancia en función de categoría de riesgo
Fuente: Tabla 1.5-2 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Clasificación del sitio

El suelo del sitio de emplazamiento se clasifica de acuerdo con la tabla 3, donde:

Vs: Velocidad media de onda de cortante

N: Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar

Su: Resistencia media al corte no drenado.

Cuando las propiedades del suelo no se conozcan con suficiente detalle para determinar la clase del sitio, se utilizará la clase D, a menos que los datos geotécnicos determinen que los suelos de clase E o F están presentes en el sitio.

Site Class	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50 blows/ft	>2,000 lb/ft ²
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft ²
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15 blows/ft	<1,000 lb/ft ²
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics: <ul style="list-style-type: none"> — Plasticity index $PI > 20$, — Moisture content $w \geq 40\%$, — Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ lb /ft² See Section 20.3.1		

Tabla 3. Clasificación del sitio
Fuente: Tabla 20.3-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Coeficientes del sitio y parámetros de aceleración de respuesta espectral de MCER

Los parámetros de aceleración de la respuesta espectral de Maximum Considered Earthquake para períodos cortos (SMS) y a 1 s (SM1), ajustados para los efectos de clase de sitio, se determinan mediante las ecuaciones:

$$S_{MS} = Fa S_S \quad \text{Ec. 11.4-1 (ASCE 7-16 \& SEI, 2017)}$$

$$S_{M1} = Fv S_1 \quad \text{Ec. 11.4-2 (ASCE 7-16 \& SEI, 2017)}$$

Donde:

S_S = Parámetro de aceleración de respuesta espectral del MCER mapeado en períodos cortos

S_1 = Parámetro de aceleración de respuesta espectral del MCER mapeado en un período de 1 s

Fa = Coeficiente de sitio de período corto

Fv = Coeficiente de sitio de período largo

Los parámetros S_S y S_1 , se obtienen de mapas presentados en el capítulo 22 de ASCE 7 -16, o bien de forma electrónica a través de la página web presentada por el U.S. Geological Survey (USGS). Dichos parámetros representan valores máximos de aceleración de movimiento de terreno asociadas a un terremoto con periodo de retorno de 2475 años. Los coeficientes de sitio de periodo corto y largo se determinan mediante las tablas que se presentan a continuación:

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period						
Site Class	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.5$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8					

Tabla 4. Coeficiente de sitio de período corto, Fa
Fuente: Tabla 11.4-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period						
Site Class	S ₁ ≤ 0.1	S ₁ = 0.2	S ₁ = 0.3	S ₁ = 0.4	S ₁ = 0.5	S ₁ ≥ 0.6
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 ^a	2.0 ^a	1.9 ^a	1.8 ^a	1.7 ^a
E	4.2	See Section 11.4.8				
F	See Section 11.4.8					

Tabla 5. Coeficiente de sitio de periodo largo, F_v
Fuente: Tabla 11.4-2 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Parámetros de aceleración espectral de diseño

Los parámetros de aceleración de la respuesta espectral del terremoto de diseño en períodos cortos de 0,2 s), SDS y en períodos de 1 s, SD1, se determinarán a partir de las siguientes ecuaciones

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad \text{Ec. 11.4-3 (ASCE 7-16 \& SEI, 2017)}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{Ec. 11.4-4 (ASCE 7-16 \& SEI, 2017)}$$

Las aceleraciones espectrales de diseño son los dos tercios de las aceleraciones ajustadas con los coeficientes de sitio (SMS y SM1), con la finalidad de reducir los valores de movimientos sísmicos a un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años de vida útil de la estructura (Tr=475 años).

Categoría de diseño

Las categorías de diseño sísmico se asignan según lo establecido en el capítulo 11 sección 6, de la ASCE 7-16, y describe lo siguiente:

- Categoría E de Diseño Sísmico, para estructuras en categoría de riesgo I, II o III ubicadas donde $S_1 \geq 0.75$.

- Categoría F de Diseño Sísmico, para estructuras en categoría de riesgo IV ubicadas donde $S_1 \geq 0.75$.
- Todas las demás estructuras se asignarán a una categoría de diseño sísmico en función de su categoría de riesgo y los parámetros, SDS y SD1, conforme las siguientes tablas:

Value of S_{DS}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{DS} < 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabla 6. Categoría de diseño sísmico basada en SDS

Fuente: Tabla 11.6-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Value of S_{D1}	Risk Category	
	I or II or III	IV
$S_{D1} < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

Tabla 7. Categoría de diseño sísmico basada en SD1

Fuente: Tabla 11.6-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Definición del espectro de respuesta de diseño

La gráfica del espectro de diseño será desarrollada como se muestra a continuación:

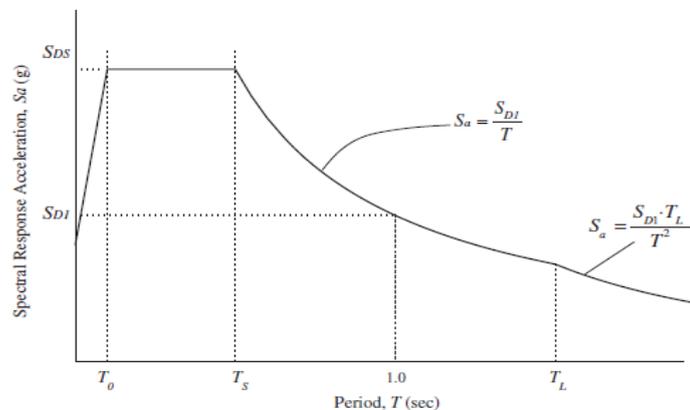


Figura 1. Espectro de respuesta de diseño

Fuente: Figura 11.4-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

- Para períodos menores que T_0 , la aceleración de respuesta espectral se calcula como:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{Ec. (1)}$$

Ec. 11.4-5 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Donde:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ec. (2)}$$

Fig. 11.4-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

- Para períodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_s , la aceleración de respuesta espectral le corresponde el valor de S_{DS} .

Donde:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ec. (3)}$$

Fig. 11.4-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

- Para períodos mayores a T_s y menores o iguales a T_L , la aceleración de respuesta espectral se determina por la siguiente ecuación:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{Ec. (4)}$$

Ec. 11.4-6 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

- Para períodos mayores a T_s , la aceleración de respuesta espectral se calcula como:

$$S_a = \frac{S_{D1} T_L}{T^2} \quad \text{Ec. (5)}$$

Ec. 11.4-7 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

El parámetro T_L , se pueden hallar mediante figuras presentadas en el capítulo 22 de ASCE 7 -16, o bien de forma electrónica a través de la página web presentada por el U.S. Geological Survey (USGS).

2.2.1.2 Sistema estructural

El Sistema de pórtico resistente a momento se basa en que todos sus miembros y articulaciones resisten fuerzas laterales por flexión a lo largo del eje axial de los mismos. Estos se clasifican en: pórticos a momento ordinarios (OMF) y pórticos a momento especiales (SMF).

El sistema de resistencia de fuerza sísmica lateral y vertical básica debe cumplir con uno de los tipos indicados en la Tabla 8 o una combinación de sistemas, en esta tabla constan: limitaciones de altura según la categoría de diseño sísmico y otros parámetros necesarios para el análisis y diseño, los que se mencionan a continuación:

R= Coeficiente de modificación de respuesta

Ω_0 = Factor de sobre resistencia del sistema

Cd= Factor de amplificación para desplazamientos

Sistema estructural	R	Ω_0	Cd	Límites por la categoría de diseño (m)				
				B	C	D	E	F
Pórtico especial de acero resistente a momento	8	3	5,5	N L	N L	NL	NL	NL
Pórtico especial de cerchas de acero resistente a momento	7	3	5,5	N L	N L	48,76	30,4	NP
Pórtico intermedio de acero resistente a momento	4,5	3	4	N L	N L	10,66	NP	NP
Pórtico ordinario de acero resistente a momento	3,5	3	3	N L	N L	NP	NP	NP
Pórtico especial de concreto reforzado resistente a momento	8	3	5,5	N L	N L	NL	NL	NL

Tabla 8. Coeficientes de diseño y factores para sistemas resistentes a sismos
Fuente: Extracto de tabla 12.2-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

El apartado en ASCE 7-16 denominado “Selección del procedimiento de análisis” (12.6), estipula que el análisis requerido consistirá en uno de los tipos mostrados en la tabla 9, basados en la categoría de diseño sísmico, características estructurales y regularidades. Se muestran los procedimientos de: fuerzas laterales equivalentes (ELF), análisis de espectro de respuesta modal (MRS), análisis de tiempo -historia de respuesta lineal (LHR) y análisis de tiempo -historia de respuesta no lineal (NRH). El procedimiento de ELF es el único procedimiento con una restricción en su utilización cuando las estructuras no cumplan con los requisitos planteados en la tabla.

Categoría de diseño sísmico	Características estructurales	ELF	MRS-LRH	NRH
B, C	Todas las estructuras	P	P	P
D, E, F	Edificios de categoría de riesgo I o II que no excedan dos pisos por encima de la base	P	P	P
	Estructuras de pórticos ligeros	P	P	P
	Estructuras sin irregularidades estructurales y que no excedan los 160 pies (48.8 m) en altura estructural	P	P	P
	Estructuras que superan los 160 pies (48.8 m) en altura estructural sin irregularidades estructurales y con $T < 3.5T_s$	P	P	P
	Estructuras que no exceden 160 pies (48,8 m) y solo con irregularidades horizontales tipo 2, 3, 4 o 5 o verticales tipo 4, 5a o 5b	P	P	P
	Todas las demás estructuras	NP	P	P

Tabla 9. Procedimientos analíticos permitidos
Fuente: Tabla 12.6-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

2.2.1.3 Determinación del periodo de la estructura

El período fundamental de la estructura T , en la dirección en consideración, se establecerá utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes en un análisis debidamente justificado. (ASCE 7-16 & SEI, pag 102)

Período fundamental aproximado

El periodo fundamental T_a aproximado en segundos puede obtenerse a partir de la siguiente ecuación:

$$T_a = C_t h_n^x \quad \text{Ec. (6)}$$

Ec. 12.8-7 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Donde:

h_n = Distancia vertical desde la base hasta el nivel más alto del sistema sísmico de resistencia de la estructura.

Y los coeficientes C_t y x se obtienen a partir de la siguiente tabla:

Tipo de estructura	C_t	x
Sistemas de marcos resistentes al momento en los que los marcos resisten el 100% de la fuerza sísmica requerida y no están encerrados ni unidos por componentes que son más rígidos e impedirán que los marcos se desvíen cuando están sujetos a fuerzas sísmicas:		
Pórticos de acero resistentes al momento	0,072 4	0,8
Pórticos de hormigón de resistencia al momento.	0,046 6	0,9
Pórticos arriostrados excéntricamente de acero	0,073 1	0,7 5
Pórticos arriostrados con contravientos restringidos contra Pandeo	0,073 1	0,7 5
Todos los demás sistemas estructurales.	0,048 8	0,7 5

Tabla 10. Valores de los coeficientes del período aproximado C_t y x
Fuente: Tabla 12.8-2 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

2.2.1.4 Irregularidades estructurales

Las estructuras que tengan una o varias de las irregularidades presentadas en las siguientes tablas serán consideradas como estructuras con irregularidad estructural horizontal o vertical.

Las estructuras asignadas a la categoría de diseño deberán cumplir con los requisitos de las secciones de referencias mostradas en las tablas.

Irregularidades estructurales horizontales

Tipo	Descripción	Sección de referencia	Categoría de diseño
1 ^a	Irregularidad Torsional. 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	12,3,3,4	D,E,F
		12,7,3	B,C,D,E, F
		12,8,4,3	C,D,E,F
		12,12,1	C,D,E,F
		Tabla 12,6-1	D,E,F
		16,3,4	B,C,D,E, F
1b	Irregularidad Torsional Extrema. 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 1,4 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia.	12,3,3,1	E,F
		12,3,3,4	D
		12,3,4,2	D
		12,7,3	B,C,D
		12,8,4,3	C,D
		12,12,1	C,D
		12,6-1	D
		16,3,4	B,C,D
2	Irregularidad de esquina entrante. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.	12,3,3,4	D,E,F
		Tabla 12,6-1	D,E,F
3	Irregularidad de discontinuidad del diafragma. Cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones 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	12,3,3,4	D,E,F
		Tabla 12,6-1	D,E,F
4	Irregularidad de compensación fuera del plano. Cuando existe una discontinuidad en una trayectoria del sistema sismoresistente de la fuerza lateral, tal como un desplazamiento	12,3,3,3	B,C,D,E, F
		12,3,3,4	D,E,F
		12,7,3	B,C,D,E, F

	fuera de plano de al menos uno de los elementos verticales.	Tabla 12,6-1	D,E,F
		16,3,4	B,C,D,E, F
5	Irregularidad de ejes no paralelos. Cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.	12,5,3	C,D,E,F
		12,7,3	B,C,D,E, F
		Tabla 12,6-1	D,E,F
		16,3,4	B,C,D,E, F

Tabla 11. Irregularidades estructurales horizontales
Fuente: Tabla 12.3-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Irregularidades estructurales verticales

Tipo	Descripción	Sección de referencia	Categoría de diseño
1 ^a	Irregularidad de baja rigidez de piso 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.	Tabla 12,6-1	D,E, F
1b	Irregularidad extrema de baja rigidez de piso. Cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 60% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 70 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.	12,3,3, 1	E,F
		Tabla 12,6-1	D,E, F
2	Irregularidad de peso (masa). Cuando la masa efectiva de cualquier piso es más que 150% de la masa efectiva de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.	Tabla 12,6-1	D,E, F
3	Irregularidad geométrica vertical. Cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente	Tabla 12,6-1	D,E, F
4	Irregularidad de discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistente a las fuerzas laterales. Se define que existe cuando existe un desplazamiento en el plano de un elemento de resistencia a la fuerza sísmica vertical que da lugar a requerimientos de vuelco sobre una viga de soporte, una columna, una armadura o una losa.	12,3,3, 3	B,C, D,E, F
		12,3,3, 4	D,E, F
		Tabla 12,6-1	D,E, F
5a	Irregularidad en rigidez lateral - piso débil. Un piso débil es aquel en que la resistencia lateral del piso es menor del 80% de la resistencia del piso inmediatamente superior, en tal caso se considera irregular. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas que comparten el	12,3,3, 1	E,F
		Tabla 12,6-1	D,E, F

	esfuerzo cortante del piso en la dirección bajo consideración.		
5b	Irregularidad en rigidez lateral - piso débil extrema. Un piso débil es aquel en que la resistencia lateral del piso es menor del 65% de la resistencia del piso inmediatamente superior, en tal caso se considera irregular. La resistencia del piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas que comparten el esfuerzo cortante del piso en la dirección bajo consideración.	12,3,3, 1	D,E, F
		12,3,3, 2	B,C
		Tabla 12,6-1	D,E, F

Tabla 12. Irregularidades estructurales verticales

Fuente: Tabla 12.3-2 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

2.2.1.5 Procedimiento de fuerzas laterales equivalentes

Cortante basal

La fuerza sísmica estática o corte basal se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$V = C_S W \quad \text{Ec. (7)}$$

Ec. 12.8-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Donde:

C_S = Coeficiente de respuesta sísmica

W = Peso efectivo para sismo

Cálculo del coeficiente de respuesta sísmica

El coeficiente de respuesta sísmica se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$C_S = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{Ec. (8)}$$

Ec. 12.8-2 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Donde:

S_{DS} = Es el parámetro de aceleración de respuesta espectral para diseño sísmico para el período corto

I_e = Factor de importancia sísmica

R = Coeficiente de modificación de respuesta

Según lo estipula la ASCE 7-16 en el apartado 12.8 el coeficiente calculado de C_s no puede exceder los valores obtenidos mediante las ecuaciones mostradas a continuación:

- Para T menores o iguales a T_L

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{Ec. (9)}$$

Ec. 12.8-3 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

- Para T mayores a T_L

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e} \right)} \quad \text{Ec. (10)}$$

Ec. 12.8-4 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

- C_s no puede ser menor a:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad \text{Ec. (11)}$$

Ec. 12.8-5 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

La ecuación 11 está destinada a usarse para determinar las fuerzas de diseño para los miembros y las conexiones, pero no para calcular las derivas utilizadas para verificar el cumplimiento de los límites de deriva especificados. El uso de esta ecuación produce desplazamientos altamente exagerados en períodos más altos de vibración. (Charney, 2014)

Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

La fuerza sísmica lateral (F_x) inducida a cualquier nivel se determinará a partir de las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} V \quad \text{Ec. (12)}$$

Ec. 12.8-11 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad \text{Ec. (13)}$$

Ec. 12.8-12 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Donde:

F_X = Fuerza total lateral de diseño o cortante basal.

C_{vx} = Coeficiente de distribución vertical

W_x ; W_i = Parte del peso sísmico efectivo total de la estructura (W) ubicada o asignada al nivel i o x .

h_x ; h_i = Altura desde la base al nivel i o x .

k = Exponente relacionado al periodo de la estructura:

- $k = 1$, si $T \leq 0.5$
- $k = 2$, si $T \geq 2.5$
- $k = 2$ o mediante interpolación lineal, si $0.5 < T < 2.5$

2.2.1.6 Amplificación del momento torsor accidental

Cuando los diafragmas no son flexibles el diseño incluye un momento torsor inherente que resulta de la ubicación de las masas de la estructura más los momentos torsores accidentales (M_{ta}) causados por el supuesto desplazamiento del centro de masa en cada dirección desde su ubicación a una distancia igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

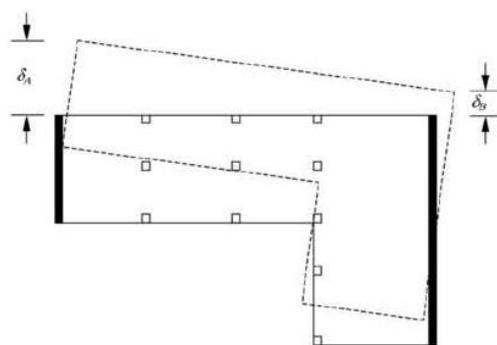


Figura 2.Factor de amplificación torsional
Fuente: Figura 12.8-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Cuando las fuerzas sísmicas se aplican simultáneamente en dos direcciones ortogonales, el desplazamiento requerido del 5% del centro de masa no debe aplicarse al mismo tiempo en ambas direcciones ortogonales, sino que debe

aplicarse en la dirección que produzca el mayor efecto. (ASCE 7-16 & SEI, pag 103)

Las estructuras asignadas al diseño sísmico de categoría C, D, E o F, donde existe una irregularidad torsional Tipo 1a o 1b como se define en la Tabla 11, tendrán los efectos contabilizados al multiplicar M_{ta} en cada nivel por un factor de amplificación torsional (A_x) como se ilustra en la figura 2 y se determina a partir de la ecuación 18.

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{avg}} \right)^2 \quad \text{Ec. (14)}$$

Ec. 12.8-14 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Donde:

δ_{max} = Desplazamiento máximo en el nivel x computado asumiendo que $A_x = 1$ [in. (mm)],

δ_{avg} = Promedio de los desplazamientos en los puntos extremos de la estructura en el nivel x computado asumiendo que $A_x = 1$ [in. (mm)].

2.2.1.7 Combinaciones de cargas

El capítulo 2 de ASCE 7-16 proporciona las combinaciones de carga básicas para diseños, hay 7 combinaciones de carga básicas, cada miembro y conexión debe estar diseñado para la máxima fuerza o interacción de estas fuerzas (por ejemplo, fuerza axial más flexión) producidas por cualquiera de estas combinaciones.

Para cualquier miembro dado, como una viga de hormigón armado, se pueden encontrar diferentes combinaciones para controlar diferentes aspectos del diseño. (Charney, 2014, pag 97)

Las estructuras, componentes y cimientos deben diseñarse de manera que su resistencia de diseño sea igual o superior a los efectos de las cargas factorizadas en las siguientes combinaciones:

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr o S o R)

3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$
4. $1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
5. $0.9D + 1.0W$
6. $1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S$
7. $0.9D - E_v + E_h$

Donde:

D = Carga muerta

E = Carga sísmica

L = Carga viva

L_r = Carga viva de cubierta

R = Carga de lluvia

S = Carga de nieve

W = Carga de viento

Para el uso de las combinaciones 6 y 7, el efecto de carga sísmica se obtiene mediante las siguientes ecuaciones:

$$E_h = \rho QE \quad \text{Ec. (15)}$$

Ec. 12.4-3 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

$$E_v = 0.2SDSD \quad \text{Ec. (16)}$$

Ec. 12.4-4a1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Donde:

ρ = Factor de redundancia

QE = Efectos sísmicos horizontales

El término ρ en la ec. 19 es el factor de redundancia, calculado de acuerdo con la Sección 12.3.4 de ASCE 7-16. Este valor es 1.0 para todos los edificios asignados a la categoría de diseño sísmico B o C y es 1.0 o 1.3 para las categorías D, E y F.

Este factor se aplica a toda la estructura, pero puede ser diferente en las dos direcciones ortogonales.

Cuando las ecuaciones 19 y 20 son sustituidas en las combinaciones 6 y 7, las combinaciones detalladas para el diseño son:

$$6. (1.2 + 0.2SDS) D + \rho QE + 1.0L + 0.2S$$

$$7. (0.9 - 0.2SDS) D + \rho QE$$

2.2.1.8 Determinación de derivas de pisos (inelásticas)

La deriva de diseño (Δ) deberá ser calculada como la diferencia de deflexiones en los centros de masa en la parte superior e inferior del piso en consideración. (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

ESTRUCTURA	CATEGORÍA DE RIESGO		
	I o II	III	IV
Estructuras, otras como muros de corte de mampostería, 4 pisos o menos desde la base, con muros interiores, tabiques, techos y muros exteriores que han sido diseñados para las derivas de piso.	0,025 hsx	0,02 hsx	0,015 hsx
Estructuras de muros de corte de mampostería (cantilever)	0,01 hsx	0,01 hsx	0,01 hsx
Otras estructuras de muros de mampostería	0,007 hsx	0,007 hsx	0,007 hsx
Todas las demás estructuras	0,02 hsx	0,015 hsx	0,01 hsx

Tabla 13. Derivas permisibles

Fuente: Tabla 12.12-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

La deflexión en el nivel x (δ_x), se calcula como:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{ex}}{I_e} \quad \text{Ec. (17)}$$

Ec. 12.8-15 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Donde:

δ_x = Deriva en el nivel x

C_d = Factor de amplificación de la deflexión (tabla 8)

δ_{ex} = Deflexión en la ubicación requerida por esta sección determinada por un análisis elástico

I_e = Factor de Importancia

2.2.1.9 Efectos P delta

En la verificación P-delta, la relación de estabilidad se calcula para cada nivel, de acuerdo con la ecuación:

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad \text{Ec. (18)}$$

Ec. 12.8-16 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Donde:

P_x = a carga de gravedad de diseño vertical total en el nivel x

Δ = Deriva de diseño

h_{sx} = Altura del entrepiso debajo del nivel x

V_x = Cortante basal de diseño actuando entre los niveles x y x-1

Los efectos P-Delta no se consideran cuando la relación de estabilidad es menor a 0.1, se consideran en el rango $[0.1 - \theta_{MAX}]$.

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad \text{Ec. (19)}$$

Ec. 12.8-17 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

Donde:

θ_{max} = Límite máximo del coeficiente de estabilidad.

β = Es la relación de demanda/capacidad de corte para el piso entre los niveles x y x-1. Puede usarse conservadoramente igual a 1.

2.2.2 Metodología de análisis para diseño sísmico NEC 15 (NEC-SE-DS)

La NEC-SE-DS 2015 (Peligro Sísmico-Diseño Sismo Resistente), describe las bases de diseño, metodologías y requerimientos necesarios para reducir el riesgo sísmico a niveles aceptables. Los criterios y requisitos descritos en la norma tienen

la finalidad que las estructuras construidas bajo estos parámetros sean sismos resistentes para el contexto ecuatoriano, y su aplicación debe ser de manera obligatoria para salvaguardar la integridad las personas, si se llegara a presentar un evento sísmico.

Esta normativa aplica principalmente al diseño de edificaciones, ya que para otros tipos de estructuras recomienda el apoyo en otras normativas, como ASCE 7-10, FEMA 450, ASTM y ACI 318S-14.

Bases consideradas en el diseño

La respuesta sísmica del suelo en las edificaciones está caracterizada por:

- Desplazamientos
- Velocidades
- Aceleraciones

La NEC-SE-DS establece requisitos para estructuras de edificación que se basan en el comportamiento lineal y no lineal de las mismas y se determina con base en los siguientes parámetros:

- Factor Z (aceleración de la roca esperada para el sismo de diseño) de la zona sísmica en la que se va a construir la estructura.
- Características que posee el suelo
- El uso e importancia de la estructura
- El objetivo de desempeño, el cual busca evitar la pérdida de vidas a través del colapso de las estructuras. Se añade el objetivo de protección en mayor medida y de garantía de funcionalidad luego de un evento sísmico extremo para las estructuras de ocupación especial y esencial.

En la actualidad no solo se consideran medidas para salvaguardar vidas, también se consideran aspectos fundamentales de la protección de la propiedad y diferentes niveles de riesgo sísmico.

La norma ecuatoriana NEC 2015 considera los siguientes niveles de frecuencia y amenaza sísmica:

- Frecuente (menor)
- Ocasional (moderado)
- Raro (severo): sismo de diseño, con periodo de diseño de 475 años
- Muy raro (extremo): con período de retorno de 2500 años

2.2.2.1 Espectro elástico de aceleración horizontal de diseño

El espectro de diseño de aceleraciones es la relación existente entre la aceleración de respuesta de la estructura y el periodo fundamental de vibración de esta. Para realizar el espectro se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

Zonas Sísmicas (Factor Z)

El territorio ecuatoriano está dividido en 6 zonas sísmicas, todas se encuentran caracterizadas como zonas de alta amenaza, exceptuando el litoral ecuatoriano, que la amenaza sísmica es muy alta y el nororiente cuya amenaza sísmica es intermedia, el valor de cada zona está determinado por el factor Z, que representa la aceleración máxima de la roca esperada para el sismo de diseño y se da de acuerdo con el mapa de zonificación.

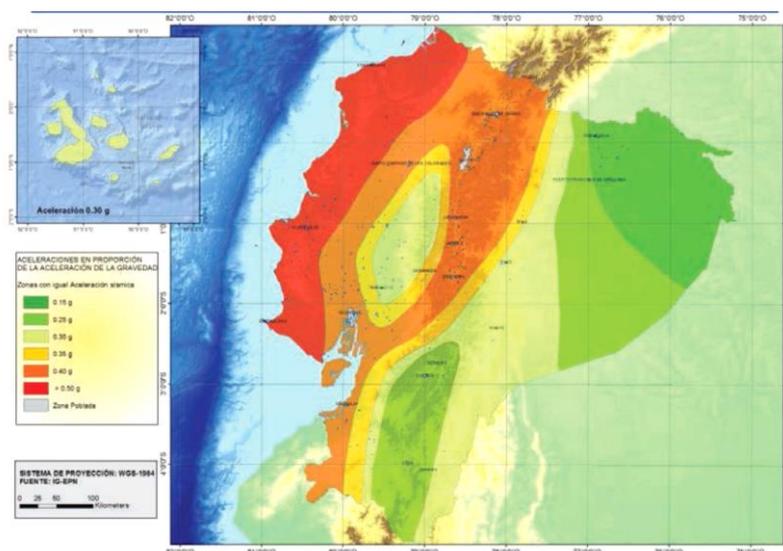


Figura 3. Zonas sísmicas y valor del factor de zona

Fuente: Tabla 1 (MIDUVI, 2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. (MIDUVI, NEC-SE-DS Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

ZONA SISMICA	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	> 0,50
Caracterización del peligro sísmico.	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 14. Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada

Fuente: Tabla 1 (MIDUVI, 2015)

Perfiles de suelo para diseño sísmico

La norma ecuatoriana establece 6 tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico, descritos en la siguiente tabla:

Perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $\geq V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $\geq V_s \geq 360$ m/s
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s > 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N > 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20, w \geq 40%, $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista.	

Tabla 15: Clasificación de perfiles de suelo

Fuente: Extracto de Tabla 2 (MIDUVI, 2015)

Factores de sitio

Para realizar el espectro de diseño se relaciona la zona sísmica y el tipo de suelo donde se construirá la edificación, los coeficientes F_a amplifican las aceleraciones en el espectro.

Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto F_a .

Tipo de perfil del Subsuelo.	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,40	1,25	1,10	1,00	0,85
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de Suelo y la Sección 10.5.4					

Tabla 16: Tipos de suelo y factores de sitio F_a
Fuente: Tabla 3 (MIDUVI, 2015)

Coeficiente de amplificación de suelo F_d .

Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio. (MIDUVI, NEC-SE-DS Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Tipo de perfil del Subsuelo.	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de Suelo y la Sección 10.6.4					

Tabla 17: Tipos de suelo y factores de sitio F_d

Fuente: Tabla 4 (MIDUVI, 2015)

Coeficiente de amplificación de suelo F_s .

Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. (MIDUVI, NEC-SE-DS Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Tipo de perfil del Subsuelo.	Zona Sísmica y factor Z.					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
F	Ver Tabla 2: Clasificación de los perfiles de Suelo y la Sección 10.6.4					

Tabla 18: Tipos de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Fuente: Tabla 5 (MIDUVI, 2015)

Se muestran valores de F_a , F_d , F_s , para todos los perfiles de suelo excepto el F, puesto que la norma exige un estudio especial realizado por un ingeniero geotécnico que permita realizar una evaluación del comportamiento dinámico de ese tipo de suelo.

Razón entre la aceleración espectral y el PGA, η

Representa la relación entre S_a/z , en roca, el valor de η varía dependiendo de la región del Ecuador en donde se emplazará la estructura, obteniéndose los siguientes valores:

$\eta = 1.80$ (Provincias de la Costa, excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$ (Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos)

$\eta = 2.60$ (Provincias del Oriente)

Construcción del espectro de respuesta de diseño

El espectro expresado como una fracción de la gravedad mostrado en la Figura 3 obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%. La elaboración de la gráfica se describe a continuación:

- Para $0 \leq T \leq T_c$, la aceleración de respuesta espectral se calcula como:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{Ec. (20)}$$

Sec.3.3 (MIDUVI, 2015)

- Para $T > T_c$, la aceleración de respuesta espectral se calcula como:

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{Ec. (21)}$$

Sec.3.3 (MIDUVI, 2015)

Donde:

$$T_c = 0.55 \frac{F_s F_d}{F_a} \quad \text{Ec. (22)}$$

Fig.3. (MIDUVI, 2015)

Para un análisis dinámico y únicamente para evaluar modos diferentes al modo fundamental.

- Para $T \leq T_o$ la aceleración de respuesta espectral se calcula como:

$$S_a = Z F_a \left[1 + (n - 1) \frac{T}{T_o} \right] \quad \text{Ec. (23)}$$

Fig.3. (MIDUVI, 2015)

Donde:

$$T_o = 0.10 \frac{F_s F_d}{F_a} \quad \text{Ec. (24)}$$

Fig.3. (MIDUVI, 2015)

Los datos para la definición del espectro de diseño son:

η : Es la razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

T : Periodo fundamental de vibración de la estructura

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño

r : Factor usado en el espectro elástico, cuyo valor depende de la posición geográfica del proyecto

$r = 1$ Para todos los suelos (excepto el tipo E)

$r = 1.5$ Para suelo tipo E

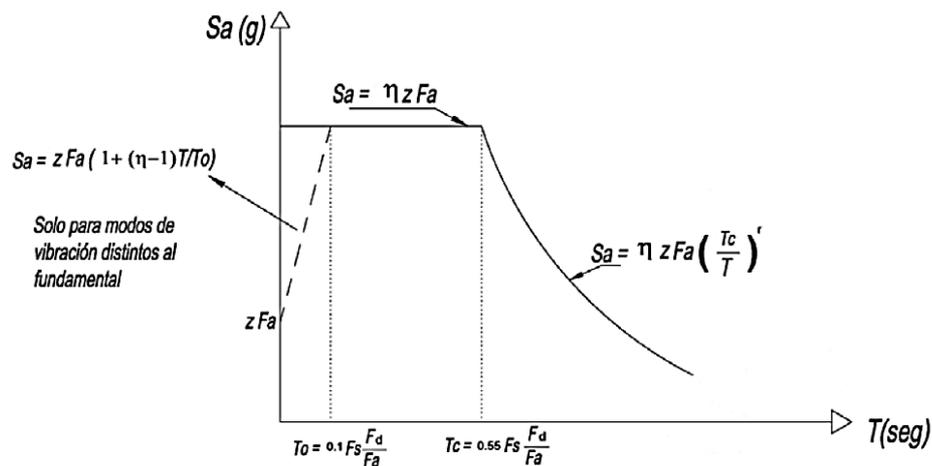


Figura 4. Espectro de diseño
Fuente: Figura 3 (MIDUVI, 2015)

2.2.2.2 Determinación del periodo de vibración T

La norma propone dos métodos para hallar el periodo de vibración aproximado, los valores de T obtenidos son una estimación inicial razonable del período de la estructura que permitirá el cálculo de la fuerza sísmica a aplicar en la edificación. En el presente trabajo de titulación se utilizará el método 1.

Método 1

Para estructuras de edificación el periodo aproximado puede obtenerse mediante la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. (25)}$$

Sec. 6.3.3. (MIDUVI, 2015)

Donde:

C_t y α = Coeficientes que dependen del tipo de estructura.

h_n = Altura de la edificación medida desde la base en metros.

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

Tabla 19. Coeficientes para estimar el período
Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.2.2.3 Sistema estructural

Pórtico especial sismo resistente

Estructura formada por columnas y vigas descolgadas del sistema de piso, que resiste cargas verticales y de origen sísmico, en la cual tanto el pórtico como la conexión viga-columna son capaces de resistir tales fuerzas y está especialmente diseñado y detallado para presentar un comportamiento estructural dúctil. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 11)

Coeficiente de importancia y factor de resistencia sísmica R

El factor de importancia cumple un rol relevante al momento de realizar un diseño Sismo Resistente, puesto que cumple con la función de incrementar la demanda sísmica de la estructura, haciendo que permanezca operativa antes, durante y después de que ocurra el sismo de diseño.

NEC-SE-DS, considera R como un factor que reduce las fuerzas sísmicas de diseño, y su uso es permitido cuando la estructura cuenta con adecuada ductilidad, la misma que le permite concentrar el daño e en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

El valor del coeficiente se lo determina tomando en referencia la categoría y el tipo de uso para la edificación diseñada, de acuerdo con la siguiente tabla:

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

Tabla 20: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Fuente: Tabla 6 (MIDUVI, 2015)

Sistemas estructurales dúctiles	R
Sistemas duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	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
Pórticos resistentes a momentos	
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
Otros sistemas estructurales	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Tabla 21. Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles
Fuente: Tabla 15 (MIDUVI, 2015)

El factor de resistencia sísmica depende algunas variables como: tipo de estructura, tipo de suelo, ductilidad y periodo de vibración, NEC en reconocimiento del estudio más amplio realizado por ASCE-7, recomienda el uso de esa norma para otro tipo de estructura que no esté referida en la tabla 21.

2.2.2.4 Regularidad estructural

Configuraciones Estructurales

En la sección 5.2 de NEC 15 (NEC-SE-DS) se especifican las configuraciones estructurales recomendadas y no recomendadas, basadas en variables como: altura de entrepiso, cambios de rigideces, regularidades en planta y en elevación.

Configuraciones estructurales recomendadas

Las configuraciones estructurales recomendadas conllevan un factor de “penalización” igual a 1, lo que no implica incremento en el cortante de diseño.

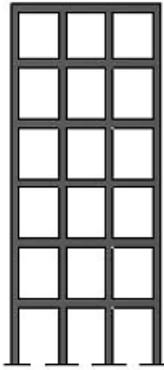
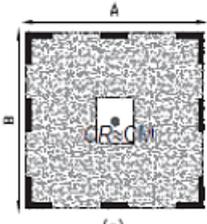
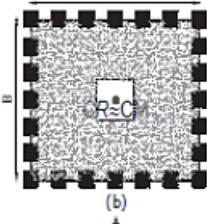
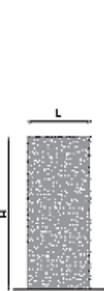
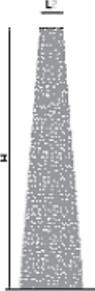
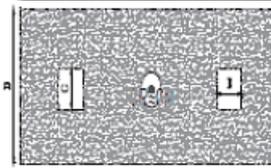
CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei} = 1$		CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{Pi} = 1$	
La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aperticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei}=1$		La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_{Pi}=1$	 
La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei}=1$	 		

Figura 5: Configuraciones estructurales recomendadas
Fuente: Tabla 11 (MIDUVI, 2015)

Configuraciones estructurales no recomendadas

Para configuraciones estructurales no recomendadas NEC utiliza coeficientes de penalización tanto por irregularidades en planta y por elevación, en consecuencia, se incrementa el cortante basal de diseño, sin embargo, esto no evita el deficiente comportamiento sísmico de la edificación.

La figura 6 describe las tipologías de irregularidades en planta y en elevación que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación, como son: ejes verticales discontinuos, muros soportados por columnas, piso débil – discontinuidad en la resistencia, columna corta, desplazamiento de los planos de acción de elemento vertical.

Coefficientes de Regularidad

Los coeficientes de regularidad cumplen con la función de proporcionar más resistencia a la estructura, y a su vez aumenta el cortante basal, haciendo que la estructura tenga mayor desempeño ante la presencia de un evento sísmico.

Coefficientes de Regularidad en Planta \emptyset_p

$$\emptyset_p = \emptyset_{PA} \times \emptyset_{PB} \quad \text{Ec. (26)}$$

Sec. 5.2.3. (MIDUVI, 2015)

\emptyset_p : Coeficiente de regularidad en planta

\emptyset_{PA} : Mínimo Valor \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura en caso de irregularidades tipo 1, 2 y 3.

Cuando se presentan casos de estructuras irregulares, en planta y en elevación, se debe usar de manera obligatoria los coeficientes de configuración estructural, que cuya función es penalizar al diseño, a fin de tomar en cuenta las irregularidades que se presentan en la estructura. La tabla 22 presenta las diferentes tipologías de irregularidades.

Coefficientes de irregularidad en elevación \emptyset_E

$$\emptyset_p = \emptyset_{EA} \times \emptyset_{EB} \quad \text{Ec. (27)}$$

Sec. 5.3.3. (MIDUVI, 2015)

\emptyset_E : Coeficiente de regularidad en elevación

\emptyset_{EA} : Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura

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

\emptyset_{Ei} : Coeficiente de configuración en elevación

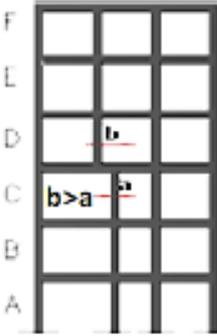
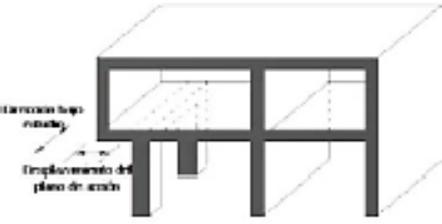
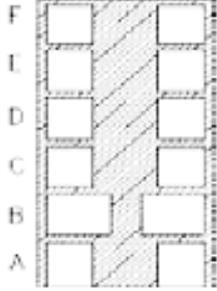
IRREGULARIDADES EN ELEVACION		IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>		<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p> 
<p>Piso débil-Discontinuidad en la resistencia.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	 <p>Resistencia PISO 8 < 0.70 resistencia PISO C.</p>	
<p>Columna corta.</p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>		

Figura 6: Configuraciones estructurales no recomendadas
Fuente: Tabla 12 (MIDUVI, 2015)

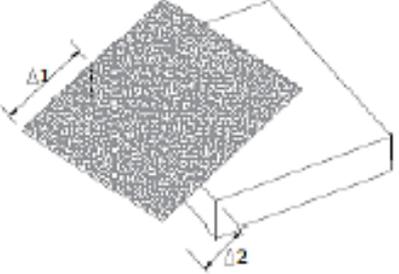
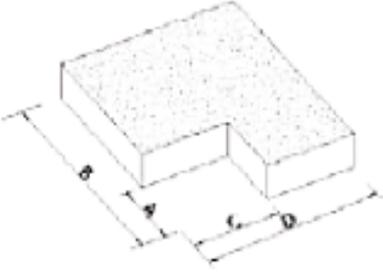
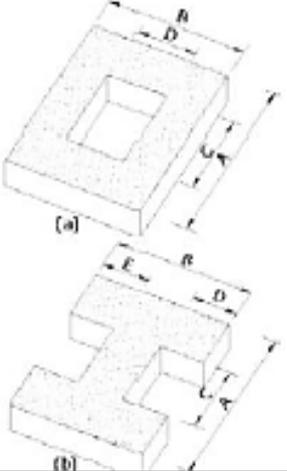
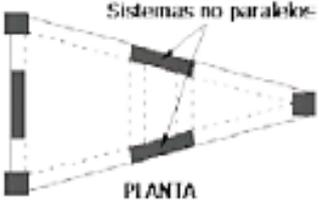
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional. $\phi_{PI}=0.9$ $\Delta = 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$ <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p> </p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas. $\phi_{PI}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p> </p>	
<p>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso. $\phi_{PI}=0.9$ a) $CxD > 0.5Ax B$ b) $[CxD + CxE] > 0.5Ax B$ <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>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos. $\phi_{PI}=0.9$ <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> </p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 22: Coeficientes de Irregularidad en planta
Fuente: Tabla 13 (MIDUVI, 2015)

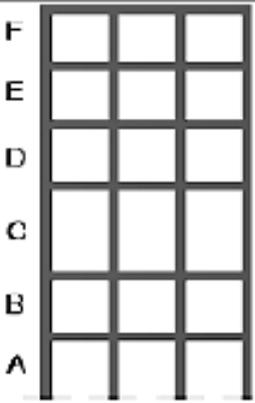
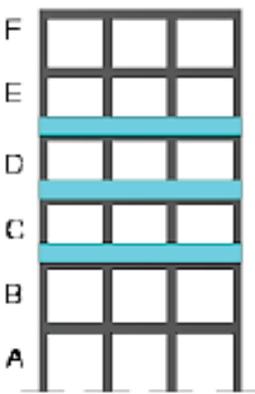
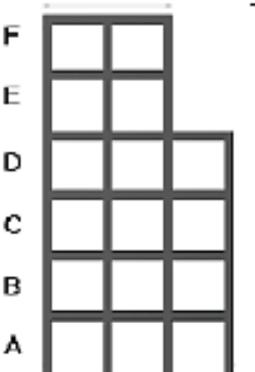
<p>Tipo 1 - Piso flexible. $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_e < 0.70$ Rigidez K_D $(K_D + K_E + K_F)$ $Rigidez < 0.80 \frac{K_D + K_E + K_F}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa. $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</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>Tipo 3 - Irregularidad geométrica. $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</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>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto, la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Tabla 23: Coeficientes de irregularidad en elevación
Fuente: Tabla 14 (MIDUVI, 2015)

2.2.2.5 Procedimiento de cálculo del DBF

En el diseño basado en fuerzas, los pasos generales a seguir son los siguientes: construcción del espectro de diseño, cálculo de periodo aproximado de la estructura,

determinación del cortante basal, distribución de las fuerzas sísmicas y verificación de derivas.

Cortante Basal de Diseño

La NEC-SE-DS, 2015, define el cortante basal como “La Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones estipuladas en la norma”.

Se denota por la siguiente fórmula:

$$V(x) = \frac{I \cdot S_a}{R \emptyset_P \emptyset_E} * W \quad \text{Ec. (28)}$$

Sec. 6.3.5. (MIDUVI, 2015)

Dónde:

I = Coeficiente de importancia

W = Peso de la estructura

R = Coeficiente de reducción

\emptyset_P = Irregularidad en planta

\emptyset_E = Irregularidad en elevación

El coeficiente de aceleración S_a , del espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g), definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%.

Depende del período o modo de vibración de la estructura. (MIDUVI, NEC-SE-DS Peligro Sísmico, Diseño Sísmo Resistente, 2015)

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales

Para un diseño sísmico satisfactorio la fuerza sísmica de diseño, como mínimo, debe ser el cortante basal V calculado conforme la norma para el diseño basado en fuerzas por el método estático equivalente, y mayor o igual a 0.8 V para estructuras

regulares o 0.85 V para estructuras irregulares, cuando se usen métodos de análisis dinámico.

Las fuerzas sísmicas laterales se aplican a cada nivel de la estructura en el centro de masa con un desplazamiento del 5% respecto de la máxima dimensión del edificio para solventar posibles efectos de torsión accidental.

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal (triangular), y se obtienen mediante la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad \text{Ec. (29)}$$

Sec. 6.3.5. (MIDUVI, 2015)

Donde:

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

W_x = Carga reactiva asignada al piso x de la estructura

h_x = Altura del piso x de la estructura medida desde la base

k = Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura

El coeficiente k se determina mediante la siguiente tabla:

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Tabla 24. Coeficiente k
Fuente: (MIDUVI, 2015)

2.2.2.6 Movimientos torsionales accidentales y torsión accidental

NEC establece que el momento torsional de diseño en un piso determinado debe calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental.

Cuando existe irregularidad en planta tipo 1 mostrada en tabla 23, la torsión accidental debe incrementarse por medio del factor de amplificación torsional A_x que se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2 \quad \text{Ec. (30)}$$

Sec. 6.3.7. (MIDUVI, 2015)

El factor de amplificación torsional A_x no tendrá que exceder un valor igual a 3.

Donde:

δ_{prom} = Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x.

$\delta_{m\acute{a}x}$ = Valor del desplazamiento máximo en el nivel x.

2.2.2.7 Combinaciones de carga

Norma Ecuatoriana de Construcción, código NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), constituye un marco general para el calculista y diseñador de estructuras. Las cargas por considerar en el cálculo y diseño de todo tipo de estructuras son las siguientes:

- Cargas permanentes (cargas muertas mínimas en particular)
- Cargas variables (cargas vivas, viento y granizo).
- Serán complementadas por las cargas accidentales que son las cargas sísmicas, objeto de las normas NEC-SE-DS

NEC-SE-CG (Cargas no sísmicas), establece que las estructuras, componentes y cimentaciones, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia provista por diseño iguale o exceda la resistencia requerida originada en los efectos de las cargas incrementadas mostradas en la sección 2.2.1.7 de este capítulo. NEC 15 define las mismas combinaciones de ASCE 7-16 para estudiar los estados límites de resistencia de una estructura.

2.2.2.8 Límites permisibles para derivas de piso

Las derivas se obtienen como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas.

El control de derivas se realiza con derivas inelásticas máximas para cada piso que se calculan mediante la siguiente expresión:

$$\Delta_M = 0.75 R\Delta_E \quad \text{Ec. (31)}$$

Sec. 6.3.9. (MIDUVI, 2015)

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica

Δ_E = Deriva elástica obtenida por la aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

Según NEC-SE-DS, pag 40, la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 25. Valores máximos para deriva inelástica
Fuente: Tabla 7 (MIDUVI, 2015)

2.2.2.9 Efectos de segundo orden P- Δ e índice de estabilidad Q_i

El índice de estabilidad debe ser $Q_i \leq 0.30$. Si el índice de estabilidad es mayor a 0.30, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

El índice de estabilidad es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden y se calcula como:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} \quad \text{Ec. (32)}$$

Sec. 6.3.8. (MIDUVI, 2015)

Donde:

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

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

V_i = Cortante sísmico del piso i

h_{si} = Altura del entrepiso i considerado, siendo $h_{si} = h_i - h_{(i-1)}$

Los efectos P- Δ se consideran cuando $0.1 < Q_i < 0.3$, y no necesitan ser considerados cuando $Q_i < 0.1$. De ser considerados los efectos P- Δ , se calcula un factor de mayoración que deberá multiplicar a las derivas calculadas, a las fuerzas internas y a los momentos de la estructura que son resultado de las fuerzas laterales de diseño. Este el factor se calcula como sigue:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1-Q_i} \quad \text{Ec. (33)}$$

Sec. 6.3.8. (MIDUVI, 2015)

Donde:

$f_{P-\Delta}$ = Factor de mayoración

Q_i = Índice de estabilidad del piso i

Con relación a ASCE 7-16, Q_i tiene el mismo significado físico que Θ_i . No obstante, en ASCE 7-16 el límite definido para Θ_i a fin de considerar a la estructura como potencialmente inestable es mucho más restrictivo.

2.3 Requisitos de la norma estadounidense para diseño de hormigón estructural (ACI 318S-14)

2.3.1 Estructuras sismo resistente

Las estructuras diseñadas de acuerdo con las disposiciones del capítulo 18 de ACI 318-14 tienen como objetivo resistir los movimientos sísmicos a través de una

respuesta dúctil e inelástica de los miembros del sistema primario resistente a sismos. Este capítulo aplica con todas sus especificaciones a estructuras con categoría de diseño sísmico D, E, y F del ASCE 7; que son localizadas en zonas desde moderado a muy alto peligro sísmico (todo el territorio del Ecuador, excepto su zona nororiental).

Los pórticos especiales resistentes a momentos usados como sistema primario resistente a sismos con categoría de diseño D, E y F deben cumplir con las disposiciones del Capítulo 18 del ACI 318-14, mismas que se detallan en los siguientes apartados.

2.3.2 Resistencia del concreto

En la sección 18.2.5 de ACI318-14 se especifica que el concreto en pórticos especiales resistentes a momentos debe cumplir con lo especificado en la tabla que se muestra a continuación:

Aplicación	Concreto	f'_c Mínimo, MPa	f'_c Máximo, MPa
General	Peso normal y liviano	17	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	21	Ninguno
	Liviano	21	35 ^[1]

Tabla 26. Límites para f'_c

Fuente: Tabla 19.2.1.1 (ACI 318, 2014)

Para concreto de peso normal, el módulo de elasticidad (MPa) se obtiene con la ecuación:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. (34)}$$

Ec.19.2.2.1.b (ACI 318, 2014)

2.3.3 Refuerzo de varillas corrugadas en pórticos especiales resistentes a momentos

El refuerzo de varillas corrugadas, no presforzado a flexión y a corte, debe ser dúctil, resistente a momentos, fuerza axial, o ambos, inducidos por el sismo. Para pórticos especiales resistentes a momentos, debe cumplir con:

- ASTM A706M, Grado 420
- ASTM A615M Grado 280 si se cumple con (i) y (ii)
- ASTM A615M Grado 420 si se cumple con (i), (ii) y (iii):

(I) La resistencia a la fluencia real medida en ensayos en la siderúrgica no excede f_y en más de 125 MPa.

(II) La relación entre la resistencia a la tracción real a la resistencia a la fluencia real es al menos 1.25.

(III) La elongación mínima en una longitud de medición de 200 mm debe ser al menos 14 por ciento en barras de diámetro No.10 hasta No. 19, al menos 12 por ciento para barras No. 22 hasta No. 36, y al menos 10 por ciento para barras No. 43 y No. 57.

2.3.4 Vigas de pórticos especiales resistentes a momentos

Las vigas se diseñan para resistir principalmente flexión y cortante. Las vigas deben interconectarse con columnas de pórticos especiales resistentes a momento.

2.3.4.1 Dimensiones

El reglamento menciona algunas limitaciones para el dimensionamiento de vigas. Debe cumplirse lo siguiente:

- $l_n \geq 4d$

Donde: l_n : luz neta; d: peralte efectivo

- $b_w \geq 0.3h$

Donde: b_w : ancho del alma de la viga; h: altura de la viga

- La proyección del ancho de la viga más allá del ancho de la columna soportante a cada lado no debe exceder el menor de c_2 y $0.75c_1$.

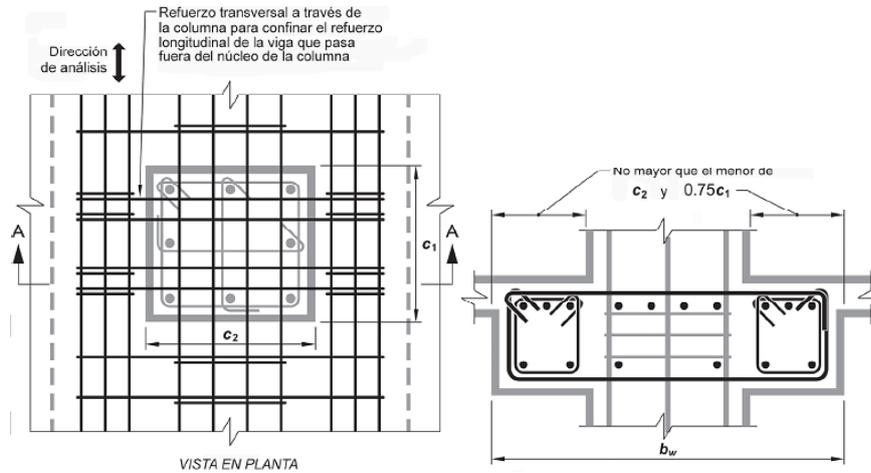


Figura 7. Ancho máximo efectivo de una viga ancha y el refuerzo transversal requerido
Fuente: Fig. R18.6.2 (ACI 318, 2014)

2.3.4.2 Refuerzo longitudinal

Las vigas deben tener mínimo dos varillas continuas en la cara superior e inferior, la cantidad de refuerzo mínimo y las resistencias a momentos requeridas son mostradas en la figura 8, además, la cuantía de refuerzo ρ no debe exceder 0.025.

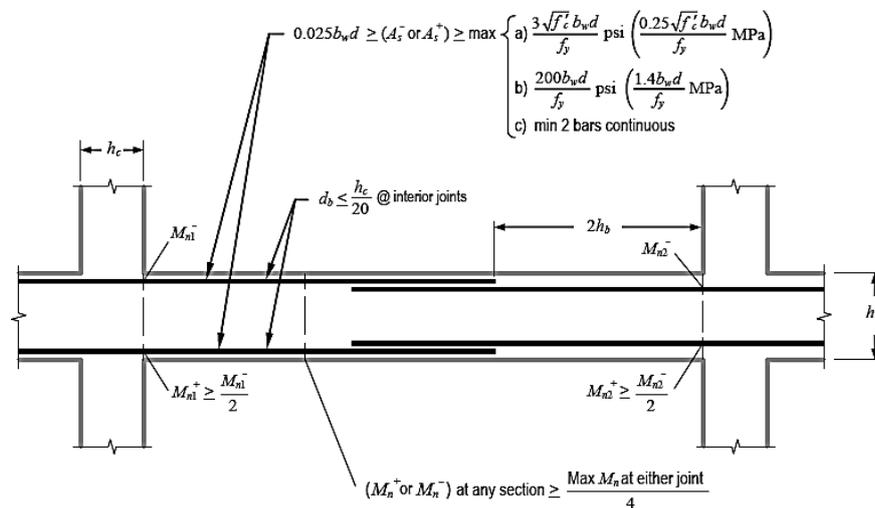


Figura 8. Requerimientos de refuerzo longitudinal de viga.

Fuente: Figure 5-2 (Moehle & Hooper, 2016)

Sólo se permiten empalmes por traslape de refuerzo longitudinal corrugado cuando se proporciona refuerzo transversal que confina las barras traslapadas a una

distancia que no debe exceder al menor entre $d/4$ y 100 mm. No deben usarse empalmes por traslape en las siguientes ubicaciones:

- Dentro de los nodos (zona de conexión entre viga y columna)
- En una distancia de dos veces la altura de la viga medida desde la cara del nodo
- Dentro de una distancia del doble de la altura de la viga medida desde secciones donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de los desplazamientos laterales que excedan el rango de comportamiento elástico.

Los empalmes por traslape del refuerzo están prohibidos a lo largo de en las cuales se espera fluencia por flexión.

2.3.4.3 Refuerzo transversal

El refuerzo transversal se requiere principalmente para confinar el concreto y dar soporte lateral a las barras de refuerzo en regiones en las que se espera fluencia. Los espaciamientos y requisitos de estribos en las diferentes zonas de la viga descritos en ACI318 en la sección 18.6.4 se muestran en la figura 9 y 10.

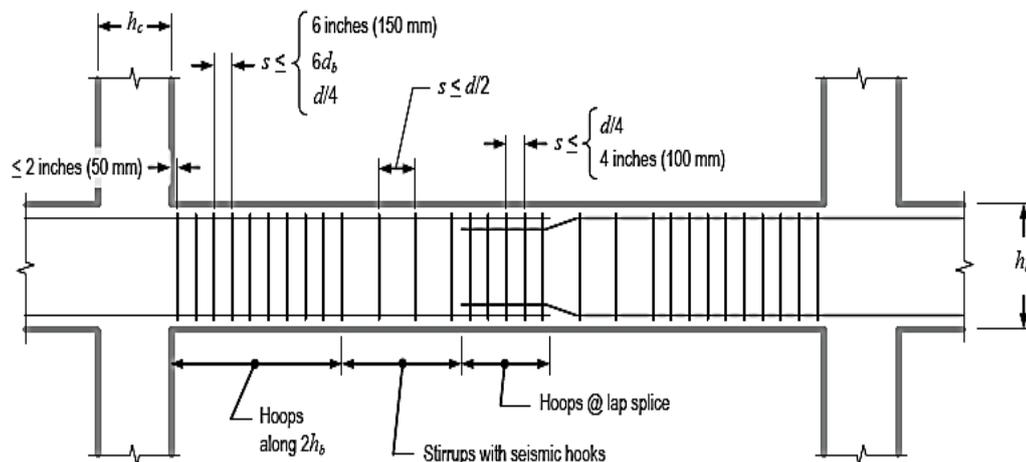


Figura 9. Requerimientos de refuerzo transversal en viga

Fuente: Figure 5-13 (Moehle & Hooper, 2016)

Se permite que los estribos cerrados de confinamiento en vigas sean hechos hasta con dos piezas de refuerzo: un estribo con un gancho sísmico (gancho a 135°) en cada extremo y cerrado por un gancho suplementario.

Los ganchos suplementarios consecutivos que enlazan la misma barra longitudinal deben tener sus ganchos de 90 grados en lados opuestos del miembro en flexión.

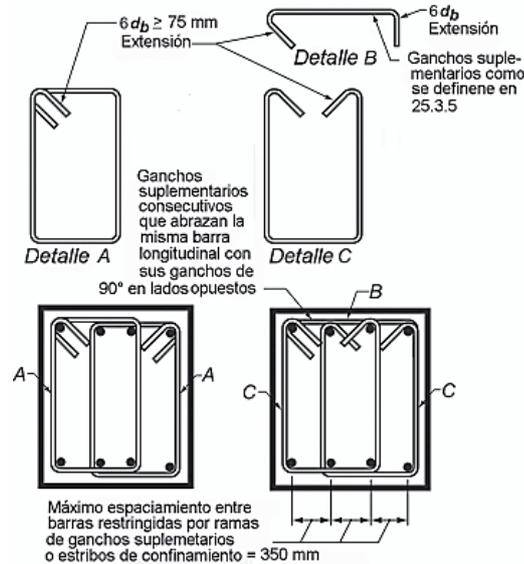


Figura 10. Requisitos para estribos en vigas
Fuente: Figura R18.6.4 (ACI 318, 2014)

2.3.4.4 Resistencia al cortante equivalente de diseño

La fuerza cortante de diseño V_e es el cortante equivalente al estado de formación de rotulas plásticas a flexión en ambos extremos de una viga. Debe determinarse a partir de las fuerzas reactivas a la formación del mecanismo plástico sobre las caras de los nodos. Se debe suponer que:

- Sobre las caras de los nodos o en los extremos de la viga, actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia a flexión probable, M_{pr} , (a la formación del mecanismo plástico de falla).
- La viga a lo largo de su luz neta tiene cargas gravitacionales mayoradas, (por ejemplo, W_u).

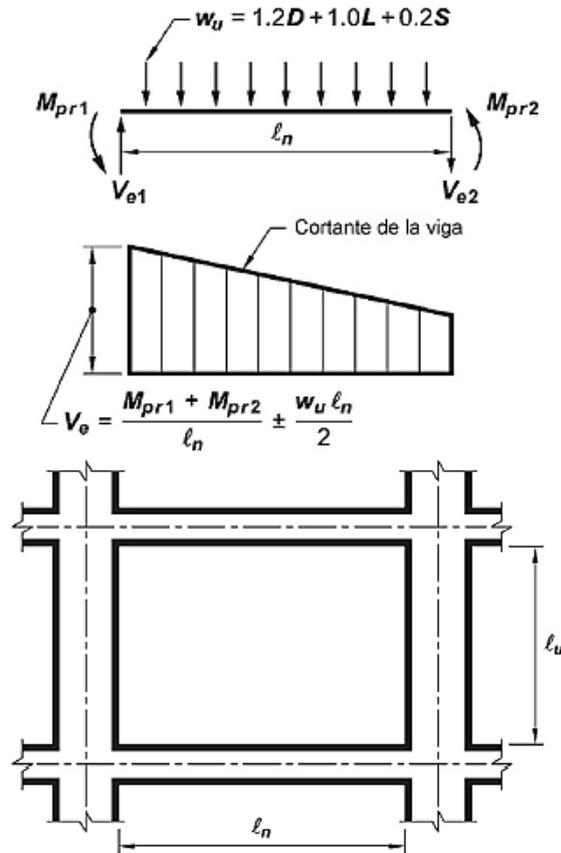


Figura 11. Cortante de diseño para vigas
Fuente: Figura R18.6.5 (ACI 318, 2014)

Para el refuerzo transversal mostrado en la figura 9 dentro de la zona $2h$ adyacente a cada nodo, se debe diseñar suponiendo que $V_c=0$, cuando ocurran simultáneamente las siguientes condiciones:

- La fuerza cortante demandada por las cargas sísmicas aplicadas $\left(\frac{\sum M_{pr}}{L_n}\right)$ representa la mitad o más de la resistencia máxima a cortante requerida en esas zonas para la formación del mecanismo plástico (V_e);
- La fuerza axial de compresión mayorada P_u incluyendo los efectos sísmicos es menor que $A_g f'_c/20$.

2.3.5 Columnas de pórticos especiales resistentes a momentos

Las columnas se diseñan para resistir principalmente flexión, cortante y fuerzas axiales. A continuación, se detallan los requerimientos que se aplican a columnas

de pórticos especiales resistentes a momento que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas.

2.3.5.1 Dimensiones

El reglamento menciona algunas limitaciones para dimensionamiento. Debe cumplirse lo siguiente:

- La dimensión menor de la sección transversal $hc_1, hc_2 \geq 12 \text{ in (300 mm)}$
- La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos 0.4.

2.3.5.2 Resistencia mínima a flexión

Para cumplir con el requisito de columna fuerte / viga débil de ACI 318, la suma de momento nominales, M_{nc} , de las columnas que se conectan a un nodo debe ser al menos 1.2 veces la suma de los momentos nominales M_{nb} de las vigas que se conectan a un nodo, como se ilustra en la figura 12. Las resistencias a la flexión de las columnas deben cumplir en cada nodo con la ecuación:

$$\sum M_{nc} \geq (6/5) \sum M_{nb} \quad \text{Ec. (35)}$$

Ec.18.7.3.2 (ACI 318, 2014)

En el caso de que las columnas no sean más resistentes que las vigas que llegan a un nodo, existe una mayor posibilidad de acción inelástica en ellas. En el peor caso, cuando se tiene columnas débiles, se puede producir fluencia por flexión en ambos extremos de todas las columnas en un piso dado ocasionando un mecanismo de falla de columnas que puede conducir al colapso. (ACI 318, 2014)

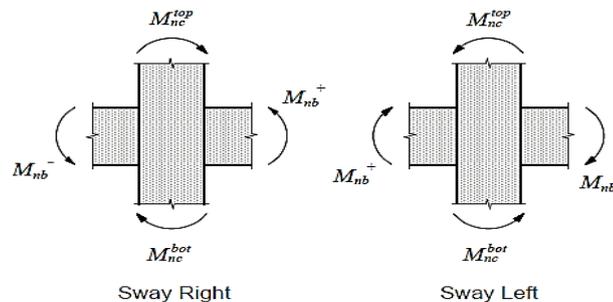


Figura 12. Columna fuerte/ viga débil
Fuente: Figure 5-15 (Moehle & Hooper, 2016)

2.3.5.3 Refuerzo longitudinal

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , debe ser al menos $0.01A_g$ y no debe exceder $0.06A_g$.

En columnas con estribos de confinamiento circulares, debe haber al menos seis barras longitudinales.

2.3.5.4 Refuerzo transversal

Los espaciamientos y requisitos de estribos en las diferentes zonas de la columna descritos en ACI318 en la sección 18.7.5 se muestran en la figura 13.

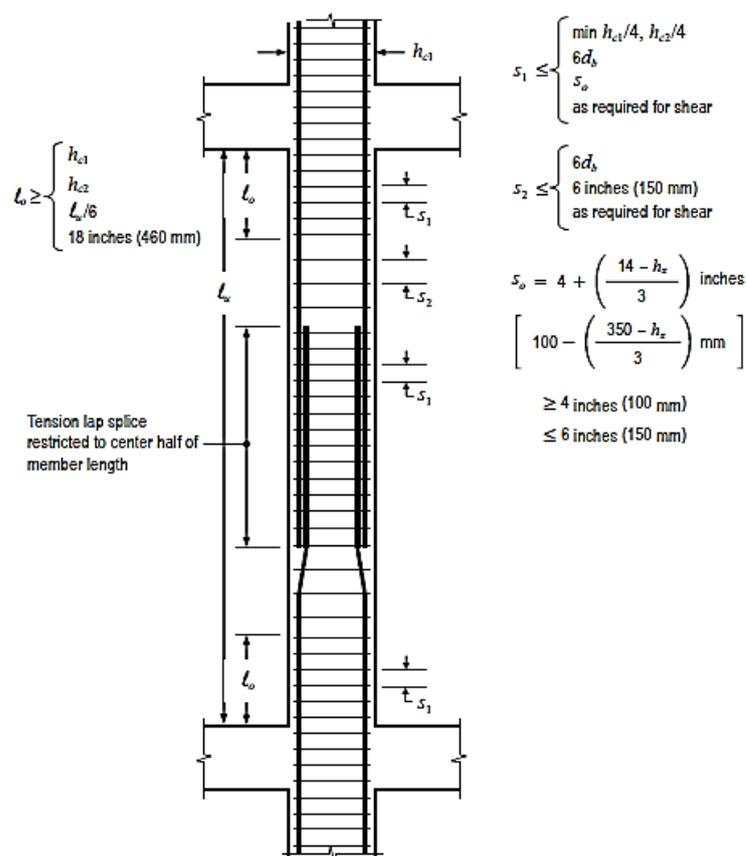


Figura 13.Requerimientos de espaciamiento del refuerzo transversal de la columna.

Fuente: Figure 5-18 (Moehle & Hooper, 2016)

Esta sección establece la longitud mínima en los extremos de las columnas dentro de la cual se debe colocar refuerzo transversal con un menor espaciamiento, en donde generalmente se produce la fluencia por flexión. Si la columna termina en

una zapata o una losa de cimentación, el refuerzo transversal requerido debe extenderse por lo menos 300 mm dentro de la zapata o losa de cimentación.

La figura 14 muestra un ejemplo del refuerzo transversal dispuesto como un estribo cerrado de confinamiento y tres ganchos suplementarios. Los ganchos suplementarios con gancho de 90 grados no son tan efectivos como los ganchos suplementarios con ganchos de 135 grados o los estribos cerrados de confinamiento para proporcionar confinamiento.

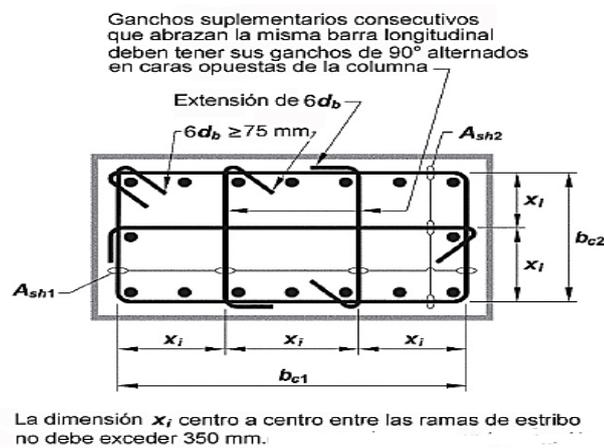


Figura 14. Refuerzo transversal en columnas

Fuente: Figura R18.7.5.2 (ACI 318, 2014)

La cantidad de refuerzo transversal debe cumplir lo exigido en la siguiente tabla:

Refuerzo transversal	Condición	Expresiones aplicables	
A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a) y (b)	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (a), (b) y (c)	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (c)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ y $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d) y (e)	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{sh}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ ó $f'_c > 70 \text{ MPa}$	Mayor de (d), (e) y (f)	$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yt} A_{sh}}$ (f)

Tabla 27. Refuerzo transversal para columnas en P.E.R.M.

Fuente: Tabla 18.7.5.4 (ACI 318, 2014)

Los factores k_f , k_n , de resistencia y de confinamiento respectivamente se calculan mediante las siguientes ecuaciones:

$$k_f = \frac{f_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad \text{Ec. (36)}$$

Ec.18.7.5.4a (ACI 318, 2014)

$$k_n = \frac{nl}{nl-2} \quad \text{Ec. (37)}$$

Ec.18.7.5.4b (ACI 318, 2014)

Donde, nl es el número de barras longitudinales, alrededor del perímetro del núcleo de la columna con estribos cerrados de confinamiento.

2.3.5.5 Resistencia al cortante

Lo descrito en la sección 2.3.4.4 para la resistencia a cortante en vigas, aplica también para columnas. Las resistencias a momentos probables M_{pr} deben determinarse usando un factor de reducción de resistencia igual a 1.0 y una resistencia efectiva del acero de refuerzo de al menos $1.25 f_y$.

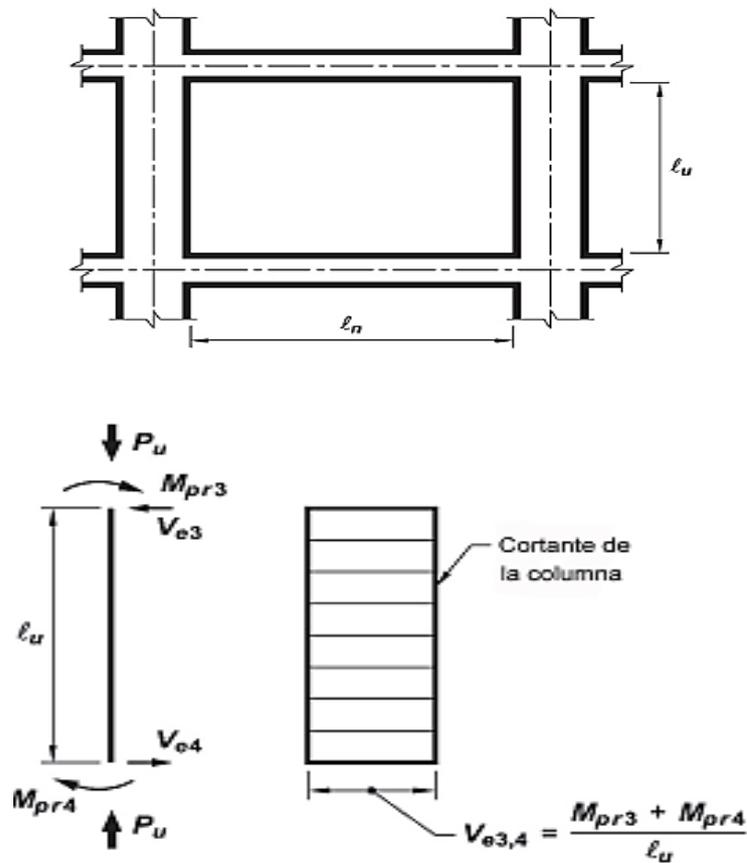


Figura 15. Cortante de diseño para columnas
Fuente: Figura R18.6.5 (ACI 318, 2014)

2.3.6 Nodos en pórticos especiales resistentes a momentos

Las fuerzas en el refuerzo longitudinal de la viga en la cara del nudo deben determinarse suponiendo que la resistencia en el refuerzo de tracción por flexión es $1.25 f_y$.

2.3.6.1 Refuerzo longitudinal

En la sección 18.8 de (ACI 318, 2014) se menciona:

- Donde el refuerzo longitudinal de una viga atraviese el nodo viga-columna, para concretos de peso normal, la dimensión de la columna paralela al refuerzo de la viga no debe ser menor que 20 veces el diámetro de la barra longitudinal con mayor diámetro de la viga.
- La altura h del nodo no debe ser menor que la mitad de la altura de cualquier viga que llegue al nodo

Longitud de desarrollo en barras de tracción

El acero longitudinal de una viga que termina en una columna debe prolongarse hasta la cara del núcleo confinado de la columna más distante y anclarse, en tracción.

Para diámetros de barras comprendidas entre No 10 a No 36 terminadas con gancho estándar l_{dh} se debe determinar mediante la siguiente ecuación:

$$l_{dh} = f_y d_b / (5.4 \lambda \sqrt{f'_c}) \quad \text{Ec. (38)}$$

Ec.18.8.5.1 (ACI 318, 2014)

El valor de l_{dh} debe ser al menos igual al mayor valor entre $8d_b$ y 150mm para concreto de peso normal $\lambda = 1$.

Para barras de diámetro No. 10 a No. 36, l_a , la longitud de desarrollo en tracción para una barra recta debe ser al menos igual a la mayor de:

- 2.5 veces l_{dh} , si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo la barra no excede de 300 mm.

- 3.25 veces l_{dh} , si el espesor de concreto colocado fresco en una sola operación debajo de la barra excede de 300 mm

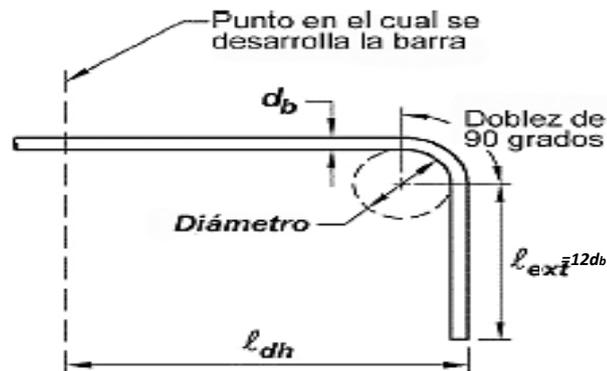


Figura 16. Gancho estándar para el desarrollo de barras en tracción

Fuente: Tabla 25.3.1 (ACI 318, 2014)

Longitud de desarrollo en barras a compresión

La longitud de desarrollo para barras a compresión l_{dc} debe ser la mayor de:

$$l_{dc} = \left[\frac{0.24 f_y \psi_r}{\lambda \sqrt{f_c}} \right] d_b \quad \text{Ec. (39)}$$

Sec.25.4.9.2a (ACI 318, 2014)

$$l_{dc} = 0.043 f_y \psi_r d_b \quad \text{Ec. (40)}$$

Sec.25.4.9.2b (ACI 318, 2014)

- Los factores de modificación para concreto normal, $\lambda = 1$, también se permite tomar $\psi_r = 1$.
- $l_{dc} > 200mm$

2.3.6.2 Refuerzo transversal

El refuerzo trasversal debe cumplir con lo especificado para columnas en la zona l_o en la sección 2.3.5.4 de este capítulo. Cuando existan vigas que lleguen a los cuatro lados del nodo y el ancho de cada viga mida por lo menos tres cuartas partes del ancho de la columna, se permite:

- Reducir la cuantía de refuerzo especificada en la tabla 27 a la mitad, y

- El espaciamiento S_o se puede incrementar a 150 mm dentro de la altura h de la viga menos alta.

Además, debe disponerse refuerzo transversal que pase a través del nodo para dar confinamiento al refuerzo longitudinal de viga que pasa fuera del núcleo de la columna, cumpliendo con los requisitos de espaciamiento descritos en (2.3.4.3).

2.3.6.3 Resistencia al cortante

La resistencia nominal del nodo a cortante debe cumplir con la siguiente tabla:

Configuración del nodo	V_n
Para nudos confinados por vigas en sus cuatro caras ^[1]	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
Para nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos caras opuestas ^[1]	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]
Para otros casos	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ ^[2]

Tabla 28. Resistencia nominal al cortante

Fuente: Tabla 18.8.4.1 (ACI 318, 2014)

Donde el área efectiva A_j se calcula como el producto del ancho efectivo del nodo por la profundidad de éste.

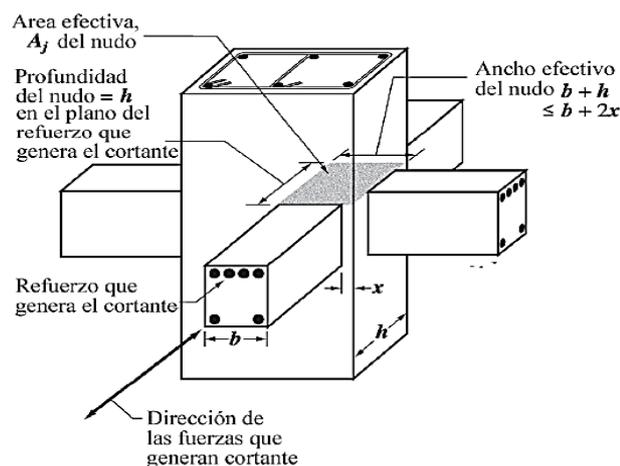


Figura 17. Área efectiva del nodo
Fuente: Figura 18.8.4. (ACI 318, 2014)

La figura 17 muestra las limitaciones de ancho efectivo, además se muestra que el nodo no cumple con las condiciones necesarias para ser considerado confinado puesto que el ancho de la viga no es al menos tres cuartos del ancho efectivo del nodo.

2.3.6.4 Cortante equivalente de diseño

Según (Moehle & Hooper, 2016), Una vez que se ha determinado el refuerzo longitudinal en las vigas, el siguiente paso del diseño es verificar el cortante en la conexión viga-columna. El cortante en el nodo es una verificación crítica.

Para ilustrar el procedimiento, se considera una columna delimitada por dos vigas (Figura 18). Como parte del diseño del pórtico, se supone que las vigas que enmarcan la columna cederán y desarrollarán sus resistencias a momento en las caras de la columna. Esta acción determina las demandas de la columna y la unión viga-columna.

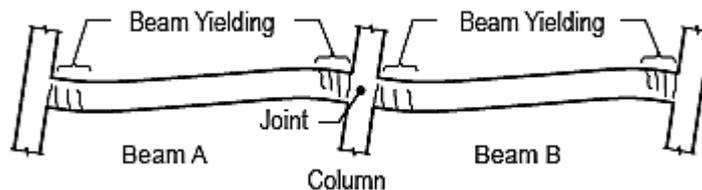


Figura 18. Mecanismo de falla conexión viga-columna

Fuente: Figure 5-5 (Moehle & Hooper, 2016)

Se hace un diagrama de cuerpo libre cortando a través de las vigas en ambos lados de la columna y cortando a través de la columna una altura de medio piso por encima y por debajo de la unión, como se muestra en la figura 19. En esta figura, los subíndices A y B se refieren a las vigas A y B en lados opuestos de la unión, y $V_{e2,A}$ y $V_{e1,B}$ son cortantes en las vigas en la cara de la junta correspondiente al desarrollo de los momentos M_{pr} en ambos extremos de la viga. Del diagrama de cuerpo libre de la Figura 19, el cortante de la columna se calcula como:

$$V_{col} = \left[(M_{pr,A}^- + M_{pr,B}^+) + (V_{e2,A} + V_{e1,B}) \frac{hc}{2} \right] / l_c \quad \text{Ec. (41)}$$

Fig. 5-6 (Moehle & Hooper, 2016)

Una vez que se encuentra el cortante de la columna, V_{col} , el cortante horizontal de la unión V_j se obtiene al equilibrar las fuerzas horizontales que actúan en el diagrama de cuerpo libre, mostrado en la figura 20. Se supone que el refuerzo longitudinal de la viga alcanza una fuerza igual a $1.25A_s f_y$ o $1.25A's f_y$.

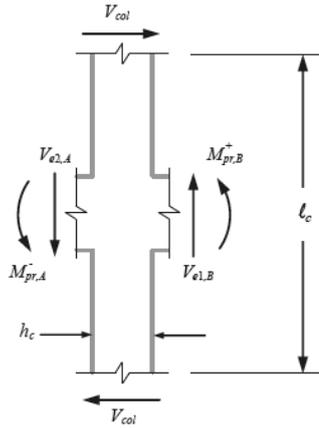


Figura 19.Diagrama de cuerpo libre para calcular V_{col}

Fuente: Figure 5-6 (Moehle & Hooper, 2016)

Suponiendo que la viga no tiene carga axial, la fuerza de compresión de flexión en la viga en un lado del nodo es igual a la fuerza de tensión de flexión en el mismo lado del nodo donde se forma una articulación. Por lo tanto, la fuerza cortante en la unión es:

$$V_j = T_{pr} + T'_{pr} - V_{col} \quad \text{Ec. (42)}$$

Fig. 5-7 (Moehle & Hooper, 2016)

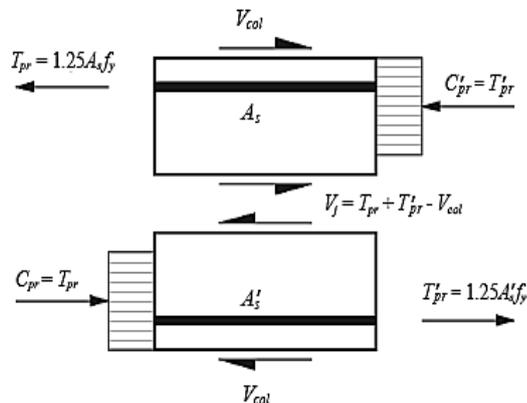


Figura 20. Diagrama de cuerpo libre para calcular V_j

Fuente: Figure 5-7 (Moehle & Hooper, 2016)

Se requiere que la resistencia del diseño sea al menos igual a la resistencia requerida, es decir, $\phi V_n \geq V_j$. Donde V_j se muestra en la figura 20. El factor de reducción de la resistencia es $\phi = 0.75$ y V_n se calcula como lo descrito en la sección 2.3.6.3.

2.4 Requisitos de norma ecuatoriana para diseño de hormigón armado (NEC-SE-HM)

En la sección 2.4 de NEC 15 (NEC-SE-HM) se especifica que un pórtico especial es un sistema estructural en el cual los elementos que resisten al sismo son las columnas y las vigas descolgadas, además se menciona que las rotulas plásticas se deben ubicar en el extremo de vigas y en la base de las columnas del 1er piso.

2.4.1 Hormigón armado

Al igual que ACI 318-14, la norma ecuatoriana de la construcción en su código NEC-SE-HM establece que la resistencia a la compresión mínima del concreto es de 21 MPa para hormigón normal y el valor máximo para elementos de hormigón liviano es de 35 MPa. La ecuación para hallar el módulo de elasticidad para hormigones de densidad normal es la mostrada en la ecuación 34 de este capítulo.

2.4.2 Acero de refuerzo

El acero de refuerzo debe ser corrugado, excepto en espirales o acero de pretensado, en los cuales se puede utilizar acero liso. El diámetro nominal d_b para barras corrugadas debe ser mínimo 8 mm y máximo 36 mm.

En la sección 3.4.7 de NEC-SE-HM se establece que los traslapes de refuerzo longitudinal para columnas y vigas se realizarán de forma alternada, y en ningún caso se podrá traslapar más del 50% del refuerzo en la longitud del traslape, además, la distancia entre traslapes alternos debe ser mayor a 30 d_b de la varilla de refuerzo.

2.4.3 Elementos en flexión (Vigas)

Las vigas de pórticos en flexión deberán presentar las siguientes particularidades: ser parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas, resistir esas fuerzas fundamentalmente por flexión, y las fuerzas axiales mayoradas de compresión del

elemento, P_u , no excedan $0.10 f'_c A_g$ en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas.

2.4.3.1 Dimensiones

El reglamento menciona algunas limitaciones para dimensionamiento, algunas de estas poseen idénticas características a las que especifica la normativa ACI 318-14, por ello se mencionan solo la característica que presenta alguna diferencia:

- $bw \geq 250 \text{ mm}$

2.4.3.2 Refuerzo longitudinal mínimo en elementos a flexión

Cuando por análisis se requiera refuerzo a tracción el A_s proporcionado no debe ser menor a lo mostrado en la figura 21. Estos valores en términos de cuantía representan las mismas cantidades de A_s min estipuladas por ACI 318-14.

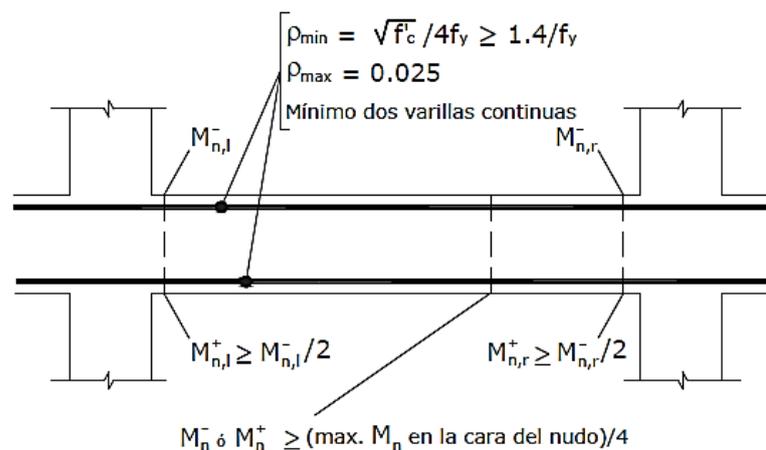


Figura 21. Requisitos del refuerzo longitudinal en elementos a flexión
Fuente: Figura 3 (NEC-SE-HM, Estructuras de hormigón armado, 2015)

2.4.3.3 Refuerzo transversal

Los estribos de confinamiento para la zona $2h$ de la viga deben ser de al menos de 10mm de diámetro, y el espaciamiento máximo del refuerzo transversal es similar a lo especificado en la figura 9 de este capítulo, excepto que NEC-SE-HM en la zona $2h$ evalúa un espaciamiento menor o igual a 200 mm, y ACI 318-14 especifica 150mm.

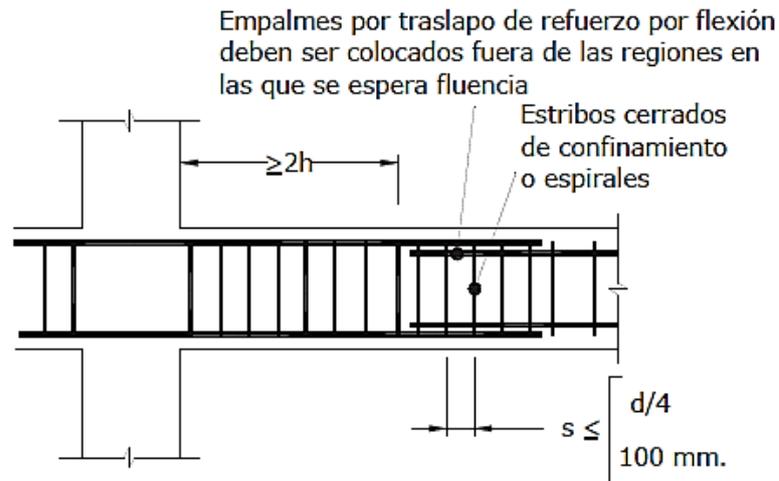


Figura 22. Zona de confinamiento y traslape

Fuente: Figura 5 (NEC-SE-HM, Estructuras de hormigón armado, 2015)

2.4.4 Elementos en flexo-compresión (columnas)

La sección 4.3 de NEC 15 (NEC-SE-HM) establece los requisitos que se aplicarán a las columnas, elementos de pórticos rígidos y otros elementos estructurales que presenten las siguientes características:

- Sean parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas.
- Soporten fuerzas axiales que excedan $0.10 f'c A_g$ en las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas.

2.4.1.1 Dimensiones

Los requerimientos de dimensiones son iguales a los mencionados en la sección 2.3.5.1 de este capítulo.

2.4.1.2 Refuerzo principal (longitudinal) en columnas

La cuantía de refuerzo longitudinal debe cumplir con el siguiente requisito:

$$0.01 \leq \frac{\rho_g}{A_g} \leq 0.03$$

Donde:

ρ_g : Área de refuerzo longitudinal

A_g : Área bruta de la sección

2.4.1.3 Refuerzo transversal para confinamiento

Los espaciamientos, requisitos de estribos en las diferentes zonas de la columna y la cuantía de refuerzo transversal que se describen en la sección 2.3.5.4 de este capítulo y que se muestran en la figura 13 y tabla 26 respectivamente, son idénticos en NEC 15 (NEC-SE-HM).

2.4.1.4 Refuerzo para resistir el cortante y conexión viga-columna

En las secciones 5.2.4 (Refuerzo para resistir el cortante) y 6.2 (Conexiones viga columna) de NEC 15 (NEC-SE-HM), se establece que se debe cumplir con las especificaciones que se encuentran en el capítulo 18 “Estructuras sismo resistentes” del código ACI 318-14.

2.5 Predimensionamiento de los elementos estructurales

El pre-dimensionamiento consiste en seleccionar dimensiones iniciales (previas al análisis con cargas aplicadas) para los elementos estructurales basándose en criterios profesionales y recomendaciones prácticas que respetan las dimensiones mínimas de las normas de diseño de hormigón armado ACI 318-14 y NEC-SE-HM 2015. Las dimensiones iniciales de un predimensionamiento serán aceptadas o ajustadas de acuerdo con los resultados obtenidos del análisis de la estructura.

2.5.1 Predimensionamiento de Losa

En el capítulo de 9 de ACI318-14 se especifica que cuando se utilicen encofrados removibles, el espesor de la losa debe ser como mínimo el mayor de 1/12 de la separación libre entre nervaduras o vigas de soporte y 50 mm.

$$h = \frac{S}{12}$$

2.5.2 Nervios de losa

En la sección 9.8 de ACI 318-14 se especifica que el ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en toda su altura. Será considerado:

$$b = \frac{h}{2}$$

2.5.3 Vigas principales

Para la viga principal se utilizará el criterio de control de deflexiones estipulado en la tabla CR.9.5 de NSR-10, para de esta forma obtener la altura de la viga principal, como sigue:

$$h = \frac{ln}{12}$$

Donde:

ln = Luz neta entre los apoyos

2.5.4 Vigas secundarias

La altura mínima de la sección de la viga secundaria estará dada por la relación de $ln/14$ como una altura “h” mínima para evitar deflexiones grandes:

$$h = \frac{ln}{14}$$

Donde:

ln = Luz neta entre los apoyos

2.5.5 Columnas

Existen varios de métodos para predimensionar columnas de hormigón armado. El criterio de predimensionamiento presentado a continuación es una aproximación, ya que se basa en la carga axial originadas en las cargas de gravedad (D, L), debido a que estas cargas se pueden obtener por métodos aproximados (áreas de influencia y flujo de carga) sin necesidad de realizar análisis matemáticos detallados para los pórticos. El pre-dimensionamiento se realiza para una columna interior, siguiendo el método de Arnal y Epelboim mostrado en el “Manual para el proyecto de estructuras de concreto armado para edificaciones” como sigue:

$$Ac = \frac{P}{\alpha f'c} \quad \text{Ec(43)}$$

Donde:

P= Cargas gravitacionales que soporta la columna

$\alpha = 0.30$; para los primeros pisos

2.6 Modelamiento

2.6.1 Preparación del modelo matemático de análisis para diseño

En el presente trabajo de titulación se realiza el análisis lineal con el método estático de fuerzas laterales equivalentes para el prediseño y diseño de la estructura usando los programas ETABS y SAP2000.

Previo al modelamiento matemático se definen los datos que serán ingresados en los programas. A continuación, se describe la metodología para definir los datos requeridos para el primer modelo matemático del prediseño de la estructura.

1. Determinación el periodo fundamental aproximado mediante las ecuaciones proporcionadas en el presente capítulo.
 - a. NEC-SE-DS 2015, sección 2.2.2.2
 - b. ASCE 7-16, sección 2.2.1.3
2. Definición los espectros de diseño.
 - a. NEC-SE-DS 2015, sección 2.2.2.1
 - b. ASCE 7-16, sección 2.2.1.1
3. Determinación del S_a correspondiente al periodo fundamental aproximado.
4. Determinación de las cargas gravitacionales D, L; sobre las vigas de los pórticos usando el método de áreas de influencia flujo de cargas.
5. Determinación de las cargas sísmicas que se aplicarán a la estructura.
6. Cálculo del cortante basal.
 - a. Para NEC-SE-DS, el procedimiento es detallado en la sección 2.2.2.5.
 - b. Para ASCE7-16, el proceso se encuentra en la sección 2.2.1.5.
7. Cálculo de la distribución de la fuerza horizontal por piso.

Los modelos matemáticos de los programas ETABS y SAP 2000, se definen siguiendo los siguientes pasos:

1. Se define la geometría del edificio aporticado dibujando en el modelo los ejes de vigas y columnas y se asignan apoyos empotrados a los nodos de la base de la estructura y diafragmas por piso.
2. Se ingresan las cargas sísmicas calculadas y las cargas sobrepuestas a la estructura (cargas muertas y vivas).
3. Se define el tipo de análisis y los patrones de cargas mostrados a continuación:
 - a. Carga muerta (WD)= Cargas aplicadas (CM) +Peso propio (PP)
 - b. Carga viva (WL)
 - c. Sismo en la dirección x (Sx)
 - d. Sismo en la dirección y (Sy)
 - e. Casos de excentricidad accidental (5%) del centro de masa perpendicular a la fuerza aplicada:
 - i. Sx (+0.05 Ly)
 - ii. Sx (-0.05 Ly)
 - iii. Sy (+0.05 Lx)
 - iv. Sy (-0.05 Lx)
4. Se ejecutan y obtienen los siguientes resultados:
 - a. Periodo de la estructura, calculado a partir de un análisis modal.
 - b. Desplazamientos
 - c. Derivas
 - d. Fuerzas máximas en vigas y columnas

2.6.2 Interpretación de resultados del primer análisis

Con los resultados del modelo matemático se procede a verificar el comportamiento de la estructura según el cumplimiento de los parámetros especificados en las normas NEC-SE-DS y ASCE7-16.

1. Se verifican las derivas de piso
 - a. NEC-SE-DS, permite derivas inelásticas de hasta 2%
 - b. ASCE7-16, especifica $2\% \cdot h_{sx}$. Para el caso en particular de estudio con alturas de 3.5 m, el máximo valor permitido de deriva inelástica es de 7cm.
2. Se cualifica la irregularidad torsional
 - a. En caso de existir torsión excesiva las dos normativas penalizan mediante el factor de amplificación torsional A_x .
3. Se verifica el índice de estabilidad lateral.
 - a. Para ambas normativas, no se consideran los efectos $P-\Delta$, si el índice de estabilidad es menor a 0.1.

Una vez realizadas las verificaciones antes expuestas se debe concluir si los resultados dan cumplimiento a un diseño sísmico satisfactorio. A continuación, se detallan varias consideraciones dependientes de los resultados y cálculos realizados:

1. Control de derivas inelásticas permisibles
 - a. En caso de no cumplirse las limitaciones expuestas en las normativas, se puede aumentar las secciones de las columnas o aumentar el peralte de vigas.
2. Cumplimiento de las especificaciones del ACI
 - a. Verificaciones del cumplimiento de columna fuerte-viga débil.
 - b. Verificación de la resistencia de las secciones para determinar cuantías de acero requeridas dentro de límites permisibles.

3. Según el índice de estabilidad

- a. Se consideran o se desprecian los efectos de segundo orden
- b. Se concluye si la estructura debe rigidizarse en caso de ser potencialmente inestable.

Del procesamiento de los resultados del primer modelo matemático analizado, se obtiene la información requerida para ajustar dimensiones de elementos en el modelo y pre-diseñar la estructura a fin de que cumpla con todos los criterios asociados a un comportamiento sísmico global satisfactorio.

2.7 Análisis no lineal tipo pushover

2.7.1 Generalidades

Los edificios generalmente se diseñan para resistir cargas sísmicas utilizando métodos de análisis elástico, sin embargo, la mayoría experimentará deformaciones inelásticas significativas bajo grandes terremotos. Los métodos modernos de diseño basados en el desempeño sísmico requieren formas de determinar el comportamiento dúctil de las estructuras en condiciones inelásticas.

Debido a los avances en las tecnologías de computación y los datos de prueba disponibles, los análisis no lineales proporcionan los medios para calcular la respuesta estructural más allá del rango elástico, incluido el deterioro de la resistencia y la rigidez asociado con el comportamiento del material inelástico y los grandes desplazamientos.

El desempeño sísmico de los edificios se relaciona con el grado de daños ocasionados en la estructura y los contenidos del edificio. Si bien el desempeño del edificio es un proceso continuo, para propósitos de diseño es conveniente identificar niveles de desempeño claves para los principales componentes estructurales y otros componentes del edificio que afectan significativamente la función del mismo, la protección de la propiedad y la seguridad. ASCE 41 proporciona orientación sobre cuatro niveles de desempeño:

1. Comportamiento elástico: no se admite cedencia.

2. Ocupación inmediata: corresponde a un comportamiento esencialmente elástico al limitar el daño estructural (por ejemplo, el esfuerzo del acero, el agrietamiento significativo del concreto y el daño no estructural). En este estado se admite cedencia del acero a baja ductilidad en pocos elementos tipo viga.

3. Seguridad de vida: limita el daño de los componentes estructurales y no estructurales para minimizar el riesgo de lesiones o víctimas y para mantener las rutas de circulación esenciales accesibles. En este nivel se espera que las columnas apenas alcancen cedencia mientras las vigas son solicitadas a una demanda moderada de ductilidad.

4. Prevención de colapso: garantiza un pequeño riesgo de colapso parcial o completo de la construcción al limitar las deformaciones inelásticas a un estado de degradación no significativa de la resistencia. La demanda de ductilidad en vigas es alta y moderada en las columnas.

Si bien el riesgo (o la probabilidad) de exceder el daño especificado en los niveles de desempeño se basa en la ocupación del edificio y otros factores, para los edificios típicos, es decir, la Categoría de ocupación II en ASCE 7-16, generalmente se acepta verificar desempeño a nivel de Prevención de Colapso para la intensidad de movimiento en el suelo del terremoto máximo considerado en ASCE 7-16 (MCE) y de Seguridad de la Vida para el terremoto máximo de diseño (MDE) definido como $2/3$ de la intensidad del terremoto máximo considerado en ASCE 7-16. La intensidad de movimiento del terreno adecuada para verificar la ocupación inmediata está definida al nivel de la ocurrencia de daño estructural pequeño (baja demanda de ductilidad) que no limita la operatividad y funcionalidad de la edificación y sus servicios.

2.7.2 Bases para el análisis Pushover

En el procedimiento estático no lineal, el modelo estructural está sujeto a una carga lateral incremental cuya distribución construye la forma de la deformación del primer modo de vibración (movimiento pendular) esperada durante sismos de

intensidad variable e incremental. La carga lateral se aplica hasta que los desplazamientos impuestos alcancen el llamado "desplazamiento objetivo", que equivale o excede a la demanda de desplazamiento que los movimientos de tierra del terremoto impondrían sobre la estructura. Una vez cargados al desplazamiento objetivo, los parámetros de demanda para los componentes estructurales se comparan con los respectivos criterios de aceptación para los distintos niveles de desempeño (Deierlein, Reinhorn, & Wilford, 2010)

2.7.2.1 Distribución de cargas laterales

A continuación, se presentan los requisitos que rigurosamente se siguen para diseño, sin embargo, en el presente trabajo de titulación se usará solamente el patrón de carga estática lateral, con el propósito de verificar la ductilidad y desempeño de la estructura diseñada por método elástico. (FEMA 356 & ASCE, 2000) Describe que, para propósito de diseño, se seleccionará la distribución de cargas laterales entre los siguientes patrones:

Un primer patrón de carga lateral definido por:

- La distribución de fuerzas empleadas en un análisis estático. El uso de esta distribución se permitirá solo cuando más del 75% de la masa total participe en el modo fundamental en la dirección en consideración, y también se use una distribución uniforme.
- Una distribución vertical proporcional a la distribución de corte de la historia tiempo calculada mediante la combinación de respuestas modales de un análisis de espectro de respuesta del edificio, incluidos modos suficientes para capturar al menos el 90% de la masa total del edificio, y el uso del espectro de movimiento del suelo apropiado. Esta distribución se utiliza cuando el período del modo fundamental excede de 1.0 segundo.

Un segundo patrón seleccionado de uno de los siguientes:

- Una distribución uniforme que consiste en fuerzas laterales en cada nivel proporcional a la masa total en cada nivel.

- Una distribución de carga adaptativa que cambia a medida que la estructura se desplaza. La distribución de carga adaptativa se modificará a partir de la distribución de carga original mediante un procedimiento que considera las propiedades de la estructura cedida.

2.7.3 Método de análisis

La rigidez y resistencia no lineal de los componentes se modelan con curvas carga-deformación que representan la envolvente de los esfuerzos cíclicos que resisten los elementos en condiciones dinámicas, e implícitamente explica la degradación debida a la carga cíclica que se espera durante los terremotos. Las cargas se aplican en los nodos donde se desarrollarían fuerzas de inercia dinámicas, y se aumentan de forma monótonica sin inversión en el sentido y dirección de la carga. Se define un punto de control para el desplazamiento objetivo, generalmente en la esquina superior (nivel del techo) de la estructura, donde se anticipa que ocurrirán los desplazamientos máximos.

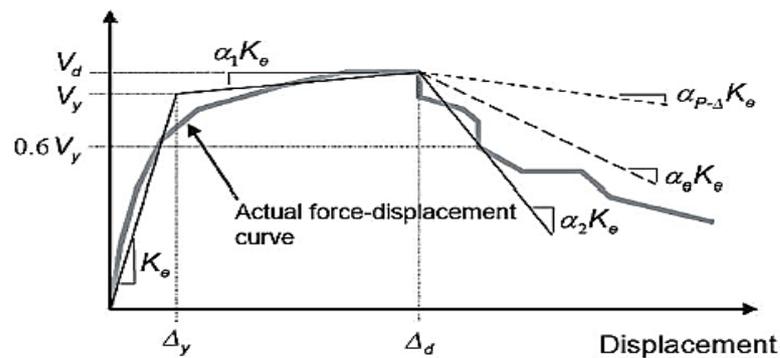


Figura 23. Curva pushover

Fuente: Idealized static pushover backbone curve (FEMA, 2005)

El gráfico de la fuerza de corte resultante en la base de la estructura como función del desplazamiento del punto de control (techo) se reconoce a menudo como la "curva pushover" de la estructura. La curva pushover puede simplificarse aún más por medio de líneas inclinadas idealizadas de las zonas de comportamiento elástico, endurecimiento del acero y degradación del material (pendiente negativa), como se muestra en la Figura 23, y se usa para examinar el desempeño general de la estructura.

2.7.4 Demanda sísmica

La carga gravitatoria total debe aplicarse primero, antes de aplicar la carga lateral incremental, para capturar los efectos de las fuerzas inducidas por la gravedad y los efectos P-delta en el desempeño de los elementos y la respuesta no lineal posterior a la cedencia. La distribución lateral de la carga debe reflejar las fuerzas de inercia esperadas en los niveles del piso, generalmente proporcional a las masas del piso y la forma geométrica del modo fundamental. Se pueden usar otras distribuciones de fuerza lateral para investigar más a fondo la respuesta multimodal. Sin embargo, los estudios han demostrado que hacen poco para mejorar la precisión del procedimiento estático no lineal asociado a fuerzas aplicadas con la geometría de la deformación lateral del primer modo o modo fundamental de vibración. (FEMA, 2005)

CAPÍTULO III

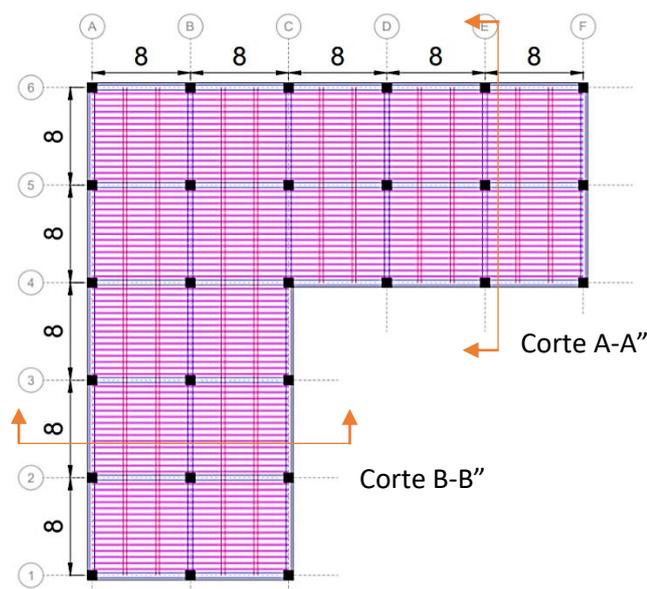
PRE-DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

En este capítulo, se presenta la descripción general de la edificación seleccionada para este estudio, en lo relativo a su forma arquitectónica, sistema estructural, y los elementos que la componen.

También se presenta el predimensionamiento de las secciones de los elementos estructurales, y los resultados del primer análisis lineal utilizando el método de fuerzas laterales equivalentes y el prediseño de la estructura con las normas NEC-SE-DS y ASCE 7-16,

3.1 Descripción general de la edificación

La edificación tiene una configuración arquitectónica en planta tipo L con área de 1024 m², por ello es considerada irregular en planta. En cuanto a elevación posee 8 pisos, con una altura regular de entrepisos de 3.5 metros por lo que se la considera regular en elevación. El sistema estructural utilizado será el de pórticos especiales resistentes a momento, el mismo que considera que las vigas principales y columnas forman parte del sistema resistente a cargas laterales; mientras que las vigas secundarias, nervios y losa; no son diseñados para resistir cargas sísmicas porque no forman parte de dicho sistema primario.



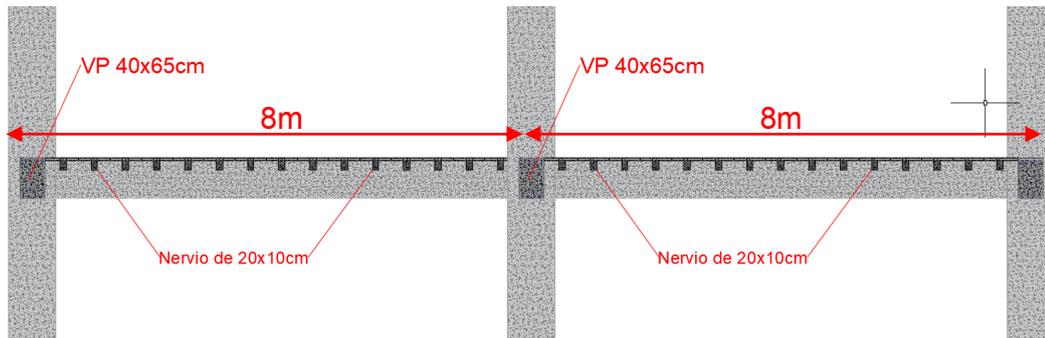


Figura 25. Corte A-A'

Fuente: Choez Franco-García García

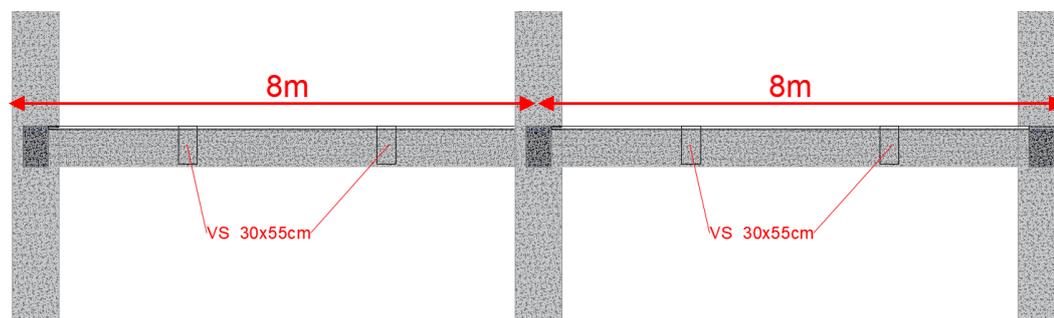


Figura 26. Corte B-B'

Fuente: Choez Franco-García García

La estructura está conformada por vigas principales de 8 metros de luz en ambas direcciones (VPX, VPY), y por vigas secundarias en la dirección Y (VS) que están separadas cada 2,67 metros. Los nervios de la losa están en la dirección en X y descansan sobre las vigas secundarias.

3.2 Pre-dimensionamiento de elementos estructurales

Conforme los criterios expuestos en la sección 2.5 presentada en el capítulo anterior se procede a efectuar los cálculos para predimensionar los elementos estructurales.

3.2.1 Losa y nervios

Para el espesor de losa considerando la distancia libre de 50 cm, se tiene:

$$h = \frac{50 \text{ cm}}{12} = 4,17 \text{ cm} \leq 5 \text{ cm}$$

Se adopta $h_{losa} = 5 \text{ cm}$.

Conociendo que el ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm en toda su altura y considerado la base del nervio como la mitad de la altura, se obtiene:

$$h = 2b = 2(100) = 200 \text{ mm} = 20 \text{ cm}$$

La sección transversal predimensionada de losa es la mostrada en la siguiente figura:

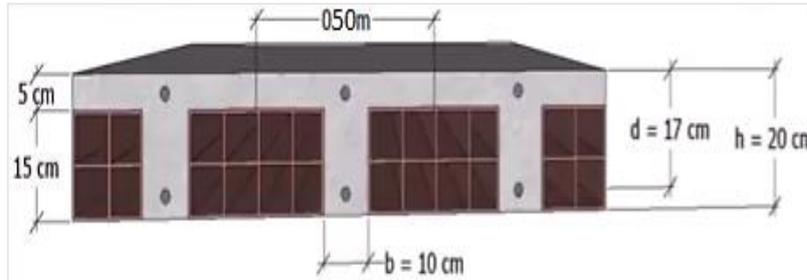


Figura 27. Sección transversal de losa
Fuente: Choez Franco-García García

3.2.2 Vigas principales

Para el cálculo de las alturas las vigas principales se utiliza el criterio expuesto en la sección 2.6.2, y considerando una luz neta de 7.65 m, resolviendo se obtiene lo siguiente:

$$h = \frac{765 \text{ cm}}{12} = 63.75 \approx 65 \text{ cm}$$

$$h \approx 65 \text{ cm}$$

Asumiendo que: $h = 2 * b$, se obtiene un valor de base igual 33 cm que es similar al de vigas secundarias, debido a ello se asumirá un valor de 40cm de base, mismo que satisface los anchos mínimos expuestos en las secciones 2.3.4 y 2.4.3, para ACI 318-14 y NEC-SE-HM 2015 respectivamente.

La sección de viga principal predimensionada tiene las siguientes dimensiones: $h = 65 \text{ cm}$ y $b = 40 \text{ cm}$

3.2.3 Vigas secundarias

Considerando una luz neta de 7.65 m, y resolviendo lo expuesto en la sección 2.6.4, se obtiene lo siguiente:

$$h = \frac{765 \text{ cm}}{14} = 54.64 \approx 55 \text{ cm}$$

$$b = \frac{h}{2} = 27.5 \approx 30\text{cm}$$

3.2.4 Columnas

Con las secciones antes predimensionadas de vigas principales, vigas secundarias, losas y nervios, y la adición de carga viva que será transmitida a la columna se obtienen la siguiente tabla:

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNA						
CARGAS	Peso		Distribución		Carga Tributaria	
CARGA VIVA	240	Kg/m ²	64	m ²	15360	kg
NERVIO Y LOSA	192	Kg/m ²	64	m ²	12288	kg
VIGA SECUNDARIA	396	kg/ml	16	Ml	6336	kg
VIGA PRINCIPAL Y	624	kg/ml	8	Ml	4992	kg
VIGA PRINCIPAL X	624	kg/ml	8	Ml	4992	kg
PAREDES	100	Kg/m ²	64	m ²	6400	Kg
INSTALACIONES	40	Kg/m ²	64	m ²	2560	Kg
TUMBADO	40	Kg/m ²	64	m ²	2560	Kg
PISO CERAMICA	80	Kg/m ²	64	m ²	5120	Kg
Carga tributaria a columna de planta baja (x8Pisos)					484864	kg

Tabla 29. Cargas para Pre-dimensionamiento de columnas

Fuente: Choez Franco-García García

Para una columna crítica (interior de la planta baja) se tiene una carga tributaria de 484864 kg. Considerando una columna de sección transversal cuadrada, se obtiene lo siguiente:

$$A_c = \frac{484864}{0.3 * 280} = 5772.19 \text{ cm}^2$$

$$b = h = 75.97 \text{ cm} \cong 75 \text{ cm}$$

A continuación, se procede considerar el peso propio de las columnas de pisos superiores. Se asumen las siguientes dimensiones:

Piso	Sección de columnas (cm)	H (m)	$\gamma_{concreto}$ (kg/m ³)	Peso propio (kg)
1	75x75	2.8	2400	3780.00
2	75x75	2.8	2400	3780.00
3	70x70	2.8	2400	3292.80
4	70x70	2.8	2400	3292.80
5	65x65	2.8	2400	2839.20
6	65x65	2.8	2400	2839.20
7	60x60	2.8	2400	2419.20
8	60x60	2.8	2400	2419.20
				24662.40

Tabla 30. Peso propio de columnas
Fuente: Choez Franco-García García

Donde:

H: altura libre descontando volumen de viga.

Para una columna interior de la planta baja se tiene:

$$A_c = \frac{484864 + PP_{COL}}{0.3 * 280}$$

$$A_c = \frac{484864 + 24662.40}{0.3 * 280} = 6065.79 \text{ cm}^2$$

$$b = h = 77.88 \text{ cm}, \quad \text{se adopta } 75 \text{ cm}$$

Para las columnas de los pisos superiores se reducirá la sección 5cm en la dirección de los ejes X y Y; cada dos pisos. A continuación, se muestran las secciones predimensionadas de vigas principales y columnas.



Figura 28. Elevación de pórtico del eje "C" con secciones predimensionadas
Fuente: Choez Franco-García García

3.3 Especificaciones para el prediseño de la edificación

Las consideraciones iniciales para realizar el prediseño de la edificación se mencionan a continuación:

3.3.1 Criterios para el diseño preliminar

Se modela en los programas ETABS y SAP 2000 la estructura con los elementos estructurales de pre-dimensionamiento, el análisis lineal se realiza en las direcciones X y Y donde se obtienen los desplazamientos de cada piso. Si las secciones escogidas no cumplen con los requerimientos de deriva, torsión y estabilidad se ajustará las dimensiones de columnas y vigas con el fin de obtener un desempeño global sísmico satisfactorio.

Se analizan los casos de sismos en la dirección X y la dirección Y de la estructura, además se consideran los casos de excentricidad accidental del centro de masa perpendicular a la fuerza aplicada, dichos casos son: $S_x (-0.05L_y)$, $S_x (+0.05L_y)$, $S_y (-0.05L_x)$ y $S_y (+0.05L_x)$

La siguiente figura muestra los casos de las fuerzas sísmicas aplicadas individualmente en el modelo ETABS. La excentricidad accidental para S_x y S_y es igual a 2 metros puesto que $L_x=L_y=40$ m.

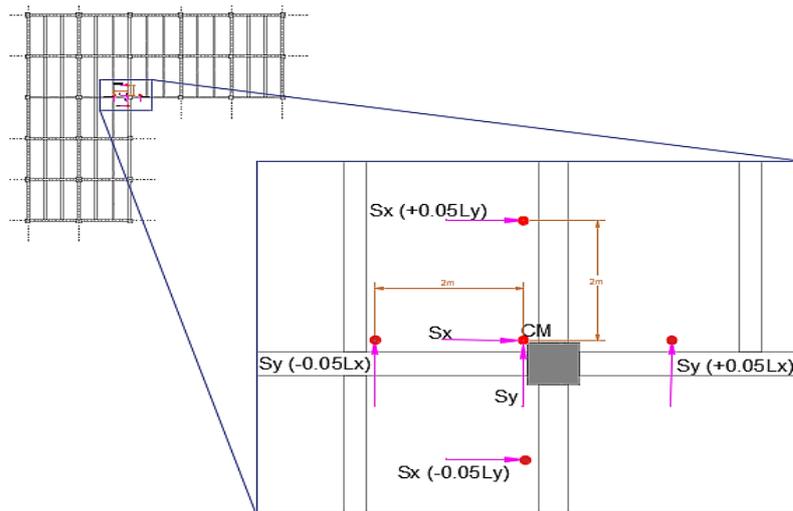


Figura 29. Fuerzas sísmicas aplicadas con excentricidad accidental
Fuente: Choez Franco-García García

Para los diseños preliminares NEC 15 y ASCE 7-16 mostrados en las secciones 3.4 y 3.5, respectivamente, se presentan resultados del caso crítico de las direcciones X y Y, (donde se presentan los mayores desplazamientos). Para la dirección X se analizará con una excentricidad accidental del centro de masa $-(5\%)L_y$ perpendicular a la fuerza aplicada, siendo L_y la dimensión del edificio en dirección Y. De la misma forma, para la dirección Y, resulta crítico una excentricidad accidental del centro de masa $+(5\%)L_x$ perpendicular a la fuerza aplicada.

El programa ETABS proporciona los desplazamientos en las dos direcciones (X y Y) debido al desplazamiento que experimenta cada nodo provocado por la fuerza sísmica.

Se consideraron los desplazamientos resultantes $\epsilon = \sqrt{\epsilon_x^2 + \epsilon_y^2}$ debido a que la estructura se desplaza con torsión y con desplazamientos en las dos componentes (X, Y) de las direcciones de la fuerza aplicada.

3.3.2 Materiales

Consistente con lo indicado en las secciones 2.3.2, 2.4.1 y 2.4.2, se utilizará $f_c=280\text{kg/cm}^2$ para la resistencia de diseño del hormigón y $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$ para la resistencia a la cedencia del acero.

3.3.3 Emplazamiento

Para el cálculo de las cargas sísmicas conforme NEC 15 (NEC-SE-DS), la edificación se supondrá emplazada en el cantón Santa Elena de la provincia de Santa Elena. A partir de la figura 3, se establece que se encuentra en una zona sísmica tipo VI, con caracterización sísmica muy alta equivalente a $Z > 0.5$. En la sección 10.2 NEC 15 (NEC-SE-DS) se muestra una tabla donde también se puede hallar el valor de Z para las poblaciones ecuatorianas.

POBLACION	PARROQUIA	CANTON	PROVINCIA	Z
SANTA ELENA	SANTA ELENA	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
SAN JOSE	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50
SAN JOSE	MANGLARALTO	SANTA ELENA	SANTA ELENA	0.50

Tabla 31. Poblaciones ecuatorianas y el valor de Z

Fuente: Extracto de tabla 10.2 (NEC-SE-DS Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente, 2015)

Para la norma estadounidense ASCE 7-16, se considera un sitio que presente similares condiciones de aceleración espectral que NEC 15, esto es posible realizando la homologación del espectro NEC15 con el espectro ASCE7-16. El proceso de homologación es mostrado en la sección 3.5.1. A partir de estos valores se ubica un sitio que cumple con dichas características en los mapas proporcionados en el capítulo 22 de ASCE 7-16, tal como la ciudad de El Centro en el valle de Imperial – California.

3.3.4 Tipo de suelo

Se considera que la edificación estará construida sobre un suelo tipo C, que corresponde a suelos clasificados como muy densos o rocas blandas.

3.3.5 Ocupación

El uso del edificio por diseñarse se supondrá que es para oficinas, por ello el coeficiente de importancia es igual a $I=1.0$ según la tabla 20.

3.3.6 Cargas sobreimpuestas aplicadas a la estructura

La siguiente figura muestra la planta de la estructura, además, se presentan las áreas tributarias de las vigas principales (color verde), así como también se observa la posición de vigas secundarias (color rojo).

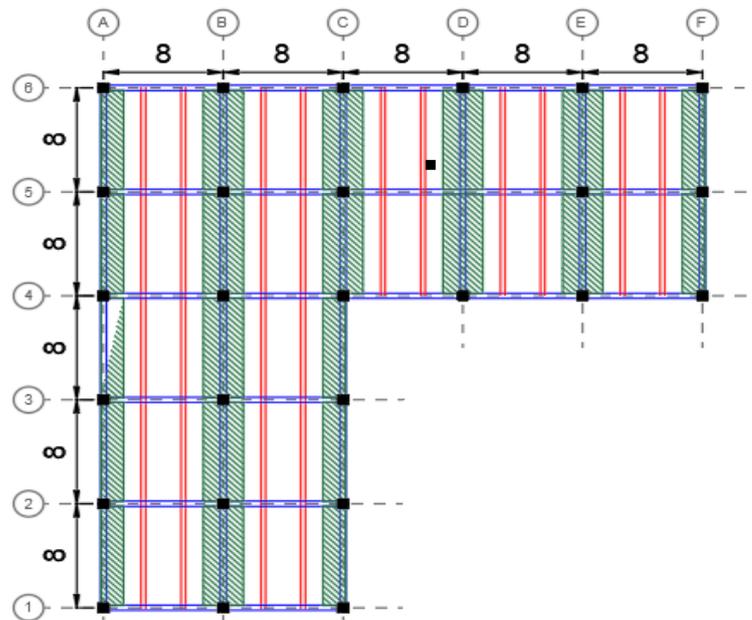


Figura 30. Áreas tributarias de vigas principales
Fuente: Choez Franco-García García

Las cargas sobreimpuestas (cargas muertas distintas al peso propio) y las cargas vivas (aplicadas en vigas principales y secundarias en la dirección Y) en que actúan en la estructura se muestran en la siguiente tabla.

Cargas sobreimpuestas (ton/m)				
Pisos	Pórticos Exteriores		Pórticos Interiores	
	CM	L	CM	L
Pisos 1 a 7	0,669	0,32	1,339	0,64
Piso 8	0,429	0,093	0,859	0,187

Tabla 32. Carga sobreimpuesta

Fuente: Choez Franco-García García

Para el cálculo de las cargas de la tabla 32 se divide a los pórticos en dos tipos: exteriores e interiores. Nótese que los pórticos que reciben carga desde la losa son los pórticos en la dirección Y. Los pórticos exteriores en la dirección Y son los del eje de referencia A, C (1-4) y F. Los pórticos restantes en la dirección Y son considerados pórticos interiores.

Los pórticos en la dirección X tanto los exteriores (1; 4(C-F); 6) y los interiores 2, 3, 4(A-C) y 5 no reciben carga directamente de la losa diseñada en una sola dirección con nervios paralelos al eje X.

Dado que las vigas secundarias (color rojo en figura 30) se han incorporados a los modelos, la carga llega distribuida a los pórticos internamente por el programa SAP 2000 y no requiere modelarse como carga externa.

Cargas vivas sobreimpuestas.

La carga viva (L) representa los valores normados según el uso del edificio, para oficina se utiliza 240 kg/m^2 y para cubierta se usa un valor de 70 kg/m^2 .

En la siguiente figura se muestran las cargas vivas sobreimpuestas de la estructura del eje C de la dirección Y, donde se aprecian cargas correspondientes a las de pórticos exteriores e interiores al mismo tiempo.

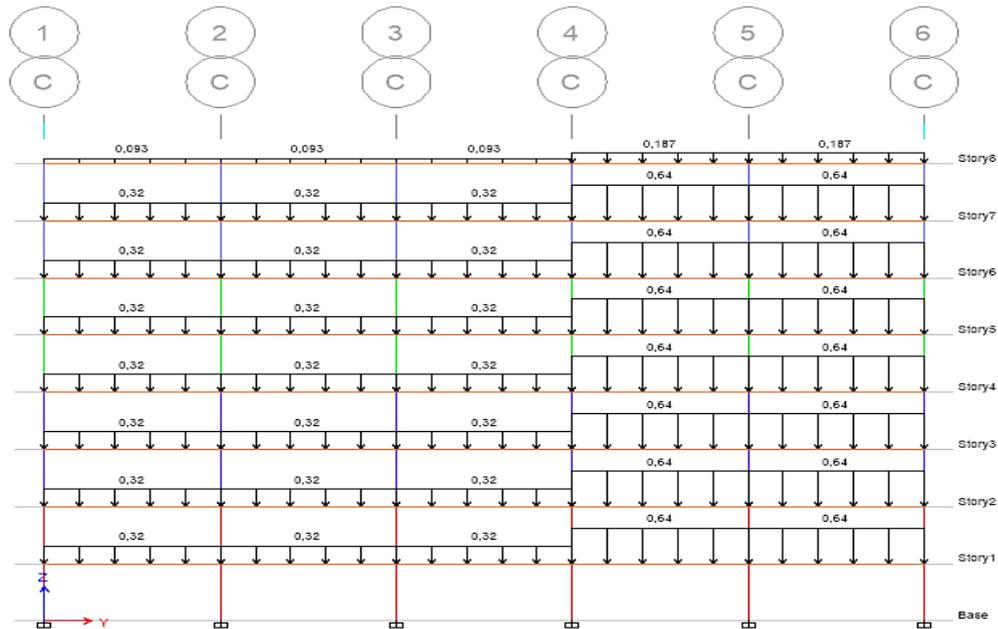


Figura 31. Cargas vivas sobreimpuestas
Fuente: Choez Franco-García García.

A continuación, se presentan los cálculos para obtener las cargas vivas sobreimpuestas que serán aplicadas a las vigas.

Pórticos exteriores del piso 1 al 7

$$L_{1-7} = (\text{Carga viva de oficina}) * (\text{Ancho de fluencia de losa})$$

$$L_{1-7} = 240 \text{ kg/m}^2 * \frac{2.67 \text{ m}}{2} = 320 \text{ kg/m}$$

$$L_{1-7} = 0.32 \text{ ton/m}$$

Pórticos exteriores de cubierta

$$L_8 = (\text{Carga viva de oficina para cubierta}) * (\text{Ancho de fluencia de losa})$$

$$L_8 = 70 \text{ kg/m}^2 * \frac{2.67 \text{ m}}{2} = 93.45 \text{ kg/m}$$

$$L_8 = 0.093 \text{ ton/m}$$

Pórticos interiores del piso 1 al 7

$$CL_{1-7} = (\text{Carga viva de oficina}) * (\text{Ancho de fluencia de losa})$$

$$CL_{1-7} = 240 \text{ kg/m}^2 * 2.67 \text{ m} = 640 \text{ kg/m}$$

$$CL_{1-7} = 0.64 \text{ ton/m}$$

Pórticos exteriores de cubierta

$$CL_8 = (\text{Carga viva de oficina para cubierta}) * (\text{Ancho de fluencia de losa})$$

$$CL_8 = 70 \text{ kg/m}^2 * 2.67\text{m} = 186.9 \text{ kg/m}$$

$$CL_8 = 0.187 \text{ ton/m}$$

Cargas muertas sobreimpuesta (CM).

La carga muerta sobreimpuesta (CM) representa el peso de: paredes, enlucidos, tumbado, piso de cerámica, instalaciones y losa. A continuación, se muestran los valores de cargas por metro cuadrado proporcionadas por la NEC 15 para cada elemento en mención, excepto la losa que será detallada posteriormente.

ELEMENTO	CARGAS	
PAREDES	100	Kg/m2
INSTALACIONES	40	Kg/m2
CONTRAPISO	50	Kg/m2
TUMBADO	40	Kg/m2
PISO CERAMICA	80	Kg/m2
LOSA	192	Kg/m2

Tabla 33. Cargas muertas sobreimpuestas
Fuente: Choez Franco-García García.

Peso propio de losa y nervios

Para calcular la carga de losa más nervios se considera la sección predimensionada mostrada en la figura 27. Se considera un paño de longitud 2.39m (descontando el ancho de las vigas) por 50cm de ancho. La altura de los nervios es igual a 15 cm, y el espesor de la losa es de 5cm.

Se procede a realizar los cálculos respectivos:

Volumen de hormigón:

$$V_{losa} = (\text{Espesor de losa}) * (\text{Ancho tributario de losa} * \text{Longitud de nervio})$$

$$V_{losa} = 0.05 * (0.50 * 2.39) = 0.0598m^3$$

$$V_{nervio} = (\text{Altura de nervio}) * (\text{Espesor de nervio}) * (\text{Longitud de nervio})$$

$$V_{nervio} = 0.15 * 0.1 * 2.39 = 0.0359m^3$$

Peso por metro cuadrado de losa:

$$W_{losa+nervio} = \frac{(V_{losa} + V_{nervio}) * \gamma_{concreto}}{A_{t-losa}}$$

$$W_{losa+nervio} = \frac{(0.0598 + 0.0359) * 2400}{0.50 * 2.39} = 192 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la carga muerta sobreimpuesta por metro cuadrado del piso 1 al 7

$$CM_{1-7} = W_{pared} + W_{inst} + W_{enlucido} + W_{tumbado} + W_{ceramica} + W_{losa+nervios}$$

$$CM_{1-7} = 100 + 40 + 50 + 40 + 80 + 192 = 502 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la carga muerta sobreimpuesta por metro cuadrado de cubierta

$$CM_8 = W_{inst} + W_{enlucido} + W_{tumbado} + W_{losa+nervios}$$

$$CM_8 = 40 + 50 + 40 + 192 = 322 \text{ kg/m}^2$$

Cargas aplicadas a los pórticos

Con las cargas muertas por metro cuadrado de losa, se procede a cuantificar la carga que será aplicada a las vigas principales y secundarias en la dirección Y.

Pórtico interior del piso 1 al 7

$$CM_{1-7}(\text{Ton/m}^2) = (\text{Carga muerta de losa}) * (\text{Ancho de fluencia de losa})$$

$$CM_{1-7}(\text{Ton/m}^2) = 502 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 2.67\text{m} = \frac{1339\text{kg}}{\text{m}} = 1.339 \text{ ton/m}$$

Pórtico interior de cubierta

$$CM_8(\text{Ton/m}^2) = (\text{Carga muerta de losa para cubierta}) * (\text{Ancho de fluencia de losa})$$

$$CM_8(Ton/m^2) = 322 \frac{kg}{m^2} * 2.67m = \frac{859 kg}{m} = 0.859 \frac{ton}{m}$$

Pórtico exterior del piso 1 al 7

$$CM_{1-7}(Ton/m^2) = (Carga muerta de losa) * (Ancho de fluencia de losa)$$

$$CM_{1-7}(Ton/m^2) = 502 \frac{kg}{m^2} * \frac{2.67}{2} m = \frac{669kg}{m} = 0.669 ton/m$$

Pórtico exterior de cubierta

$$CM_8(Ton/m^2) = (Carga muerta de losa para cubierta) * (Ancho de fluencia de losa)$$

$$CM_8(Ton/m^2) = 322 \frac{kg}{m^2} * \frac{2.67}{2} m = \frac{429 kg}{m} = 0.429 \frac{ton}{m}$$

En la siguiente figura se muestran las cargas muertas sobrepuestas en el eje C de la dirección Y de la estructura.

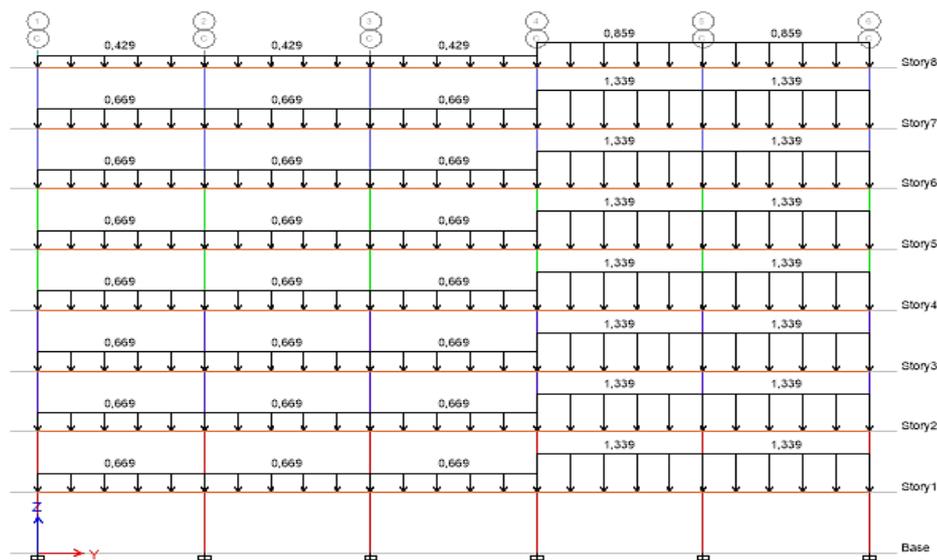


Figura 32. Cargas muertas sobrepuestas
Fuente: Choez Franco-García García.

3.3.7 Peso sísmico

Para el cálculo de peso sísmico se utiliza el 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva. En la tabla 35 se detallan los valores del peso sísmico (kg) por piso para el prediseño de la edificación.

Los valores mostrados en la tabla se calculan a partir de las secciones predimensionadas en el apartado 3.2, a continuación, se detalla el procedimiento realizado:

Peso muerto de losa y nervio

A partir de la carga calculada de peso propio de losa y nervio, y con el área en planta de la edificación se procede a calcular el peso de losa.

$$Losa = 192 \frac{kg}{m^2} * 1024 m^2 = 196608 kg$$

Vigas secundarias

$$P_{V.S} = (\text{Ancho}) * (\text{Peralte}) * (\text{Peso específico de hormigón})$$

$$P_{V.S} = 0.3m * 0.55m * 2400 kg/m^3 = 396kg/m$$

$$W_{V.S} = P_{V.S} * (\text{Longitud de fluencia})$$

$$W_{V.S} = 396 \frac{kg}{m} * (7.6m * 32) = 96307.2 kg$$

Vigas principales

$$P_{V.P} = (\text{Ancho}) * (\text{Peralte}) * (\text{Peso específico de hormigón})$$

$$P_{V.P} = 0.4m * 0.65m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 624kg/m$$

$$W_{V.P} = P_{V.P} * (\text{Longitud de fluencia})$$

$$W_{V.P} = 624 \frac{kg}{m} * (7.35m * 42) = 192628.8 kg$$

Peso de la carga sobrepuesta del piso 1 al 7

$$W_{Sobrepuesta} = W_{pared} + W_{inst} + W_{enlucido} + W_{tumbado} + W_{ceramica}$$

$$W_{Sobrepuesta} = 100 + 40 + 50 + 40 + 80 = 310 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_{Sobrepuesta} = 310 \frac{kg}{m^2} * 1024 m^2 = 317440 kg$$

Peso de la carga sobreimpuesta de cubierta

$$W_{Sobreimpuesta} = W_{inst} + W_{enlucido} + W_{tumbado}$$

$$W_{Sobreimpuesta} = 40 + 50 + 40 = 130 \frac{kg}{m^2}$$

$$W_{Sobreimpuesta} = 130 \frac{kg}{m^2} * 1024 m^2 = 133120 kg$$

Cálculo de la carga viva tributaria al peso sísmico del piso 1 al 7

$$L = 240 \frac{kg}{m^2} * 1024 m^2 = 245760 kg$$

$$25\% * L = 61440 kg$$

Cálculo de la carga viva tributaria al peso sísmico de cubierta

$$L = 70 \frac{kg}{m^2} * 1024 m^2 = 71680 kg$$

$$25\% * L = 17920 kg$$

Columnas

En la tabla mostrada a continuación, se calcula la carga producidas por las geometrías de la sección de las columnas. La longitud de influencia mostrada en la tabla es el resultado del número de columnas presentes en el piso multiplicada por altura de la columna.

$$Long.influencia = 27 * 3.5m = 94.5 ml$$

Pisos	Sección de columnas (cm)	Área (m ²)	$\gamma_{concreto}$ (kg/m ³)	Carga (kg/m)	Área/Longitud de influencia		Carga (kg)	Carga (Ton)
1-2	75X75	0.56	2400	1350	94.5	ml	127575	127.5
3-4	70X70	0.49	2400	1176	94.5	ml	111132	111.1
5-6	65X65	0.42	2400	1014	94.5	ml	95823	95.82
7-8	60X60	0.36	2400	864	94.5	ml	81648	81.64

Tabla 34. Peso de columnas
Fuente: Choez Franco-García García

En la tabla 35 se presenta el resumen de las cargas y pesos de columnas, vigas principales, vigas secundarias y peso por piso.

CARGAS DE SISMO							
PISO	LOSA (kg)	V. S (kg)	V.P (kg)	SOBRE-IMPUESTA (kg)	CARGA VIVA 25% (kg)	COLUMNA (kg)	PESO TOTAL POR PISO (kg)
1	196608	96307,2	192628,8	317440	61440	127575	991999
2	196608	96307,2	192628,8	317440	61440	127575	991999
3	196608	96307,2	192628,8	317440	61440	111132	975556
4	196608	96307,2	192628,8	317440	61440	111132	975556
5	196608	96307,2	192628,8	317440	61440	95823	960247
6	196608	96307,2	192628,8	317440	61440	95823	960247
7	196608	96307,2	192628,8	317440	61440	81648	946072
8	196608	96307,2	192628,8	133120	17920	81648	718232
	$\Sigma W =$						7519908

Tabla 35. Peso sísmico

Fuente: Choez Franco-García García.

3.4 Diseño preliminar NEC 15- (NEC-SE-DS)

3.4.1 Espectro elástico de aceleración horizontal de diseño

Los factores para la definición del espectro elástico de aceleraciones S_a para la ciudad de Santa Elena con un suelo tipo C, se detallan a continuación:

Parámetro	Valor
ZONA	VI
Z	0,50
N	1,80
Fa	1,18
Fd	1,06
Fs	1,23
To	0,11
Tc	0,61
R	8

Tabla 36. Datos para definición de espectro NEC 15 (NEC-SE-DS)

Fuente: Choez Franco-García García

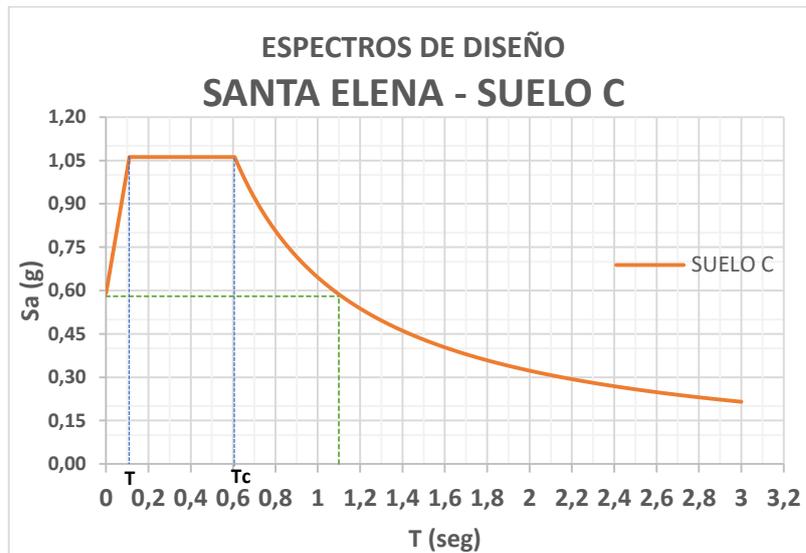


Figura 33. Espectro de diseño según NEC 15 para Santa Elena-Suelo "C"
Fuente: Choez Franco-García García

3.4.2 Periodo fundamental aproximado

A partir de la ecuación 25, y conociendo que la estructura no posee diagonales ni muros rigidizadores, se obtiene:

$$T = 0.055 * 28^{0.9} = 1.104 \text{ seg}$$

De acuerdo con el espectro de diseño de Santa Elena (figura 33), con el periodo de vibración de la estructura de 1.104 seg le corresponde un $S_a=0.585$.

3.4.3 Cortante basal y distribución de fuerzas horizontales

En la sección 2.2.2 del capítulo anterior se describe la metodología aplicada de diseño sísmico según NEC 15 (NEC-SE-DS), la tabla 37 muestra los resultados del cortante basal y posteriormente se muestra la distribución de fuerzas horizontales. A continuación, se detallan las consideraciones utilizadas:

- Cortante basal (Ecuación 28)
- Distribución de fuerzas horizontales (Ecuación 29)
- Factor K (Tabla 24, considerando el periodo fundamental aproximado)
- S_a (Figura 33, considerando el periodo fundamental aproximado)
- R (Tabla 21)

- Peso (Peso sísmico, tabla 35)

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C (SANTA ELENA Z=0,5)							
N	1,80	Z	0,5	Fa	1,18	Sa	0,585
Ct	0,055	α	0,9	Ht	28	T	1,104
Φp	0,90	Φe	1,00	Cs	0,08	k	1,3018
I	1,00	R	8	Vx	610,79		

Tabla 37. Cortante basal NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García.

El factor de penalización en planta $\Phi_p = 0.9$ se debe a la irregularidad tipo 2 mostrada en la tabla 22, denominada retrocesos excesivos de las esquinas. El cálculo del cortante basal se muestra a continuación:

$$V = \frac{1 * 0.585}{8 * 0.9 * 1} * 7519.91 = 610.79 \text{ ton}$$

La distribución de fuerzas sísmicas se realiza conforme la sección 2.2.2.5, la tabla 38 muestra las fuerzas horizontales F_i (columna 6) calculadas a partir de los resultados del peso por piso mostrado en la tabla 35 (que considera 100% de carga muerta y 25 % de carga viva), la altura medida desde la base y el factor K. Estas fuerzas serán ingresadas en el programa ETABS para realizar el análisis lineal de la estructura.

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C							
PISO	PESO	ALTURA	$W_x*(h_x^k)$	$W_x*(h_x^k)/$	$F_x=F_i$	V_x	$0,3*F_x$
8	718,232	28,00	54975	0,20	122,14	122,14	36,64
7	946,072	24,50	60860	0,22	135,22	257,36	77,21
6	960,247	21,00	50540	0,18	112,29	369,65	110,89
5	960,247	17,50	39862	0,14	88,56	458,21	137,46
4	975,556	14,00	30288	0,11	67,29	525,50	157,65
3	975,556	10,50	20827	0,08	46,27	571,78	171,53
2	992,00	7,00	12493	0,05	27,76	599,53	179,86
1	992,00	3,50	5067	0,02	11,26	610,79	183,24
W=	7519,91 ton		274911	1	V=	610,79 ton	

Tabla 38. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso, NEC-SE-DS

Fuente: Choez Franco-García García.

3.4.4 Derivas de piso

Se realiza el procedimiento de acuerdo a la sección 2.2.2.8. Considerando:

- $R=8$
- $H_{sx}=350$ cm
- Excentricidad accidental de 2m perpendicular a la fuerza de sismo.

A partir de los resultados obtenidos en el programa ETABS (desplazamientos X y Y), se procede a realizar el cálculo de las derivas inelásticas.

A continuación, se detalla el cálculo para el piso 3.

1. El desplazamiento resultante se calcula mediante la siguiente fórmula $\varepsilon=$

$$\sqrt{\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2} = \sqrt{(3.143)^2 + (-0.285)^2} = 3.156 \text{ cm}$$

2. La deriva elástica se calcula como la diferencia entre los desplazamientos resultantes de pisos consecutivos dividido para la altura de entrepiso.

$$\Delta_E = \frac{\varepsilon_3 - \varepsilon_2}{h_{sx}}$$

$$\Delta_E = \frac{3.156 - 1.786}{350} = 0.004$$

3. La deriva inelástica es igual a $\Delta_M = 0.75 R\Delta_E$, de donde se obtiene:

$$\Delta_M = 0.75 * 8 * 0.004 = 0.0235 = 2.35\%$$

$$\Delta_M = 2.35\%$$

4. Se cumple con la norma NEC 15 si, $\Delta_M < 2\%$, para el piso 3 se tiene:

$$2.35\% > 2\%, \text{ no cumple}$$

A continuación, se muestran los resultados de derivas para todos los pisos de la estructura en los casos críticos: dirección X con excentricidad $-0.05L_y$ y dirección Y con excentricidad $+0.05L_x$.

PISO	X (cm)	Y (cm)	RESULTANTE (cm)	DERIVA ELÁSTICA Δ_E	DERIVA INELÁSTICA Δ_M	CUMPLIMIENTO O NEC 15 ($\Delta_M \leq 2\%$)
8	7,927	- 0,751	7,963	0,001	0,75%	OK
7	7,491	- 0,705	7,524	0,002	1,32%	OK
6	6,722	- 0,629	6,751	0,003	1,75%	OK
5	5,708	- 0,531	5,733	0,004	2,13%	NO CUMPLE
4	4,471	- 0,412	4,490	0,004	2,29%	NO CUMPLE
3	3,143	- 0,285	3,156	0,004	2,35%	NO CUMPLE
2	1,779	- 0,158	1,786	0,003	2,02%	NO CUMPLE
1	0,605	- 0,052	0,607	0,002	1,04%	OK

Tabla 39. Derivas inelásticas con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (NEC-SE-DS)

Fuente: Choez Franco-García García

PISO	X (cm)	Y (cm)	RESULTANTE (cm)	DERIVA ELÁSTICA Δ_E	DERIVA INELÁSTICA Δ_M	CUMPLIMIENTO NEC 15 ($\Delta_M \leq 2\%$)
8	-0,705	7,209	7,243	0,001	0,68%	OK
7	-0,662	6,816	6,848	0,002	1,20%	OK
6	-0,592	6,117	6,146	0,003	1,58%	OK
5	-0,500	5,200	5,224	0,003	1,93%	OK
4	-0,389	4,080	4,099	0,003	2,07%	NO CUMPLE
3	-0,270	2,881	2,893	0,004	2,13%	NO CUMPLE
2	-0,150	1,641	1,648	0,003	1,85%	OK
1	-0,050	0,566	0,568	0,002	0,97%	OK

Tabla 40. Derivas inelásticas con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (NEC-SE-DS)

Fuente: Choez Franco-García García

En el análisis lineal del prediseño de la estructura, las secciones predimensionadas no cumplen con los límites de derivas, por ello se podría concluir que el edificio debe rigidizarse (incrementando secciones de columnas y peralte de vigas), sin embargo, debe realizarse la verificación del análisis con el periodo real de la estructura proporcionado por ETAS lo cual podría llevar a derivas inelásticas admisibles.

3.4.5 Irregularidad torsional

Se procede a verificar si existe la irregularidad tipo 1 siguiendo las consideraciones mostradas en la tabla 22. La revisión se realiza entre el piso que presenta mayor deriva inelástica y el anterior.

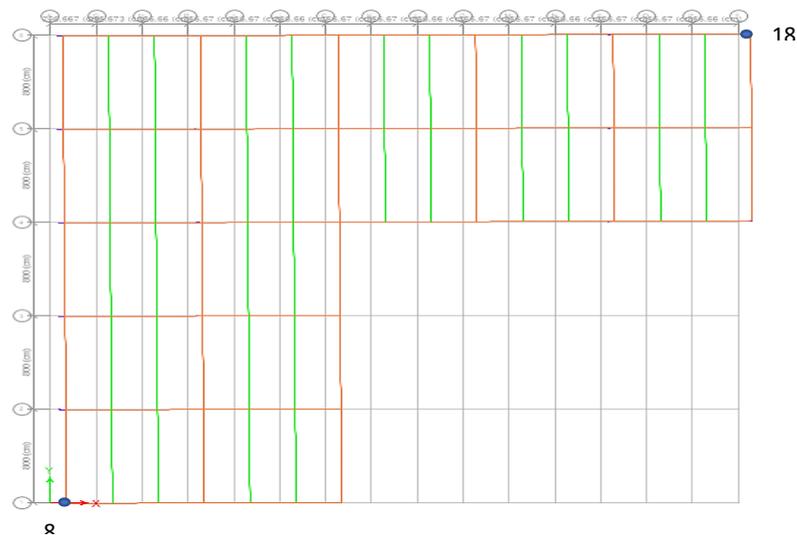


Figura 34. Desplazamiento del piso 3 causado por sismo X (-0.05Ly) (NEC-SE-DS)
Fuente: Choez Franco-García García.

La tabla 41 es utilizada para la verificación de la existencia de la torsión excesiva para el sismo en dirección X (-0.05Ly) y el sismo Y (0.05Lx). Se detallan los desplazamientos máximos producidos en los nodos del piso 3 (presenta mayor deriva inelástica) y del piso 2, además, se calculan las resultantes de los desplazamientos y las derivas elásticas.

Posteriormente en la misma tabla se realiza la verificación de irregularidad torsional especificada en NEC 15, como sigue:

$$\Delta_{\max} > 1.2 * \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$$

A continuación, se procede a realizar un ejemplo de irregularidad torsional con sismo en dirección X con $-0.05L_y$, partiendo de los datos de derivas calculadas en la tabla 41.

$$\Delta_{\max} > 1.2 * \frac{0.0039 + 0.003}{2}$$

$$0.039 \not> 0.0041$$

Como la deriva máxima no supera el criterio establecido de irregularidad torsional de la NEC-SE-DS, se concluye que no existe torsión excesiva.

PISO	N.	X (cm)	Y (cm)	RESULTANTE	Δ_E	$\Delta_{MAX.}$	1,2* Δ_{PROM}	MAX. <1,2* Δ_{PROM}
3	8	3,142	-0,285	3,155	0,003			
2	8	1,779	-0,158	1,786		0,003	0,004	NO TORSIÓN
3	18	2,398	0,4592	2,441	0,003			
2	18	1,367	0,2535	1,390				

Tabla 41. Irregularidad torsional con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (NEC-SE-DS)

Fuente: Choez Franco-García García

El procedimiento antes descrito también es aplicable para el sismo en dirección Y ($+0.05L_x$).

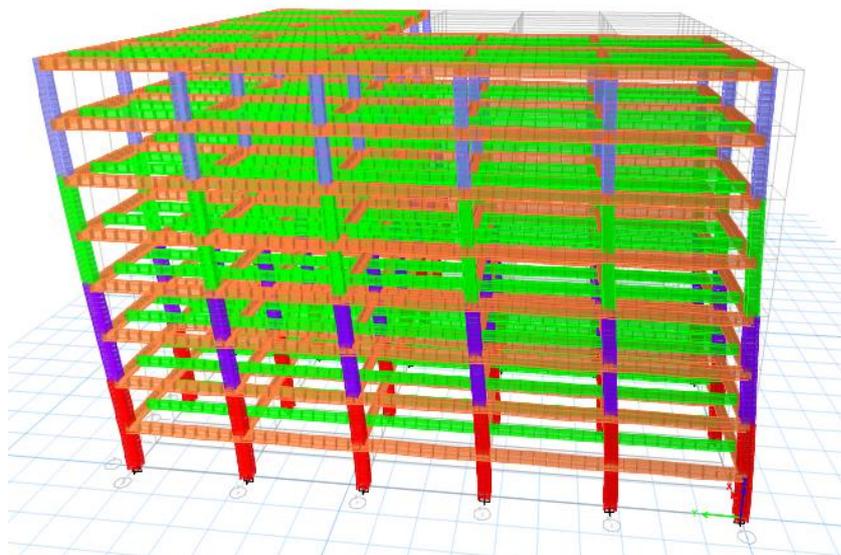


Figura 35. Desplazamientos en la estructura con sismo Y (0.05Lx)

Fuente: Choez Franco-García García

PISO	N.	X (cm)	Y (cm)	RESULTANTE	Δ_E	$\Delta_{MAX.}$	$1,2^* \Delta_{PROM}$	MAX. $<1,2^* \Delta_{PROM}$
3	18	-0,270	2,880	2,893	0,003			
2	18	-0,150	1,641	1,648		0,003	0,0038	NO TORSION
3	8	0,439	2,171	2,215	0,002			
2	8	0,243	1,247	1,271				

Tabla 42. Irregularidad torsional con sismo en dirección Y con 0.05Lx (NEC-SE-DS)

Fuente: Choez Franco-García García

Se evidencia que no hay torsión excesiva, por ende, la estructura no debe ser penalizada por el factor Ax.

3.4.6 Índice de estabilidad

Se realiza de acuerdo con la sección 2.2.2.9. Considerando:

- Índice de estabilidad $Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} < 0.3$
- Efectos P- Δ (Ecuación 33), no se consideran si, $0.1 < Q_i < 0.3$

Los desplazamientos resultantes calculados son obtenidos del centro de masa de cada piso a partir del análisis en ETABS.

A continuación, se procede a realizar el análisis del índice de estabilidad para el piso 3 con sismo en dirección X con -0.05Ly.

1. Se considera el peso total de la estructura más el 100% de la carga viva. En la tabla 35 se muestran las cargas donde solo se considera el 25% de la carga viva, a partir de esta tabla es posible obtener el peso total por piso para el análisis de estabilidad, como se detalla a continuación:

$$W_T = (W_{Sismico} + 75\%L)$$

$$W_{T,3} = (975556 - 61440) + (61440 * 4) = 1159876 \text{ kg}$$

2. Px, es la suma del peso acumulado del piso superior y el peso del piso en consideración.

$$P_3 = (W_{T,3} + P_4)$$

$$P_3 = 1159876 + 5351394 = 6511270 \text{ kg} = 6511.27 \text{ ton}$$

3. Vx, es el cortante mostrado en la tabla 38.
4. Los valores de X y Y, son resultados de desplazamientos obtenidos del centro de masa a partir del análisis en ETBS.

5. El desplazamiento resultante se calcula mediante la siguiente fórmula: $\varepsilon =$

$$\sqrt{\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2} = \sqrt{(2.688)^2 + (0.005)^2} = 2.688 \text{ cm}$$

6. δ elástico, es el resultado de la diferencia entre la resultante del piso superior e inferior considerado.

$$\delta_{elastico} = 2.688 - 1.528 = 1.16 \text{ cm}$$

7. El índice de estabilidad se calcula como sigue:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} = \frac{6511.27 * 1.16}{571.7 * 350} = 0.0378$$

8. Se consideran efectos de segundo orden si, $0.1 < Q_i < 0.3$, para el piso 3, se tiene: $Q_3 = 0.0378$, no se consideran los efectos P- Δ .

PISO	W	Px	Vx	DESPLAZAMIENTOS	$\delta_{elastico}$	Qi	Qi<0, 1
------	---	----	----	-----------------	---------------------	----	------------

	TOTAL (kg)	(Kg)	(Ton)	X (cm)	Y (cm)	RESUL- TANTE (cm)	(cm)		
8	771992	771992	122,1	6,730	0,014	6,73	0,363	0,0066	OK
7	1130392	1902384	257,3	6,366	0,013	6,366	0,649	0,0137	OK
6	1144567	3046951	369,6	5,717	0,012	5,717	0,856	0,0202	OK
5	1144567	4191518	458,2	4,861	0,010	4,861	1,047	0,0274	OK
4	1159876	5351394	525,5	3,813	0,007	3,813	1,125	0,0327	OK
3	1159876	6511270	571,7	2,688	0,005	2,688	1,160	0,0378	OK
2	1176319	7687589	599,5	1,528	0,002	1,528	1,004	0,0368	OK
1	1176319	8863908	610,7	0,523	0,000	0,523	0,523	0,0217	OK

Tabla 43. Índice de estabilidad con sismo en dirección X con $-0.05L_x$ (NEC-SE-DS).

Fuente: Choez Franco-García García

El procedimiento antes descrito también es aplicable para el sismo en dirección Y ($+0.05L_x$).

PISO	W TOTAL (kg)	Px (Kg)	Vx (Ton)	DESPLAZAMIENTOS			$\delta_{elastic}$ (cm)	Qi	Qi<0,1
				X (cm)	Y (cm)	RESUL- TANTE (cm)			
8	771992	771992	122,1	0,019	6,074	6,074	0,324	0,0059	OK
7	1130392	1902384	257,3	0,018	5,750	5,750	0,585	0,0124	OK
6	1144567	3046951	369,6	0,016	5,164	5,164	0,768	0,0181	OK
5	1144567	4191518	458,2	0,013	4,396	4,396	0,941	0,0246	OK
4	1159876	5351394	525,5	0,010	3,455	3,455	1,007	0,0293	OK
3	1159876	6511270	571,7	0,006	2,447	2,447	1,046	0,0341	OK
2	1176319	7687589	599,5	0,003	1,401	1,401	0,914	0,0335	OK
1	1176319	8863908	610,7	0,000	0,487	0,487	0,487	0,0202	OK

Tabla 44. Índice de estabilidad con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (NEC-SE-DS)

Fuente: Choez Franco-García García

Se evidencia que la estructura no es potencialmente inestable, por ello no deben ser considerados los efectos P- Δ .

3.5 Diseño preliminar ASCE 7-16

3.5.1 Espectro elástico de aceleración horizontal de diseño.

El procedimiento realizado se especifica en la sección 2.2.1.1

Debido a que la norma americana ASCE 7-16 no considera los factores de penalización en planta y elevación, los que sí son considerados en la norma NEC-15 de diseño sísmico, se homologarán los valores S_s y S_1 igualando el espectro de diseño de la ciudad de Santa Elena. El sitio analizado será la ciudad de Imperial-California, los factores para la elaboración del espectro de diseño para un suelo C, se detallan a continuación:

- $F_a = 1.2$ (Tabla 4)
- $F_v = 1.4$ (Tabla 5)
- $S_s = 1.45$ (Figura 22.1 del ASCE)
- $S_1 = 0.76$ (Figura 22.2 del ASCE)

De la ecuación Ec. 11.4-1 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

$$S_{MS} = (1.2) * (1.45) = 1.74$$

De la ecuación Ec. 11.4-2 (ASCE 7-16 & SEI, 2017)

$$S_{M1} = (1.4) * (0.76) = 1.064$$

$S_{DS} = 1.16$ (valor homologado con NEC-15)

$S_{D1} = 0.71$ (valor homologado con NEC-15)

Parámetro	Valor
Suelo	C
SDS	1.160
SD1	0.709
SMS	1.740
SM1	1.064
TL	8
To	0.122
TS	0.611

Tabla 45. Datos para definición de espectro ASCE.

Fuente: Choez Franco-García García.

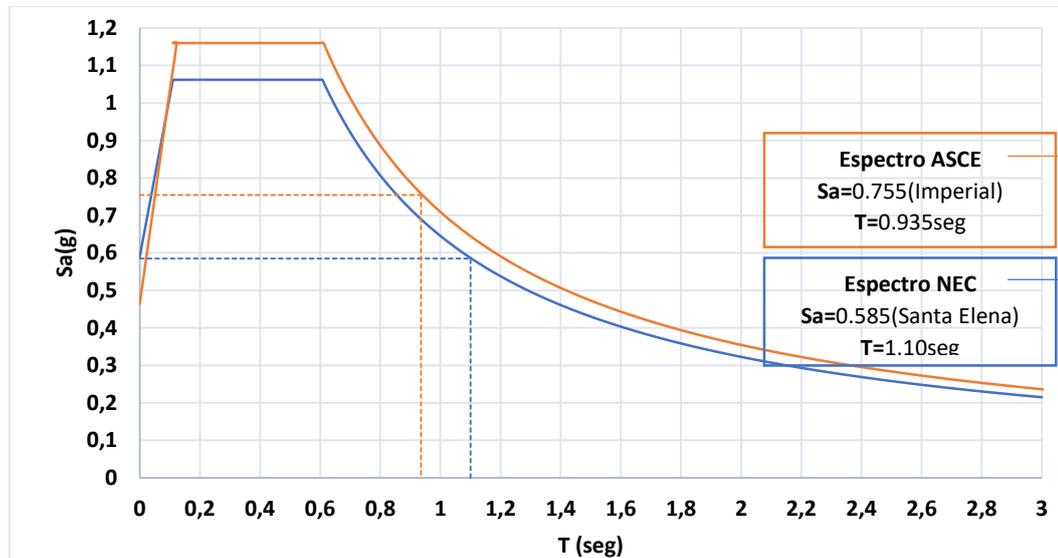


Figura 36. Espectro de diseño según ASCE 7-16 para Imperial-California (Suelo "C").

Fuente: Choez Franco-García García.

3.5.2 Período fundamental aproximado

A partir de la ecuación 6 se obtiene el periodo aproximado de la estructura, con los siguientes datos:

$C_t = 0.466$ (Tabla 10)

$x = 0.9$ (Tabla 10)

$$T = 0.0466 * 28^{0.9} = 0.935 \text{ seg}$$

De acuerdo con el espectro de diseño de la ciudad Imperial-California, con el periodo de vibración de la estructura de 0.935 seg le corresponde un $S_a = 0.755$

3.5.3 Cortante de basal y distribución de fuerzas horizontales.

Se realiza de acuerdo con la sección 2.2.1.5

- $R = 8$ (De la tabla 8)
- $I_e = 1$ (De la tabla 2)
- $H_n = 28\text{m}$

- $K= 1.218$ (mediante interpolación de acuerdo con el periodo fundamental aproximado de la estructura)

T	K
0.5	1
0.935	1.218
2.5	2

Tabla 46. Factor K (ASCE 7-16).
Fuente: Choez Franco-García García.

- Para el cálculo de coeficiente de respuesta sísmica se utiliza la ecuación 8 de la sección 2.2.1.5

$$C_s = \frac{0.755}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.094$$

Se obtiene el $C_s = 0.094$ y este no tiene que exceder al valor calculado en la ecuación 9.

Para T menores o iguales a T_L se usa la ecuación 9.

$$C_s = \frac{0.709}{0.935\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.095$$

El C_s calculado a partir de la ecuación 9 no excede al $C_s = 0.094$

C_s no será menor que el valor calculado con la ecuación 11:

$$C_s = 0.044 (1.16)(1) \geq 0.01$$

$$0.051 \geq 0.01$$

También para estructuras con S_1 igual o mayor que 0.6g no será menor que:

$$C_s = \frac{0.5 (0.76)}{\left(\frac{8}{1}\right)} = 0.0475$$

$$0.094 > 0.0475$$

Para el cálculo del peso sísmico se adopta la ecuación $W = W_D + 0.25W_L$.

# PISO	PESO(TON)
---------------	------------------

8	718.232
7	946.072
6	960.247
5	960.247
4	975.556
3	975.556
2	992.00
1	992.00

Tabla 47. Cortante de basal (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García.

El peso sísmico total de la estructura es de $W = 7519.91$ Ton.

Para el cortante de basal se aplica la fórmula 7 de la sección 2.2.1.5

$$V = (0.094) * (7519.91)$$

$$V = 709.7 \text{ Ton.}$$

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C (CENTRO)							
R	8	K	1.218	hn	28	V	709.69 ton
Ie	1	Cs	0.094				
Sa	0.755	T	0.935				

Tabla 48. Cortante de basal (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García

A continuación, se presenta las fuerzas horizontales que actúan en cada piso, calculadas mediante las ecuaciones 12 y 13.

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C							
PISO	PESO (TON)	ALTURA DE PISO (Hx)	$W_x * (h_x^k)$	$\frac{W_x * (h_x^k)}{\sum W_x * (h_x^k)}$	$F_x = F_i$	V_x (TON)	$0,3 * F_x$ (TON)
8	718.232	28.00	41515	0.19	137.09	137.09	41.13
7	946.072	24.50	46479	0.22	153.49	290.58	87.17
6	960.247	21.00	39103	0.18	129.13	419.71	125.91

5	960.247	17.50	31319	0.15	103.42	523.13	156.94
4	975.556	14.00	24248	0.11	80.07	603.21	180.96
3	975.556	10.50	17083	0.08	56.41	659.62	197.89
2	992.00	7.00	10603	0.05	35.01	694.63	208.39
1	992.00	3.50	4560	0.02	15.06	709.69	212.91
W=	7519.91		214910	1	V=709.7		

Tabla 49. Distribución de fuerza horizontal por piso (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García

3.5.4 Derivas por pisos

Para el cálculo de deriva inelástica por piso se realiza con el procedimiento de acuerdo con la sección 2.2.1.8.

Se consideró la torsión accidental especificada en la sección 2.2.1.6, teniendo como resultado una excentricidad accidental de $=0.05*40m= 2m$ (Perpendicular a la fuerza de sismo)

Para los casos críticos en sismo dirección X se considera la excentricidad del centro de masa – 2m perpendicular a la fuerza de sismo, para el sismo en dirección Y tendrá una excentricidad de 2m perpendicular a la fuerza de sismo.

- $h_{sx}= 350cm$
- $R=8$
- $C_d=5.5$

A continuación, se realiza el procedimiento para el cálculo de derivas inelásticas para el piso 8.

1. El desplazamiento resultante se calcula mediante la siguiente fórmula

$$\varepsilon = \sqrt{\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2} = \sqrt{(9.0873)^2 + (-0.8601)^2} = 9.128 \text{ cm}$$

2. La deriva elástica se calcula como la diferencia entre los desplazamientos resultantes de pisos consecutivos dividido para el factor de importancia I_e .

$$\Delta_E = \frac{\varepsilon_8 - \varepsilon_7}{Ie} = \frac{9.128 - 8.633}{1} = 0.495 \text{ cm}$$

$$\Delta_E = 0.495 \text{ cm}$$

3. La deriva inelástica se utiliza la ecuación 17, de donde se obtiene:

$$\delta_i = \frac{(5.5)(0.495)}{1} = 2.72 \text{ cm}$$

4. La deriva inelástica no tiene que exceder a la deriva de diseño descrito en la tabla 13 con categoría de riesgo.

$$\Delta_a = 0.02 (350\text{cm}) = 7\text{cm}$$

5. Se cumple con la norma ASCE 7-16, $\delta_i < \Delta_a$:

$$2.72 \text{ cm} < 7 \text{ cm} \quad , \text{ si cumple}$$

Se muestra la tabla 50 y 51 los resultados de derivas para todos los pisos con los casos críticos dirección X con excentricidad -0.05Ly y dirección Y con excentricidad +0.05Lx respectivamente.

PISO	DESPLAZAMIENTO		DESP. RESULTANTE	DERIVA ELASTICA	DERIVA INELASTICA	CUMPLE ($\Delta_i \leq 7\text{cm}$)
	X	Y				
8	9.0873	-0.8601	9.128	0.495	2.72	OK
7	8.5952	-0.8083	8.633	0.875	4.81	OK
6	7.7242	-0.723	7.758	1.159	6.37	OK
5	6.571	-0.6107	6.599	1.420	7.81	NO CUMPLE
4	5.1571	-0.4753	5.179	1.532	8.43	NO CUMPLE
3	3.632	-0.3297	3.647	1.579	8.69	NO CUMPLE
2	2.0596	-0.1831	2.068	1.364	7.50	NO CUMPLE
1	0.7014	-0.0599	0.704	0.704	3.87	OK

Tabla 50. Derivas inelásticas con sismo dirección X con -0.05Ly (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García.

PISO	DESPLAZAMIENTO		DESP. RESULTANTE	DERIVA ELASTICA	DERIVA INELASTICA	CUMPLE ($\Delta_i \leq 7\text{cm}$)
	X	Y				
8	-0.808	8.264	8.303	0.445	2.450	OK
7	-0.760	7.821	7.858	0.795	4.373	OK
6	-0.680	7.030	7.062	1.048	5.764	OK
5	-0.575	5.987	6.014	1.286	7.073	NO CUMPLE
4	-0.448	4.707	4.728	1.384	7.613	NO CUMPLE
3	-0.312	3.330	3.344	1.436	7.897	NO CUMPLE
2	-0.174	1.900	1.908	1.250	6.876	OK
1	-0.057	0.656	0.658	0.658	3.620	OK

Tabla 51. Derivas inelásticas con sismo dirección Y con $0.05L_x$ (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García.

Las secciones escogidas del pre-dimensionamiento no cumplen con los requerimientos de derivas del ASCE para los sismos en las direcciones en X e Y.

3.5.5 Revisión de irregularidad torsional

Para el control de torsión máxima se describe el procedimiento en la tabla 11 para un tipo 1a. Se analizan los desplazamientos en el piso 8 debido que se encuentran los desplazamientos máximos.

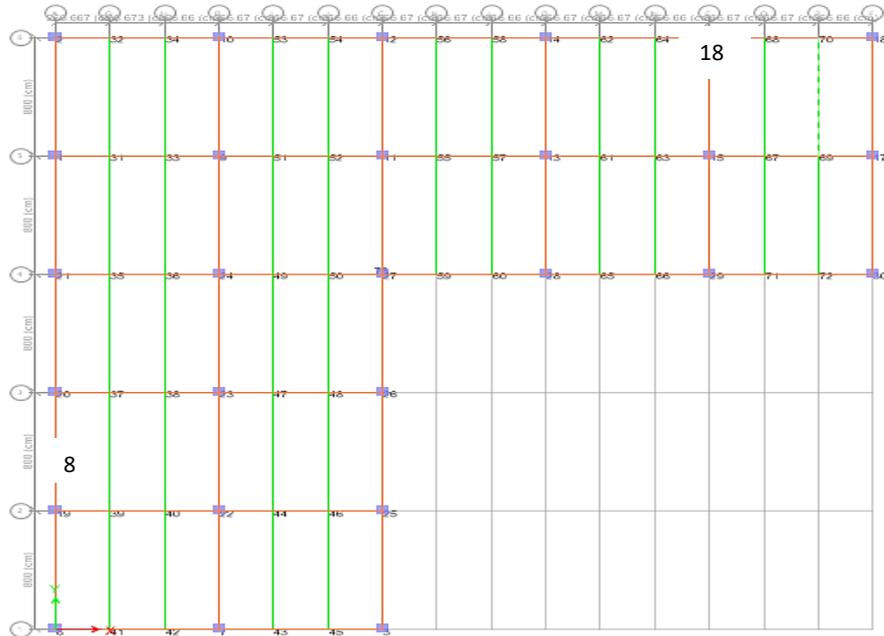


Figura 37. Nodos del piso 8
Fuente: Choez Franco-García García

NODO	DESPLAZAMIENTO				1,2 PROM.	MAXIMO<1.2PRO M
	X	Y	RESULTANTE	MÁX		
8	9.0873	-0.860	9.128	9.1279	9.6636	NO HAY TORSION EXCESIVA
18	6.8386	1.388	6.978			

Tabla 52. Irregularidad torsional con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (ASCE 7-16).
Fuente: Choez Franco-García García

NODO	DESPLAZAMIENTO				1,2 PROM.	MAXIMO<1.2PRO M
	X	Y	RESULTANTE	MÁX		
8	1.3221	6.1334	6.274	6.2743	8.7463	NO HAY TORSION EXCESIVA
18	-0.8079	8.2635	8.303			

Tabla 53. Irregularidad torsional con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (ASCE 7-16).
Fuente: Choez Franco-García García

Debido a que la estructura no presenta torsión no es necesario penalizarla con el factor A_x .

3.5.6 Índice de estabilidad

Se realiza de acuerdo con la sección 2.2.1.9

Los desplazamientos resultantes calculados son obtenidos del centro de masa de cada piso.

PISO	W TOTAL (kg)	Px (kg)	Vx (ton)	DESPLAZAMIENT			Δ_i	Θ_i	$\Theta_{máx}$	$\Theta_i < \Theta_{MA X}$
				X	Y	RES.				
8	771992	771992	137.09	7.715	0.016	7.715	2.254	0.0066	0.091	OK
7	1130392	1902384	290.58	7.305	0.015	7.305	4.042	0.0137	0.091	OK
6	1144567	3046951	419.71	6.570	0.014	6.570	5.356	0.0202	0.091	OK
5	1144567	4191518	523.13	5.597	0.012	5.597	6.585	0.0274	0.091	OK
4	1159876	5351394	603.21	4.399	0.009	4.399	7.106	0.0327	0.091	OK
3	1159876	6511270	659.62	3.107	0.006	3.107	7.360	0.0377	0.091	OK
2	1176319	7687589	694.63	1.769	0.003	1.769	6.392	0.0367	0.091	OK
1	1176319	8863908	709.69	0.607	0.001	0.607	3.338	0.0217	0.091	OK

Tabla 54. Índice de estabilidad con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García.

PISO	W TOTAL (kg)	Px (kg)	Vx (ton)	DESPLAZAMIENTO			Δ_i	Θ_i	$\Theta_{máx}$	$\Theta_i < \Theta_{MA X}$
				X	Y	RES.				
8	771992	771992	137.09	0.022	6.964	6.964	2.010	0.0059	0.091	OK
7	1130392	190238	290.58	0.021	6.598	6.598	3.644	0.0124	0.091	OK
6	1144567	304695	419.71	0.019	5.936	5.936	4.804	0.0181	0.091	OK
5	1144567	419151	523.13	0.016	5.062	5.062	5.914	0.0246	0.091	OK
4	1159876	535139	603.21	0.012	3.987	3.987	6.365	0.0293	0.091	OK
3	1159876	651127	659.62	0.008	2.830	2.830	6.640	0.0340	0.091	OK
2	1176319	768758	694.63	0.004	1.622	1.622	5.817	0.0334	0.091	OK
1	1176319	886390	709.69	0.001	0.565	0.565	3.106	0.0202	0.091	OK

Tabla 55. Índice de estabilidad con sismo en dirección Y con $0.05L_x$ (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García.

CAPÍTULO IV

DISEÑO DEFINITIVO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

Para el análisis lineal de la edificación se efectuó un modelo estructural en el software de elementos finitos ETABS 2016 y SAP 2000 para poder determinar los esfuerzos máximos, deformaciones verticales y laterales presentes en la estructura.

Los resultados obtenidos a partir del prediseño de la estructura para análisis lineal conforme las normativas NEC 15 y ASCE 7-16 evidenciaron que las dimensiones de los elementos estructurales predimensionados en el apartado 3.2 no cumplen con los requisitos en términos de derivas inelásticas, por ello se procede a realizar el ajuste a las dimensiones de columnas y vigas con el fin de que cumplan con los requerimientos estipulados en las normativas.

A partir de varios análisis donde se tantearon diferentes secciones de elementos estructurales se constató que las secciones que presentan resultados satisfactorios tanto en la norma ecuatoriana como en la estadounidense para el control de derivas inelásticas y torsión excesiva, son las que se presentan a continuación:

- Columnas del piso 1 a 4: 80X80
- Columnas del piso 5 y 6: 75X75
- Columnas del piso 7 y 8: 70X70
- Vigas principales del piso 1 a 4: 40X75
- Vigas principales del piso 5 y 6: 40X70
- Vigas principales del piso 7 y 8: 40X60
- Vigas secundarias del piso 1 a 8: 25X50

4.1 Generalidades del diseño

Se consideran las especificaciones mostradas en la sección 3.1.

4.1.1 Propiedades de los materiales

Las características de los materiales se presentan conforme a la norma ACI 318-14. Se adopta el hormigón como un material isotrópico y con un módulo de elasticidad calculado a partir de la ecuación 34. Las propiedades de los materiales se detallan en tabla que se presenta a continuación:

Materiales	Peso específico (kg/m³)	Resistencia (kg/cm²)	Módulo de elasticidad (kg/cm²)	Relación de Poisson
Hormigón simple	2400	280	2.536x10 ⁵	0.20
Varillas de refuerzo	7850	4200	2.0x10 ⁶	0.35

Tabla 56. Propiedades de los materiales
Fuente: Choez Franco-García García.

4.1.2 Inercias Agrietadas

En el diseño preliminar de la estructura no se consideraron las inercias agrietadas. Para el diseño definitivo de la edificación es necesario considerar las inercias agrietadas, es decir, disminuir la inercia bruta de las secciones, pues de esta forma se realiza el análisis en condiciones más realistas de las propiedades de rigidez utilizadas en el cálculo de las derivas.

Las inercias agrietadas se presentan como una fracción de la inercia bruta (I_g). Los valores recomendados en NEC 15 para vigas y columnas se muestran a continuación:

- Para vigas 0.5 I_g
- Para columnas 0.8 I_g

Los valores antes presentados corresponden a los máximos permisibles por el ACI318-14 (Tabla 6.6.3.1.1 b).

4.1.3 Combinaciones de Carga

A continuación, se describen las combinaciones de carga utilizadas para el análisis lineal según las normas NEC 15 y ASCE 7-16.

Donde:

Sx: representa las fuerzas sísmicas en dirección del eje x

Sy: representa las fuerzas sísmicas en dirección del eje y.

COMBINACIÓN	NEC 15	ASCE 7-16
COMB 1	1.4 D	1.4 D
COMB 2	1.2 D + 1.6 L	1.2 D + 1.6 L
COMB 3	1.2 D + 1.0 L	1.2 D + 1.0 L
COMB 4	0.9 D	0.9 D
COMB 5	1.2 D + 1.0 L + 1.0 Sx	1.2 D + 1.0 L + 1.0 Sx - 0.3 Sy
		1.2 D + 1.0 L + 1.0 Sx + 0.3 Sy
COMB 6	1.2 D + 1.0 L - 1.0 Sx	1.2 D + 1.0 L - 1.0 Sx - 0.3 Sy
		1.2 D + 1.0 L - 1.0 Sx + 0.3 Sy
COMB 7	1.2 D + 1.0 L + 1.0 Sy	1.2 D + 1.0 L + 1.0 Sy - 0.3 Sx
		1.2 D + 1.0 L + 1.0 Sy + 0.3 Sx
COMB 8	1.2 D + 1.0 L - 1.0 Sy	1.2 D + 1.0 L - 1.0 Sy - 0.3 Sx
		1.2 D + 1.0 L - 1.0 Sy + 0.3 Sx
COMB 9	0.9 D + 1.0 Sx	0.9 D + 1.0 Sx
COMB 10	0.9 D - 1.0 Sx	0.9 D - 1.0 Sx
COMB 11	0.9 D + 1.0 Sy	0.9 D + 1.0 Sy
COMB 12	0.9 D - 1.0 Sy	0.9 D - 1.0 Sy

Tabla 57. Combinaciones de carga
Fuente: Choez Franco-García García.

4.1.4 Peso sísmico

Debido a que las secciones de vigas y columnas fueron modificadas a fines de control de derivas, se recalcula el peso sísmico con dichas secciones.

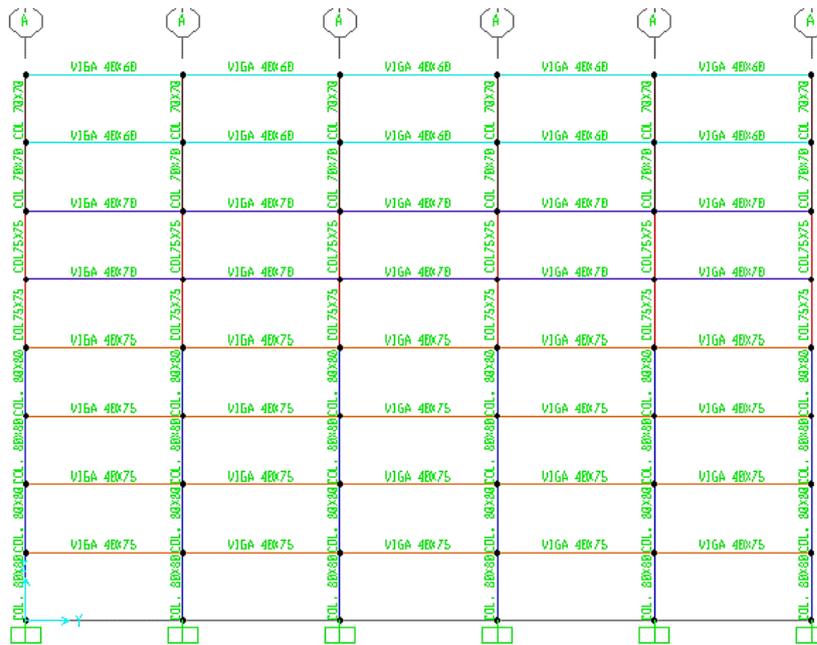


Figura 38. Secciones de vigas principales y columnas

Fuente: Choez Franco-García García.

Para el cálculo del peso de vigas y columnas se procede a realizar la metodología detallada a continuación:

Vigas secundarias

$$P_{V.S} = 0.25m * 0.50m * 2400 \text{ kg/m}^3 = 300\text{kg/m}$$

$$W_{V.S} = P_{V.S} * (\text{Longitud de fluencia})$$

$$W_{V.S} = 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (256m) = 76800 \text{ kg}$$

$$W_{V.S} = 76800 \text{ kg} * 0.870833 = 66879.97\text{kg}$$

Vigas principales (piso 1 al 4)

$$P_{V.P} = 0.4m * 0.75m * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 720\text{kg/m}$$

$$W_{V.P} = 720 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (336m) = 241920\text{kg}$$

$$W_{V.P} = 241920 \text{ kg} * 0.83571 = 202175\text{kg}$$

Vigas principales (piso 5 y 6)

$$P_{V.P} = 0.4m * 0.70m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 672kg/m$$

$$W_{V.P} = 672 \frac{kg}{m} * (336m) = 225792kg$$

$$W_{V.P} = 225792 kg * 0.83571 = 188696.6kg$$

Vigas principales (piso 7 y 8)

$$P_{V.P} = 0.4m * 0.60m * 2400 \frac{kg}{m^3} = 576kg/m$$

$$W_{V.P} = 576 \frac{kg}{m} * (336m) = 193536kg$$

$$W_{V.P} = 193536 kg * 0.83571 = 161740kg$$

A continuación, se presenta el peso sísmico de la edificación para ser usado en el cálculo del cortante basal conforme NEC 15 y ASCE 7-16.

CARGAS DE SISMO							
PISO	LOSA (kg)	V. S (kg)	V.P (kg)	SOBRE-IMPUESTA (kg)	CARGA VIVA 25% (kg)	COLUMNA (kg)	PESO TOTAL POR PISO (kg)
1	19660 8	66879.9	202174. 9	317440	61440	145152	989694.9
2	19660 8	66879.9	202174. 9	317440	61440	145152	989694.9
3	19660 8	66879.9	202174. 9	317440	61440	145152	989694.9
4	19660 8	66879.9	202174. 9	317440	61440	145152	989694.9
5	19660 8	66879.9	188696. 6	317440	61440	127575	958639.6
6	19660 8	66879.9	188696. 6	317440	61440	127575	958639.6
7	19660 8	66879.9	161739. 9	317440	61440	111132	915239.9
8	19660 8	66879.9	161739. 9	133120	17920	111132	687399.9

$\Sigma W =$	7478698. 8
--------------	---------------

Tabla 58. Peso sísmico
Fuente: Choez Franco-García García

4.1.5 Periodo de la estructura

A partir del análisis lineal de la estructura en el software SAP2000 se determina que la estructura tiene un periodo de 1.432 seg en dirección X y 1.359 seg en dirección Y.

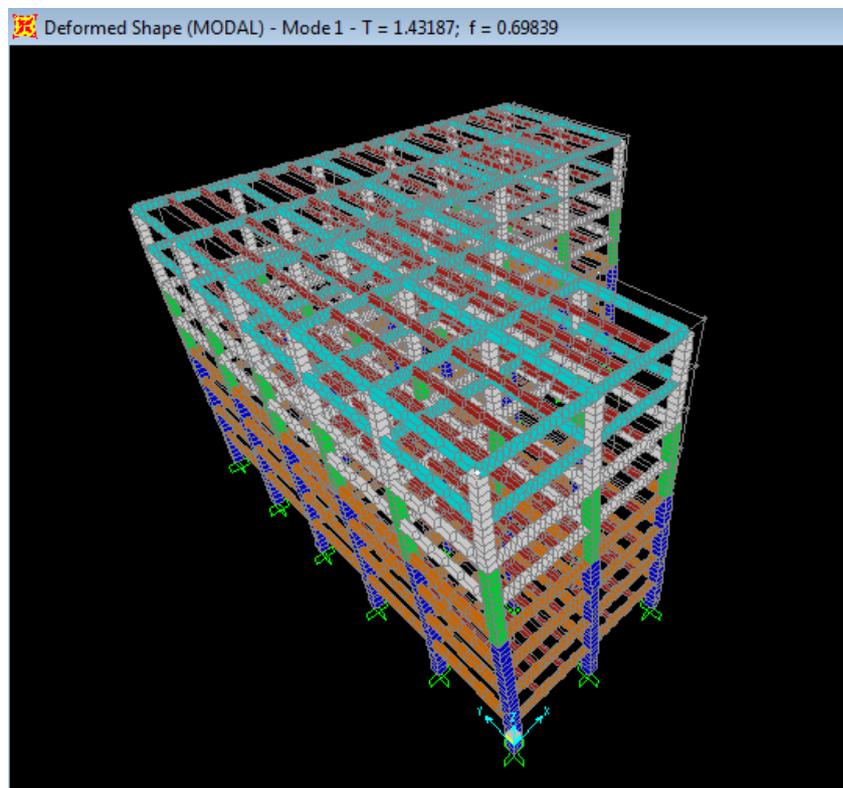


Figura 39. Modo 1, periodo de la estructura.
Fuente: Choez Franco-García García.

4.2 DISEÑO NEC 15 (NEC-SE-DS)

4.2.1 Cortante basal y distribución de fuerzas horizontales

En la sección 2.2.2 se describe la metodología aplicada de diseño sísmico según NEC 15 (NEC-SE-DS).

En dirección la X:

El valor de $S_a=0.451$, se obtiene a partir de la figura 33, considerando el periodo de la estructura igual a 1.432 seg.

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C (SANTA ELENA Z=0,5)							
N	1,80	Z	0,5	Fa	1,18	Sa	0,451
Ct	0,055	A	0,9	Ht	28	T	1,432
Φp	0,90	Φe	1,00	Cs	0,06260	K	1,4660
I	1,00	R	8	Vx	468.13		

Tabla 59. Cortante basal NEC-15 sismo X.
Fuente: Choez Franco-García García.

El cálculo del cortante basal se muestra a continuación:

$$V = \frac{1 * 0.451}{8 * 0.9 * 1} * 7478.70 = 468.13 \text{ ton}$$

La distribución de fuerzas sísmicas se realiza conforme la sección 2.2.2.5, considerando los resultados del peso por piso mostrado en la tabla 58.

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C						
PISO	PESO (TON)	ALTURA DE PISO (Hx)	$W_x*(h_x^k)$	$\frac{W_x*(h_x^k)}{\xi W_x*(h_x^k)}$	$F_x=Fi$	V_x (TON)
8	687.40	28.00	90938	0.21	96.93	96.93
7	915.24	24.50	99553	0.23	106.11	203.04
6	958.64	21.00	83182	0.19	88.66	291.71
5	958.64	17.50	63672	0.14	67.87	359.57
4	989.69	14.00	47394	0.11	50.52	410.09
3	989.69	10.50	31086	0.07	33.13	443.22
2	989.69	7.00	17156	0.04	18.29	461.51
1	989.69	3.50	6210	0.01	6.62	468.13
W=	7478.70 ton		439190	1	V=	468.1 ton

Tabla 60. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso, NEC-SE-DS sismo X.
Fuente: Choez Franco-García García.

En la dirección Y:

El valor de $S_a=0.475$, se obtiene a partir de la figura 33, considerando el periodo de la estructura igual a 1.359 seg.

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C (SANTA ELENA Z=0,5)							
N	1,80	Z	0,5	Fa	1,18	Sa	0,475
Ct	0,055	A	0,9	Ht	28	T	1,359
Φp	0,90	Φe	1,00	Cs	0,06596	K	1,4295
I	1,00	R	8	Vx	493.3		

Tabla 61. Cortante basal NEC-15 sismo Y.

Fuente: Choez Franco-García García.

El cálculo del cortante basal se detalla a continuación:

$$V = \frac{1 * 0.475}{8 * 0.9 * 1} * 7478.70 = 493.3 \text{ ton}$$

La distribución de fuerzas sísmicas se realiza conforme la sección 2.2.2.5, considerando los resultados del peso por piso mostrado en la tabla 58.

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C						
# PISO	PESO (TON)	ALTURA DE PISO (Hx)	$W_x*(h_x^k)$	$\frac{W_x*(h_x^k)/\xi}{W_x*(h_x^k)}$	$F_x=Fi$	$V_x(\text{TON})$
8	687.40	28.00	80523	0.20	100.72	100.72
7	915.24	24.50	88582	0.22	110.80	211.51
6	958.64	21.00	74433	0.19	93.10	304.61
5	958.64	17.50	57356	0.15	71.74	376.35
4	989.69	14.00	43042	0.11	53.84	430.19
3	989.69	10.50	28529	0.07	35.68	465.87
2	989.69	7.00	15980	0.04	19.99	485.86
1	989.69	3.50	5933	0.02	7.42	493.28
W=	7478.70 ton		439190	1	V=	493.3 ton

Tabla 62. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso, NEC-SE-DS sismo Y

Fuente: Choez Franco-García García

4.2.2 Derivas de piso

Se realiza el procedimiento de acuerdo con la sección 2.2.2.8, y se efectúa la metodología explicada en el apartado 3.4.4.

A continuación, se muestran los resultados de derivas en los casos críticos: dirección X con excentricidad $-0.05L_y$ y dirección Y con excentricidad $+0.05L_x$.

PISO	DESPLAZAMIENTO		DESP. RESULTANTE	DERIVA ELASTICA	DERIVA INELASTICA	CUMPLIMIENTO NEC 15 ($\Delta M \leq 2\%$)
	X	Y				
8	7.337	-0.663	7.367	0.002	1.111%	OK
7	6.692	-0.601	6.719	0.002	1.476%	OK
6	5.834	-0.521	5.857	0.003	1.727%	OK
5	4.831	-0.429	4.850	0.003	1.915%	OK
4	3.719	-0.327	3.733	0.003	1.955%	OK
3	2.583	-0.224	2.593	0.003	1.942%	OK
2	1.454	-0.123	1.460	0.003	1.678%	OK
1	0.479	-0.036	0.481	0.001	0.824%	OK

Tabla 63. Derivas inelásticas con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (NEC-SE-DS)

Fuente: Choez Franco-García García

PISO	DESPLAZAMIENTO		DESP. RESULTANTE	DERIVA ELASTICA	DERIVA INELASTICA	CUMPLIMIENTO NEC 15 ($\Delta M \leq 2\%$)
	X	Y				
8	-0.657	6.881	6.912	0.002	0.974%	OK
7	-0.598	6.316	6.344	0.002	1.342%	OK
6	-0.520	5.537	5.561	0.003	1.598%	OK
5	-0.430	4.609	4.629	0.003	1.796%	OK
4	-0.329	3.566	3.581	0.003	1.849%	OK
3	-0.226	2.493	2.503	0.003	1.855%	OK
2	-0.125	1.416	1.421	0.003	1.624%	OK
1	-0.040	0.472	0.474	0.001	0.812%	OK

Tabla 64. Derivas inelásticas con sismo en dirección Y con 0.05Lx (NEC-SE-DS)
Fuente: Choez Franco-García García

En el análisis lineal del diseño de la estructura, las secciones dimensionadas cumplen con los límites de derivas inelásticas.

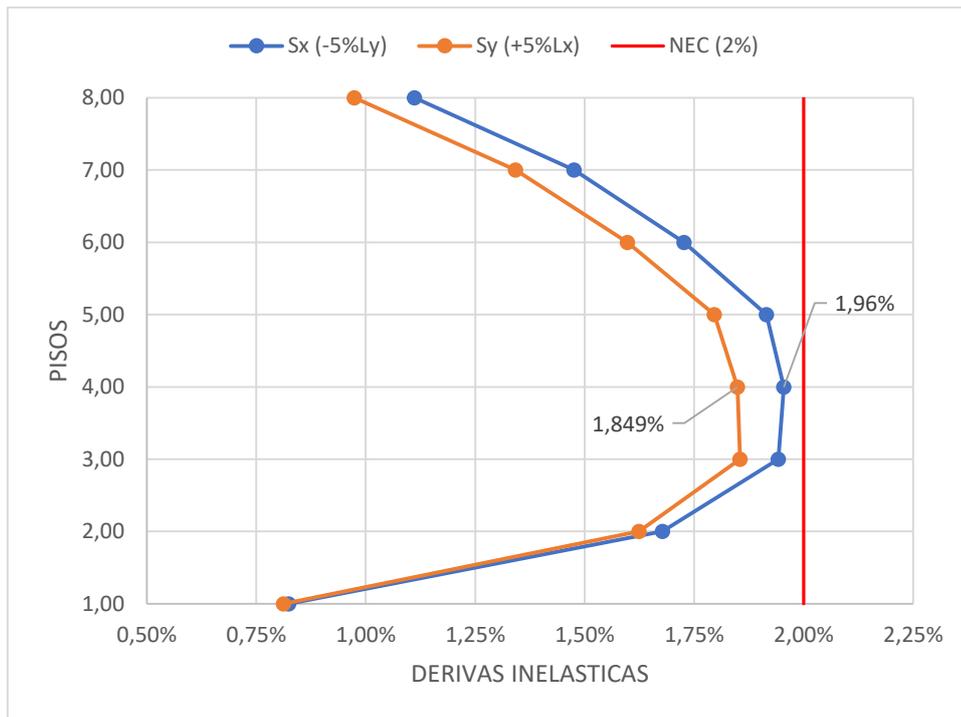


Figura 40. Derivas inelásticas NEC-15
Fuente: Choez Franco-García García

4.2.3 Irregularidad torsional

Se procede a verificar si existe la irregularidad torsional siguiendo el procedimiento descrito en el apartado 3.4.5. Como la deriva máxima no supera el criterio establecido de irregularidad torsional de la NEC-SE-DS, se concluye que no existe torsión excesiva.

El análisis se realiza en los pisos 3 y 4, mismos que presentan las mayores derivas inelásticas, en los nodos mostrados en la figura 37.

PISO	N .	X (cm)	Y (cm)	ESULTANTE	Δ_E	Δ_{MAX}	1,2* Δ_{PROM}	MAX. <1,2* Δ_{PROM}
4	8	3.7189	-0.3273	3.7333	0,003			

3	8	2.5830	0.2237	2.5927		0,003	0,0035	NO HAY TORSIÓN
4	18	2.8603	0.5314	2.9092	0,002			
3	18	1.9973	0.3437	2.0266				

Tabla 65. Irregularidad torsional con sismo en dirección X con -0.05Ly (NEC-SE-DS)

Fuente: Choez Franco-García García

PISO	N.	X (cm)	Y (cm)	RESULTANTE	Δ_E	Δ_{MAX}	$1,2^* \Delta_{PROM}$	MAX. $<1,2^* \Delta_{PROM}$
4	18	0.539	2.698	2.7518	0,002			
3	18	0.368	1.899	1.9342		0,003	0,0033	NO HAY TORSION
4	8	-0.329	3.566	3.5814	0,003			
3	8	-0.226	2.493	2.5031				

Tabla 66. Irregularidad torsional con sismo en dirección Y con 0.05Lx (NEC-SE-DS)

Fuente: Choez Franco-García García

Al no existir torsión excesiva, la estructura no debe ser penalizada por Ax.

4.2.4 Índice de estabilidad

Se realiza de acuerdo con la sección 2.2.2.9. Considerando la metodología especificada en la sección 3.4.6.

PISO	W TOTA L (kg)	Px (Kg)	Vx (Ton)	DESPLAZAMIENTO S			$\delta_{elastic}$ (cm)	Qi	Qi<0, 1
				X (cm)	Y (cm)	RESULTANTE (cm)			
8	687400	687399.9	96.93	6.355	0.013	6.355	0.552	0.011	OK
7	915240	1602639.8	203.04	5.802	0.011	5.802	0.739	0.017	OK
6	958640	2561279.5	291.71	5.063	0.010	5.063	0.866	0.022	OK
5	958640	3519919.1	359.57	4.197	0.008	4.198	0.962	0.027	OK
4	989695	4509614.0	410.09	3.236	0.005	3.236	0.982	0.031	OK
3	989695	5499308.9	443.22	2.254	0.003	2.254	0.980	0.035	OK

2	98969 5	6489003. 9	461.51	1.274	0.001	1.274	0.852	0.034	OK
1	98969 5	7478698. 8	468.13	0.422	0.000	0.422	0.422	0.019	OK

Tabla 67.Índice de estabilidad con sismo en dirección X con -0.05Ly (NEC-SE-DS).

Fuente: Choez Franco-García García

PISO	W TOTAL (kg)	Px (Kg)	Vx (Ton)	DESPLAZAMIENTO S			$\delta_{elastic}$ (cm)	Qi	Qi<0, 1
				X (cm)	Y (cm)	RESUL TANT E (cm)			
8	68740 0	687399.9	100.71	0.018	5.900	5.900	0.475	0.009	OK
7	91524 0	1602639. 8	211.51	0.016	5.425	5.425	0.663	0.014	OK
6	95864 0	2561279. 5	304.61	0.013	4.762	4.762	0.792	0.019	OK
5	95864 0	3519919. 1	376.35	0.010	3.970	3.970	0.892	0.024	OK
4	98969 5	4509614. 0	430.18	0.007	3.078	3.078	0.919	0.028	OK
3	98969 5	5499308. 9	465.86	0.004	2.159	2.159	0.927	0.031	OK
2	98969 5	6489003. 9	485.85	0.002	1.232	1.232	0.818	0.031	OK
1	98969 5	7478698. 8	493.27	0.000	0.414	0.414	0.414	0.018	OK

Tabla 68.Índice de estabilidad con sismo en dirección Y con 0.05Lx (NEC-SE-DS)

Fuente: Choez Franco-García García

Se evidencia que la estructura no es potencialmente inestable, por ello no deben ser considerados los efectos P- Δ .

4.3 DISEÑO FINAL ASCE

4.3.1 Cortante de basal y distribución de fuerzas horizontales

En dirección X:

Con un periodo de T=1.432 seg, se obtiene un valor de Sa= 0.4953 del espectro elástico, K=1.466 y Cs= 0.062

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C (CENTRO)							
R	8	K	1.466	Hn	28	V	463.062
Ie	1	Cs	0.062	Sa	0.49534	T	1.432

Tabla 69. Cortante basal ASCE 7-16 sismo X.

Fuente: Choez Franco-García García.

Realizando el cálculo con las mismas consideraciones se obtiene el cortante de basal.

$$V = \frac{1 * 0.4953}{8} * 7478.7$$

$$V = 463.1 \text{ ton}$$

A continuación, se presenta la distribución de fuerzas horizontales a partir del peso sísmico obtenido con las secciones modificadas.

El valor $0.3 * F_y$ se obtiene a partir del 30% de la fuerza en dirección “Y” que actúa en la estructura mostrada en la tabla 72.

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C							
PISO	PESO (TON)	ALTURA DE PISO (Hx)	Wx*(hx^k)	Wx*(hx^k) / ΣWx*(hx^k)	Fx=Fi	Vx (TON)	0,3*Fx (TON)
8	687.40	28.00	90938	0.21	95.88	95.88	29.89
7	915.24	24.50	99553	0.23	104.96	200.84	32.88
6	958.64	21.00	83182	0.19	87.70	288.55	27.63
5	958.64	17.50	63672	0.14	67.13	355.68	21.29
4	989.69	14.00	47394	0.11	49.97	405.65	15.98
3	989.69	10.50	31086	0.07	32.78	438.43	10.59
2	989.69	7.00	17156	0.04	18.09	456.51	5.93
1	989.69	3.50	6210	0.01	6.55	463.06	2.20
W=	W=7478.7		439190	1		V=463.1	

Tabla 70. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso, ASCE 7-16 sismo X.

Fuente: Choez Franco-García García.

En dirección Y:

Con un periodo de $T=1.359$ seg, se obtiene un valor de $S_a= 0.4953$ del espectro elástico, $K=1.466$ y $C_s= 0.062$

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C (CENTRO)							
R	8	K	1.43	Hn	28	V	487.93
Ie	1	Cs	0.065	Sa	0.5219	T	1.359

Tabla 71. Cortante basal ASCE 7-16 sismo Y

Fuente: Choez Franco-García García.

Se procede a calcular el cortante de basal:

$$V = \frac{1 * 0.5219}{8} * 7478.7 = 487.89 \text{ ton}$$

Para el cálculo de la distribución de fuerzas horizontales se detalla el valor $0.3 * F_x$, el cual se obtiene a partir del 30% de la fuerza en dirección “X” que actúa en la estructura mostrada en la tabla 70.

CORTANTE BASAL SUELO TIPO C							
PISO	PESO (TON)	ALTURA DE PISO (Hx)	$W_x * (h_x^k)$	$\frac{W_x * (h_x^k)}{\sum W_x * (h_x^k)}$	$F_x = F_i$	V_x (TON)	$0,3 * F_x$ (TON)
8	687.40	28.00	80523	0.20	99.63	99.63	28.76
7	915.24	24.50	88582	0.22	109.60	209.22	31.49
6	958.64	21.00	74433	0.19	92.09	301.31	26.31
5	958.64	17.50	57356	0.15	70.96	372.28	20.14
4	989.69	14.00	43042	0.11	53.25	425.53	14.99
3	989.69	10.50	28529	0.07	35.30	460.83	9.83
2	989.69	7.00	15980	0.04	19.77	480.60	5.43
1	989.69	3.50	5933	0.02	7.34	487.94	1.96
W=	W=7478.7		394379	1		V=487.9	

Tabla 72. Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por piso, ASCE 7-16 sismo Y.

Fuente: Choez Franco-García García

4.3.2 Derivas de piso

Realizando el procedimiento detallado en el pre-dimensionamiento en la sección 3.5.4 y con los resultados obtenidos en el programan SAP 2000 se constata que las derivas inelásticas en los casos críticos cumplan los requerimientos de la normativa ASCE 7-16.

Las tablas que se presentan a continuación, contienen los datos necesarios para verificar el cumplimiento de derivas según lo estipula ASCE 7-16. La deriva elástica (Δ_E) es calculada mediante la diferencia del desplazamiento resultante entre un piso y su inmediato inferior. La columna de deriva inelástica (Δ_M) mostrada, es el resultado del producto de (Δ_E) y Cd, siendo Cd=5.5 para pórticos especiales resistentes a momentos. La columna final de la tabla establece el límite dispuesto por ASCE 7-16, misma que especifica que la deriva inelástica debe ser menor o igual a $0.02h_{sx}$, siendo $h_{sx} = 3.5$ m.

PISO	DESPLAZAMIENTO		DESP. RESULTANTE	DERIVA ELASTICA	DERIVA INELASTICA	CUMPLE ($\Delta_i \leq 7\text{cm}$)
	X	Y				
8	7.308	1.033	7.380	0.649	3.57	OK
7	6.663	0.961	6.732	0.862	4.74	OK
6	5.808	0.851	5.869	1.009	5.55	OK
5	4.808	0.717	4.861	1.119	6.16	OK
4	3.699	0.562	3.741	1.143	6.29	OK
3	2.567	0.402	2.598	1.136	6.25	OK
2	1.444	0.235	1.463	0.981	5.39	OK
1	0.475	0.082	0.482	0.482	2.65	OK

Tabla 73. Derivas inelásticas con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ (ASCE 7-16)

Fuente: Choez Franco-García García

PISO	DESPLAZAMIENTO		DESP. RESULTANTE	DERIVA ELASTICA	DERIVA INELASTICA	CUMPLE ($\Delta_i \leq 7\text{cm}$)
	X	Y				
8	1.165	6.869	6.967	0.576	3.17	OK
7	1.068	6.302	6.391	0.791	4.35	OK
6	0.935	5.522	5.600	0.941	5.17	OK

5	0.779	4.594	4.660	1.056	5.81	OK
4	0.604	3.553	3.604	1.087	5.98	OK
3	0.426	2.481	2.517	1.089	5.99	OK
2	0.245	1.407	1.428	0.952	5.24	OK
1	0.084	0.468	0.476	0.476	2.62	OK

Tabla 74. Derivas inelásticas con sismo dirección Y con 0.05Lx(ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García.

Las secciones escogidas cumplen de acuerdo con la norma ASCE 7-16 por lo que las secciones son satisfactorias en el análisis de derivas inelásticas y además se evidencia que las mayores derivas inelásticas se presentan en los pisos 3 y 4, al igual que con la normativa ecuatoriana NEC 15.

4.3.3 Revisión de irregularidad torsional

De acuerdo con las mismas consideraciones del procedimiento del pre-dimensionamiento se presenta a continuación el análisis de irregularidad torsional.

Este análisis se realiza en el piso 8, puesto que en este se presentan los mayores desplazamientos en la estructura debido a la presencia de la fuerza sísmica.

NODO	DESPLAZAMIENTO				1,2 PROM.	MAXIMO<1.2PRO M
	X	Y	RESULTANTE	MÁX		
8	7.308	1.033	7.380	7.380	8.1419	NO HAY TORSION EXCESIVA
18	5.498	2.842	6.190			

Tabla 75. Irregularidad torsional con sismo en dirección X con -0.05Ly (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García.

NODO	DESPLAZAMIENTO				1,2 PROM.	MAXIMO<1.2PRO M
	X	Y	RESULTANTE	MÁX		
8	2.992	5.042	5.863	5.862	7.6981	NO HAY TORSION EXCESIVA
18	1.165	6.869	6.967			

Tabla 76. Irregularidad torsional con sismo en dirección Y con 0.05Lx Final (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García

Debido a que la estructura no presenta torsión no es necesario penalizarla con el factor A_x .

4.3.4 Índice de estabilidad

Los efectos P-Delta determinados por el coeficiente de estabilidad se detallan en las tablas que se muestra a continuación para la dirección X con una excentricidad del $-5\%L_y$ y para la dirección Y con una excentricidad del $+5\%L_x$.

Los valores X y Y presentados, representan el desplazamiento de los nodos del centro de masa de la estructura, θ_i es el coeficiente de estabilidad, θ_{\max} su valor máximo permisible.

PISO	W TOTAL (kg)	P _x (kg)	V _x (ton)	DESPLAZAMIENTO			Δ_i	θ_i	θ_{\max}	$\theta_i < \theta_{MA X}$
				X	Y	RES.				
8	687399. 9	687399	95.88	6.29	1.7 3	6.525	3.1 0	0.011	0.091	OK
7	915239. 9	1602639	200.8	5.74	1.5 9	5.960	4.1 6	0.017	0.091	OK
6	958639. 6	2561279	288.5	5.01	1.3 9	5.203	5.4 6	0.025	0.091	OK
5	958639. 6	3519919	355.6	4.15	0.6 8	4.210	4.8 5	0.024	0.091	OK
4	989694. 9	4509614	405.6	3.20	0.9 0	3.328	5.5 5	0.032	0.091	OK
3	989694. 9	5499309	438.4	2.23	0.6 3	2.319	5.5 4	0.036	0.091	OK
2	989694. 9	6489003	456.5	1.26	0.3 6	1.311	4.8 1	0.035	0.091	OK
1	989694. 9	7478698	463.0	0.41	0.1 2	0.435	2.3 9	0.020	0.091	OK

Tabla 77. Índice de estabilidad con sismo en dirección X con $-0.05L_y$ Final (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García

PISO	W TOTAL (kg)	Px (kg)	Vx (ton)	DESPLAZAMIENTO			Δ_i	Θ_i	$\Theta_{m\acute{a}x}$	$\Theta_i < \Theta_{MA X}$
				X	Y	RES.				
8	687399. 9	687399	99.63	1.8 7	5.8 4	6.134	2.7 4	0.010	0.091	OK
7	915239. 9	1602639	209.2	1.7 0	5.3 7	5.636	3.8 0	0.015	0.091	OK
6	958639. 6	2561279	301.3	1.4 9	4.7 1	4.944	4.5 3	0.020	0.091	OK
5	958639. 6	3519919	372.2	1.2 3	3.9 3	4.120	5.1 0	0.025	0.091	OK
4	989694. 9	4509614	425.5	0.9 5	3.0 4	3.192	5.2 5	0.029	0.091	OK
3	989694. 9	5499309	460.8	0.6 6	2.1 3	2.237	5.7 8	0.036	0.091	OK
2	989694. 9	6489003	480.6	0.3 7	1.2 1	1.185	4.3 5	0.031	0.091	OK
1	989694. 9	7478698	487.9	0.1 2	0.4 1	0.393	2.1 6	0.017	0.091	OK

Tabla 78. Índice de estabilidad con sismo en dirección Y con +0.05Lx Final (ASCE 7-16).

Fuente: Choez Franco-García García

4.4 Diseño de hormigón armado

4.4.1 Vigas

4.4.1.1 Requisitos dimensionales

A continuación, se procede a la revisión de los límites dimensionales estipulados en la norma ecuatoriana y estadounidense, para ello se ejemplificarán los cálculos con la viga principal de 40x75, con un recubrimiento de 4cm.

Criterios ACI 318-14

- $l_n \geq 4d$
 $8 \geq 2.84$ “OK”
- $b_w \geq 0.3h$
 $0.40 \geq 0.23$ “OK”

Criterios NEC-SE-HM

- $b_w \geq 250$ mm
 $0.40 \geq 0.25$ “OK”

Las vigas principales de secciones 40x70 y 40x60 cm, cumplen también con los requisitos dimensionales impuestos por ambas normativas.

4.4.1.2 Diseño a flexión

En este apartado se detalla el procedimiento usado para el diseño a flexión en vigas de hormigón armado. Este procedimiento se considera para las normativas NEC 2015 y ASCE 7-16.

Una vez realizado el análisis de la estructura en el software de elementos finitos SAP 2000 con las combinaciones de carga mostradas en la tabla 57, se obtienen los momentos máximos que actúan en los elementos estructurales. Dichos momentos máximos serán utilizados para calcular la cantidad de acero de refuerzo.

Los momentos máximos presentes en la estructura se encuentran en el pórtico 2, mismo que se puede ubicar partir de la figura 24 (planta de la edificación).

La figura mostrada a continuación representa el diagrama de momentos producidos por la combinación de cargas $1.2D+L-S_x$ para la normativa NEC 15 en el pórtico 2, además, se identifican las vigas principales que soportan los momentos máximos en un recuadro de color cian.

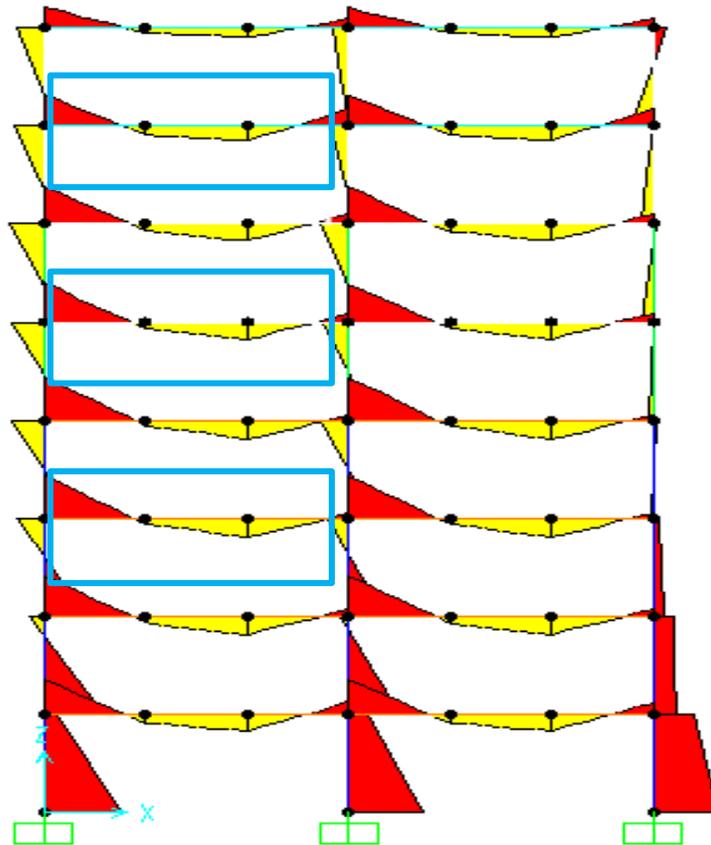


Figura 41. Momentos de diseño pórtico 2, comb $1.2D+L-S_x$ (NEC 15)

Fuente: Choez Franco-García García.

A continuación, se detallan los cálculos para una viga principal del pórtico 2 del piso 3 (caso crítico mostrado en recuadro color cian).

La tabla que se muestra a continuación contiene los momentos máximos generados en la viga principal crítica del tercer piso (figura 41), y la combinación de cargas en la que estos se generan.

Momentos de diseño NEC-15 (ton-m)				Momentos de diseño ASCE 7-16 (ton-m)		
Momento de Diseño	Inicio	Medio	Fin	Inicio	Medio	Fin
Superior (+2 ejes)	78.09	19.52	75.34	77.80	19.37	75.19
Combinación	1.2D+L-Sx	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+Sx	1.2D+L-Sx-0.3Sy	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+Sx+0.3Sy
Inferior (-2 ejes)	39.04	23.42	37.67	38.90	23.42	37.59
Combinación	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1.6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1.6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$

Tabla 79. Momentos de diseño NEC 15, ASCE 7-16 (VP 40X75) piso 3

Fuente: Choez Franco-García García.

La siguiente ecuación permite calcular el acero de refuerzo longitudinal necesario en la sección transversal de la viga:

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * k * d * fy}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 * F'c * b * d}{fy}$$

Datos:

- $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\Phi = 0.9$

Remplazando para la sección inicial de la viga del pórtico 2 del piso 3 (figura 41), donde se encuentra el máximo momento negativo, se obtiene:

$$k = \frac{0.85 * 280 * 0.4 * 0.71}{4200} = 0.016$$

$$As = 0.016 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 78.09}{0.9 * 0.016 * 0.71 * 42000}} \right) = 32.79 \text{ cm}^2$$

La cuantía de acero es:

$$\rho = \frac{As}{b * d} = \frac{32.79}{40 * 71} = 1.15$$

El valor de acero mínimo longitudinal requerido para flexión se toma del mayor entre las ecuaciones mostradas a continuación:

$$As_{min} = \frac{1.4}{fy(MPa)} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy(Mpa)} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{411.88} * 0.4 * 0.71$$

$$= 9.65 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4 * 411.88} * 0.4 * 0.71$$

$$= 9.03 \text{ cm}^2$$

Se escoge el primer valor $As_{min} = 9.65 \text{ cm}^2$

$$As > As_{min} \quad 32.79 > 9.65 \quad \text{“OK”}$$

Se verifica el área de acero de refuerzo en la zona media de la viga donde el momento mínimo es igual a:

$$Mu^+ = 23.42 \text{ ton} - m$$

Reemplazando se obtiene:

$$k = 0.016$$

$$As = 9.08 \text{ cm}^2$$

$$As > As_{min} \quad 9.08 < 9.65$$

Como As calculado es menor que As_{min} , se procede a utilizar:

$$As = \frac{4}{3} As_{cal} = \frac{4}{3} * 9.08 = 12.11 \text{ cm}^2$$

Se calcula la cuantía máxima permisible para zonas sísmicas y se compara con la cuantía determinada.

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \frac{0.003}{\frac{fy}{Es} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{28 \text{ Mpa}}{411.88 \text{ Mpa}} * \frac{0.003}{\frac{411.88 \text{ Mpa}}{200055.66 \text{ Mpa}} + 0.003} = 0.0285$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b = 0.5 * 0.0285 = 0.0145$$

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0.0115 < 0.0145 \quad \text{“OK”}$$

La tabla 80 muestra la cantidad de acero longitudinal (cm²) requerido para soportar los momentos producidos por las cargas gravitacionales y sísmicas que actúan en las vigas principales críticas de diferentes secciones mostradas en la figura 41.

Vigas críticas as Pórtico o 2	Diseño NEC-15				Diseño ASCE 7-16		
	Acero (cm ²)	Inicio	Medio	Fin	Inicio	Medio	Fin
VIG A 40*7 5 Piso 3	Superior (+2 ejes)	32.79	10.05	31.49	32.65	10.01	31.44
	Combinación	1.2D+ L-Sx	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+ Sx	1.2D+ L-Sx- 0.3Sy	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+Sx+0. 3Sy
	Inferior (-2 ejes)	15.46	12.11	14.89	15.41	12.11	14.86
	Combinación	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1. 6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1. 6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$
VIG A 40*7 0 Piso 5	Superior (+2 ejes)	31.29	9.57	29.65	31.15	9.52	29.61
	Combinación	1.2D+ L-Sx	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+ Sx	1.2D+ L-Sx- 0.3Sy	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+Sx+0. 3Sy
	Inferior (-2 ejes)	14.73	11.61	14.01	14.68	11.61	13.98
	Combinación	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1. 6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1. 6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$
VIG A 40*6 0 Piso 7	Superior (+2 ejes)	28.53	8.65	27.26	28.39	8.61	27.22
	Combinación	1.2D+ L-Sx	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+ Sx	1.2D+ L-Sx- 0.3Sy	$\frac{Mn_{max}^-}{4}$	1.2D+L+Sx+0. 3Sy
	Inferior (-2 ejes)	13.36	11.91	12.81	13.25	11.91	12.78

	Combinación	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1.6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$	$\frac{Mn_1^-}{2}$	1.2D+1.6L	$\frac{Mn_2^-}{2}$
--	-------------	--------------------	-----------	--------------------	--------------------	-----------	--------------------

Tabla 80. Refuerzo longitudinal de vigas tipo

Fuente: Choez Franco-García García.

4.4.1.3 Refuerzo transversal

Se procede a realizar la verificación del refuerzo transversal de la viga principal del pórtico 2 del piso 3. La figura 42 muestra los momentos probables (función del refuerzo longitudinal superior e inferior de la viga), además a fuerza cortante actuante en los extremos de la viga producto de la combinación 1.2D+L.

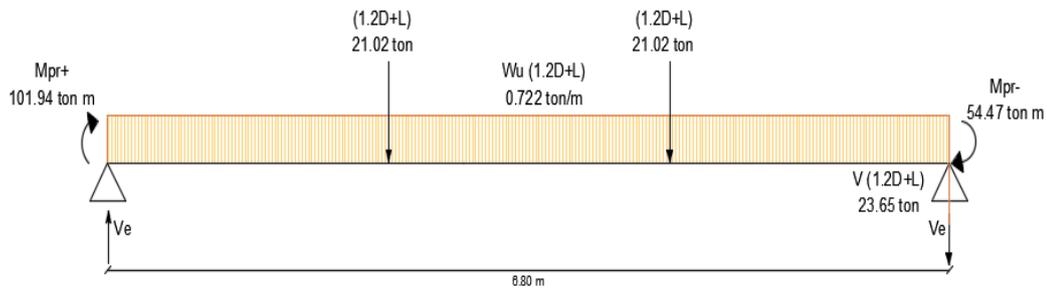


Figura 42. V (40x75) - Cortante equivalente

Fuente: Choez Franco-García García

A continuación, se muestra la metodología utilizada para el cálculo del refuerzo transversal.

Los momentos probables se calculan como:

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

Donde:

$$a = \frac{A_s (1.25 f_y)}{0.85 f_c b}$$

Reemplazando en las ecuaciones antes descritas tanto para refuerzo longitudinal superior e inferior se obtiene:

$$a^+ = \frac{(8 * 3.81)(1.25 * 4.2)}{0.85 * 28 * 0.40} = 16.88 \text{ cm}$$

$$a^- = \frac{(4 * 3.81)(1.25 * 4.2)}{0.85 * 28 * 0.40} = 8.44 \text{ cm}$$

$$M_{pr}^+ = (8 * 3.81) (1.25 * 4.2) \left(0.71 - \frac{0.17}{2}\right) = 100.57 \text{ ton m}$$

$$M_{pr}^- = (4 * 3.81) (1.25 * 4.2) \left(0.71 - \frac{0.08}{2}\right) = 53.68 \text{ ton m}$$

Se procede a realizar el cálculo del cortante equivalente:

$$V_e = \left(\frac{100.57 + 53.68}{6.8}\right) + 25.45 = 48.13 \text{ ton}$$

Como $\frac{\sum M_{pr}}{L_n} \cong \frac{V_e}{2}$ se adopta conservadoramente $\phi V_c = 0$

$\phi V_n = \phi V_s$ si se usa 2Ø10 c/0.15m

$$\phi V_s = \phi A_{sv} * f_y * \frac{d}{s}$$

$$\phi V_s = 0.75 * (4 * 0.79) * 4.2 * \frac{71}{15} = 47.11 \text{ ton}$$

< 48.13 ton **"NO CUMPLE"**

Al no cumplir la condición anterior se procede a reducir el espaciamiento.

$\phi V_n = \phi V_s$ si se usa **2Ø10 c/0.10m**

$$\phi V_s = 0.75 * (4 * 0.79) * 4.2 * \frac{71}{10} = 70.67 \text{ ton} < 48.13 \text{ ton} \text{ **"OK"**}$$

Se verifica que fuera de la zona 2H satisface usar **2Ø10 c/0.25m**

$$\phi V_s = 0.75 * (4 * 0.79) * 4.2 * \frac{71}{25} = 28.26 \text{ ton}$$

Se debe cumplir acero mínimo de corte y espaciamiento máximo

$$25 < \frac{71}{2} \text{ **"OK"**}$$

$$\frac{A_{V \text{ min}}}{s} > 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.35 \frac{400\text{mm}}{420\text{MPa}} = 0.33$$

$$A_{V \min} = (0.33 * 250\text{mm}) = 83.32 \text{ mm}^2 = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{V \text{ prov}} = (4 * 0.79\text{cm}^2) = 3.16 \text{ cm}^2 > 0.83 \text{ cm}^2 \quad \text{"OK"}$$

Se chequea que el primer estribo fuera de la zona 2H, es decir, a partir de 1.5 m desde la cara de la columna tenga $V_u < \phi V_n$.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d + \phi A_{SV} * f_y * \frac{d}{s}$$

$$\phi V_n = 0.75 \left[0.53 * \sqrt{280} * 40 * \frac{71}{1000} + (4 * 0.79) * 4.2 * \frac{71}{25} \right] = 47.15 \text{ ton}$$

A partir de análisis en SAP 2000, se obtiene $V_u = 44.38 \text{ ton}$.

$44.38 \text{ ton} < 47.15 \text{ ton}$; motivo por el cual se usará **2Ø10 c/0.25m** "OK"

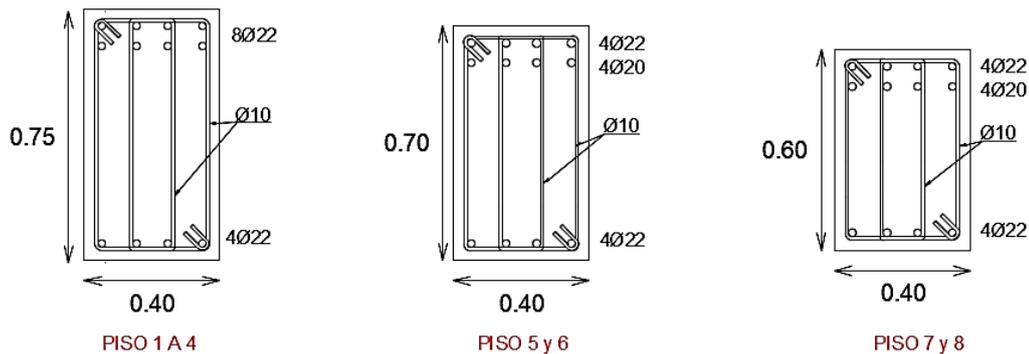


Figura 43. Refuerzo longitudinal y transversal de vigas tipo

Fuente: Choez Franco-García García.

4.4.2 Columnas

4.4.2.1 Requisitos dimensionales

El reglamento ecuatoriano y estadounidense estipula que debe cumplirse lo siguiente:

- $h_{c1} \geq 300 \text{ mm}$
 $800 \geq 300 \text{ mm} \quad \text{"OK"}$

- $hc2 \geq 300 \text{ mm}$
 $800 \geq 300 \text{ mm}$ "OK"
- $\frac{\text{Dimension menor}}{\text{Dimension perpendicular}} > 0.4$
 $\frac{800}{800} > 0.4$ "OK"

4.4.2.2 Diseño a flexo-compresión

A continuación, se procede a realizar el cálculo de acero longitudinal para una columna interior (crítica) de planta baja (80x80 cm) del pórtico 2.

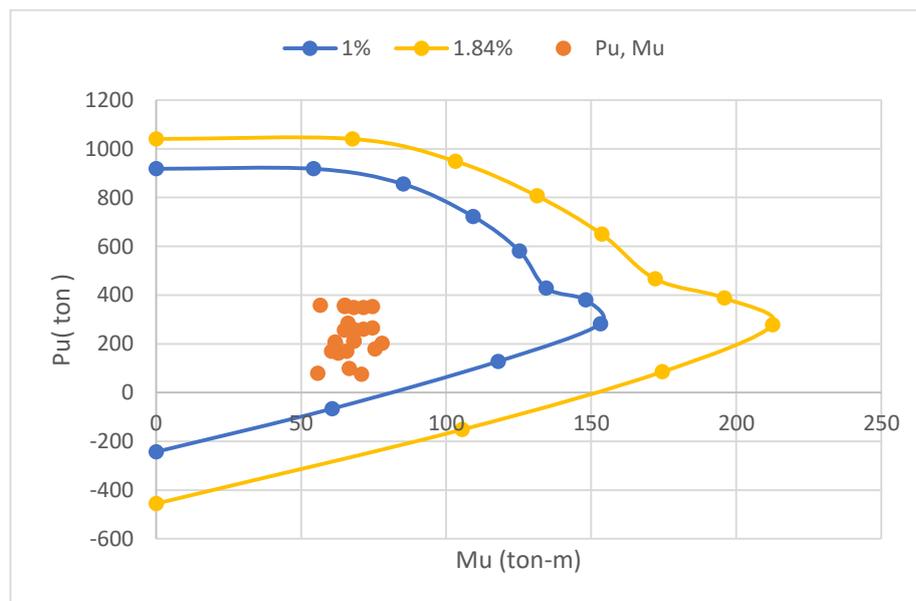


Figura 44. Diagrama de interacción columna (80x80)

Fuente: Choez Franco-García García.

A partir del análisis realizado en el software SAP 2000, se obtienen las fuerzas y momentos actuantes en las columnas de la edificación. La figura 45 muestra los momentos (3-3) y las fuerzas axiales presentes en las columnas de todos los pisos del pórtico 2.

La figura 44 muestra el diagrama de interacción para la columna en análisis (figura 45 recuadro de color negro), y se definen los puntos para Pu (ton) y Mu (ton-m),

correspondientes a la combinación de carga 0.9D-E, ya que es la combinación crítica de diseño para columnas.

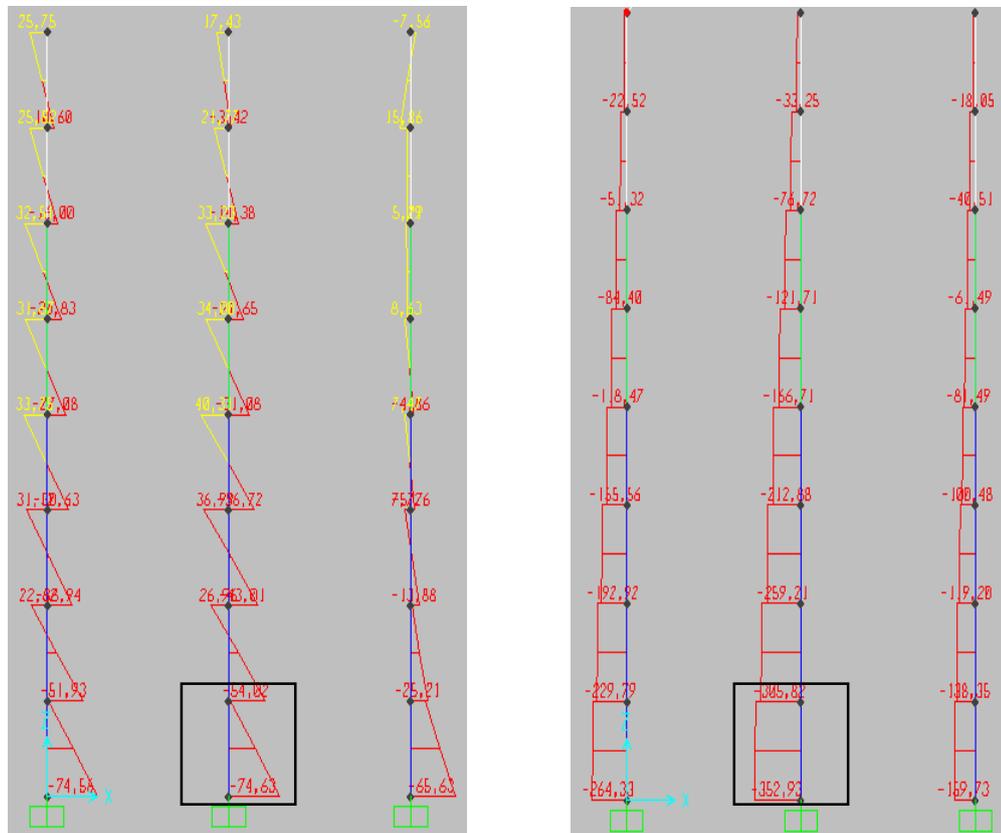


Figura 45. Momentos 3-3 y fuerza axial presentes en columnas del pórtico 2
Fuente: Choez Franco-García García.

Posteriormente, mediante varios análisis de refuerzo longitudinal de columnas se concluye que el refuerzo más óptimo consta de 24 varillas como se ilustra en la figura 46.

Además, se adopta el mismo número de varillas para las secciones de columnas de pisos superiores (menor sección trasversal), y se disminuye el diámetro de la varilla.

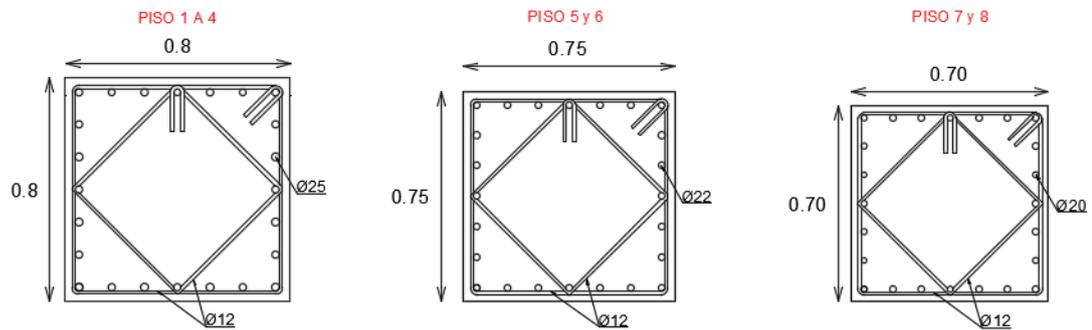


Figura 46. Refuerzo longitudinal y transversal de columnas tipo

Fuente: Choez Franco-García García

4.4.2.3 Refuerzo transversal

A partir de las secciones mostradas en la figura 46, se procede al desarrollo de la metodología para calcular el refuerzo transversal de una columna.

Datos iniciales:

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$\phi_{db} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\phi_{sh} = 1,2 \text{ cm}$$

Selección de la longitud l_o

$$l_o = h_{c1} = 800 \text{ mm} \quad (\text{controla})$$

$$l_o = h_{c2} = 800 \text{ mm}$$

$$l_o = \frac{ln}{6} = \frac{3.5}{6} = 583 \text{ mm}$$

$$l_o = 450 \text{ mm}$$

Separación entre estribos en zona de confinamiento

$$S_1 = \frac{h_{c1,2}}{4} = \frac{800}{4} = 200 \text{ mm}$$

$$S_1 = 6d_b = 6 * 25 = 150 \text{ mm}$$

$$S_1 = S_o = \left[100 - \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \right] = \left[100 - \left(\frac{350 - 310}{3} \right) \right] = 100 \text{ mm}$$

Se adopta $S_1 = 100 \text{ mm}$ (controla)

Separación entre estribos fuera de la zona de confinamiento

$$S_2 = 6d_b = 6 * 25 = 150 \text{ mm}$$

$$S_2 = 6" = 150 \text{ mm}$$

Diseño por confinamiento en columnas rectangulares

$$A_{ch} = 72 * 72 = 5184 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 80 * 80 = 6400 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] = 0.3 \frac{10 * 69 * 28}{420} \left[\left(\frac{6400}{5184} \right) - 1 \right] = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} = 0.09 \frac{10 * 69 * 28}{420} = 4.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh,prov} = 4 * 1.14 \text{ cm}^2 = 4.56 \text{ cm}^2$$

Se requieren 2 estribos $\emptyset 12$ cada 10cm dentro de la zona Lo.

4.4.3 Conexión viga columna

El análisis se realiza para una columna interior de primer piso (80x80 cm) del pórtico 2, en donde se conectan 4 vigas principales (40x75 cm), una en cada cara de columna. El gráfico a presentar refleja los siguientes cálculos:

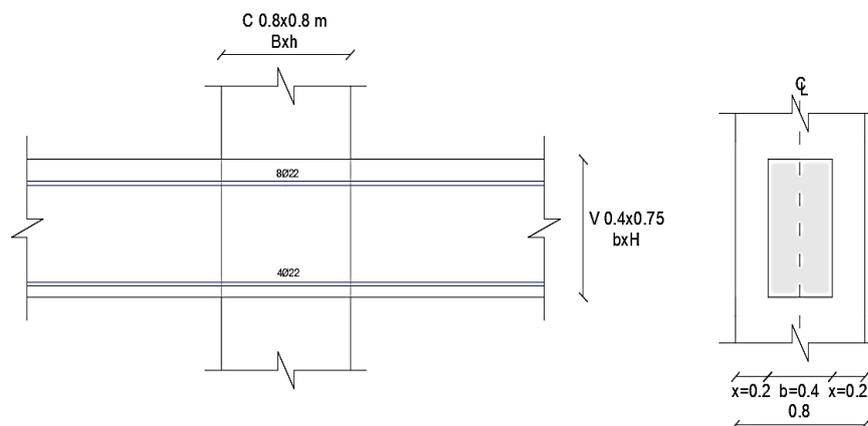


Figura 47. Conexión viga-columna

Fuente: Choez Franco-García García.

Es conveniente que las vigas que lleguen al nudo confinen la conexión, para lo cual debe cumplirse que:

$$\frac{b_{viga}}{B_{columna}} \geq 0.75$$

$$\frac{40}{80} \geq 0.75$$

Al no cumplir la consideración antes descrita, se hace referencia a la sección 2.3.6.3, y se procede a calcular el cortante en el nudo con la tercera ecuación descrita en la tabla 28.

Para la determinación del ancho efectivo, es recomendable centrar la viga para mejorar el confinamiento, por ello se tiene:

$$b_j = B + 2X$$

$$b_j = 40 + 2(20) = 80 \text{ cm}$$

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 80 * 80 = 6400 \text{ cm}^2$$

A partir del acero longitudinal descrito en la sección 4.4.1.2, se procede a revisar la conexión por cortante, despreciando la contribución del cortante de la columna por simplicidad.

$$V_{ej} = 1.25(A_s^- + A_s^+)fy$$

$$V_{ej} = 1.25(12 * 3.87)4.2 = 243 \text{ ton}$$

$$\phi V_{nj} = 0.75[3.2 \sqrt{f'c} A_j]$$

$$\phi V_{nj} = 0.75[3.2 * \sqrt{280} * 6400] = 257.02 \text{ ton} > 243 \text{ ton}$$

$$\phi V_{nj} > V_{ej} \quad \text{"OK"}$$

4.4.4 Columna fuerte-viga débil

Se analiza una conexión interior (crítica debido a que llegan dos vigas) del pórtico 2 del piso 2. Los momentos nominales que llegan a las vigas se definen a continuación:

$$M_{nb}^+ = (3.81 \text{ cm}^2 * 4)(4.2 \text{ ton/m}^2)(0.63 \text{ m}) = 40.32 \text{ ton} - \text{m} \quad (\text{Función de } 4\emptyset 22)$$

$$M_{nb}^- = (3.81 \text{ cm}^2 * 8)(4.2 \text{ ton/m}^2)(0.63 \text{ m}) = 80.65 \text{ ton} - \text{m} \quad (\text{Función de } 8\emptyset 22)$$

Para las columnas, siendo estas de igual geometría y acero, se requiere cumplir lo siguiente:

$$\sum M_{nc} > 1.2 \sum M_{nb}$$

$$\sum M_{nc} > 1.2 (40.32 + 80.65)$$

Se recomienda calcular la capacidad nominal de flexión de la columna como si fuera una viga con carga axial P=0.

El resumen de los resultados para el diagrama P-M nominal y de diseño se muestran a continuación:

c (cm)	M (ton-m)	P (ton)	ΦP (ton)	ΦM
compresión pura	0	1990	1035	0,0
79,52	132,8	1592	1035	86,3
62,04	213,1	1212	788	138,5
44,6	268,8	753	489	174,7
27,8	245,1	363	327	220,6
12,9	167,6	0	0	150,8
tensión pura	0	-495	-445	0,0

Tabla 81. Resultados para el diagrama P-M nominal y de diseño

Fuente: Choez Franco-García García.

Calculando el diagrama de interacción P-M, se obtiene que $M_{nc}^+ = 167.60 \text{ ton} - \text{m}$ a carga axial P=0.

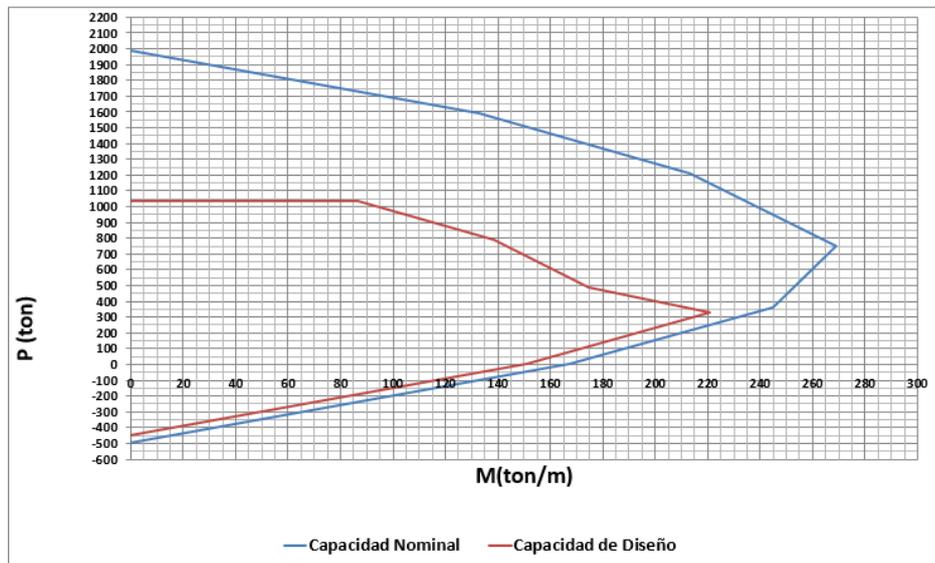


Figura 48. Diagrama de interacción P-M col (80x80)

Fuente: Choez Franco-García García.

Para las columnas en análisis (80x80cm), con una cuantía de acero de 1.8%, se tiene:

$$\sum M_{nc} > 1.2 \sum M_{nb}$$

$$(167.6 + 167.6) > 1.2 (40.33 + 80.65)$$

$$335.2 > 145.18 \text{ "OK"}$$

Para las columnas del piso 8, esta condición no se cumple debido a que en la parte superior de la columna se genera solo un momento y las vigas concentran dos. Esta condición será analizada y justificada más a detalle en el análisis no lineal tipo pushover.

4.5 Análisis No-Lineal Pushover

El análisis no lineal se realizó en el programa SAP 2000 mediante el método Pushover, donde se incluyen todos los elementos estructurales que son resistente a sismo para los dos diseños con las normas ASCE y NEC. El criterio de las rotulas plásticas se las definió con las especificaciones del FEMA 356.

Se analizaron para las direcciones críticas en dirección X y en dirección Y, donde la mayor fuerza sísmica se encontrará en el séptimo piso y esta se dividirá para las fuerzas de cada piso, de esta manera se obtendrá los patrones de carga que serán colocadas al programa SAP 2000.

Se definen los casos de carga CGNL (Carga de gravedad no lineal), donde se colocarán las cargas muertas, peso propio con factor de escala de 1 y carga viva con un factor de escala de 0.25. Serán analizados bajo el nodo de control de la estructura que será el nodo 332 ubicado en el octavo piso en el eje 1 para dirección X, y el nodo 351 ubicado en el octavo piso del eje F para dirección Y.

Se incluye también el caso de carga AENL-NEG (Análisis elástico no lineal) que contiene la carga Pushover, el cual tendrá los patrones de carga de cada piso.

Se asume que la presencia de rótulas plásticas en vigas principales y columnas se formarán a una distancia del 10 y 90% de la longitud de los elementos.

4.3.3 Análisis no lineal ASCE 7-16

Dividiendo la fuerza máxima del piso séptimo para cada piso se obtuvo los patrones de carga, esta máxima fuerza también dividió para el 30% de la fuerza en el caso crítico de la otra dirección obteniendo así los resultados:

Piso	Patrón de carga X	Patrón de carga Y
8	0.91	0.28
7	1.00	0.31
6	0.84	0.26
5	0.64	0.20
4	0.48	0.15
3	0.31	0.10
2	0.17	0.06
1	0.06	0.02

Tabla 82. Patrón de carga dirección X, ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García

Piso	Patrón de carga X	Patrón de carga Y
8	0.26	0.91
7	0.29	1.00
6	0.24	0.84
5	0.18	0.65
4	0.14	0.49
3	0.09	0.32
2	0.05	0.18
1	0.02	0.07

Tabla 83. Patrón de carga dirección Y, ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García.

Se ejecuta el programa obteniendo como resultado la Curva de Capacidad de la estructura (también conocida como curva Pushover) en la dirección analizada.

En la figura 49 y 50 se presenta la curva pushover en las direcciones analizadas X y Y respectivamente, obteniendo la fuerza de cortante de basal y el desplazamiento producido.

Con este tipo de análisis Pushover se pudo constatar que la estructura ha sido diseñada con una alta ductilidad, resultado de los requerimientos lineales de diseño sismo resistente para control de derivas. (Muñiz Orrala & Alarcon Ramirez, 2019).

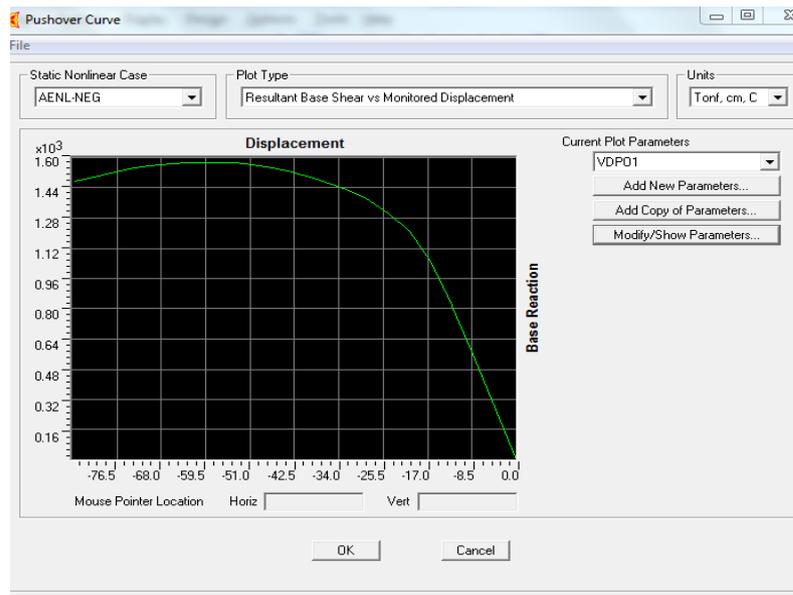


Figura 49. Curva Pushover dirección X ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García.

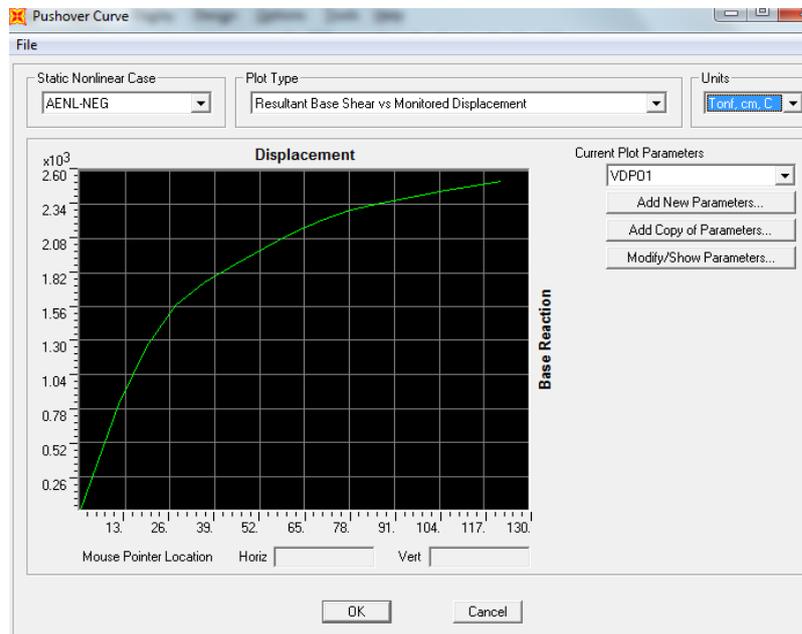


Figura 50. Curva Pushover dirección Y ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García.

En las tablas 84 y 85 se presenta la secuencia incremental de carga que define la Curva de Capacidad donde la primera rotula se presenta cuando está sometida a un cortante de basal de 796.48 Tonf en la etapa 3 en la dirección X y un cortante de basal de 812.97 Tonf en la etapa 2 en la dirección

Etap a	Desplazamient o	Cortante Basal	Desempeñ o elástico	Desempeñ o Inelástico con baja demanda de ductilidad	Desempeñ o Inelástico con alta demanda de ductilidad
	Cm	Tonf			
0	-0.004955	0	1104	0	0
1	-4.004955	265.4955	1104	0	0
2	-8.004955	530.9909	1104	0	0
3	-12.004955	796.4864	1103	1	0
4	-12.330912	817.8432	1102	2	0

5	-16.411105	1050.258	1065	39	0
6	-20.522471	1209.503	977	127	0
7	-24.626249	1307.976	922	182	0
8	-28.824892	1381.232	871	228	5
9	-33.079369	1437.562	846	226	32
10	-38.119943	1484.505	823	165	116
11	-43.805278	1527.319	799	136	167
12	-47.861096	1553.870	776	108	188
13	-51.973617	1568.099	764	78	191
14	-52.79525	1569.723	763	75	188
15	-53.331982	1570.305	762	75	177
16	-55.844101	1571.357	757	76	147
17	-56.807894	1571.592	752	78	135
18	-57.551915	1571.640	751	79	127
19	-59.803666	1571.526	751	78	108
20	-61.079853	1571.259	749	77	98
21	-62.828273	1570.425	746	79	80
22	-66.110333	1566.553	744	81	53
23	-70.226293	1556.128	740	85	36
24	-74.312386	1539.653	738	87	27
25	-79.368219	1509.199	730	92	18
26	-83.509522	1482.004	728	80	5
27	-84.777599	1473.505	726	78	5
28	-84.7776	1473.505	726	78	5
29	-84.811445	1473.242	726	78	5
30	-84.825201	1473.190	726	78	5

Tabla 84. Resultado de la curva de capacidad dirección X ASCE 7-16

Fuente: Choez Franco-García García.

Etapa	Desplazamiento	Cortante Basal	Desempeño elástico	Desempeño Inelástico con baja demanda de ductilidad	Desempeño Inelástico con alta demanda de ductilidad
	Cm	Tonf			
0	0.004186	0	1104	0	0
1	8.004186	591.2611	1104	0	0
2	11.0041	812.9777	1102	2	0
3	19.099527	1255.502	1001	103	0
4	27.455531	1567.978	910	187	7
5	35.943709	1742.961	829	205	70
6	44.9825	1885.751	792	129	179
7	53.252305	2009.247	765	95	207
8	61.508245	2119.696	740	100	142
9	69.802332	2221.778	713	109	68
10	78.322588	2300.197	689	110	58
11	87.314744	2356.902	657	140	43
12	95.644195	2401.146	642	148	47
13	104.195686	2443.313	625	161	48
14	114.069098	2489.287	609	166	55
15	122.015307	2524.981	598	159	69

Tabla 85. Resultado de la curva de capacidad dirección Y ASCE 7-16

Fuente: Choez Franco-García García.

En las siguientes figuras se presenta la presencia de rotulas plástica en cada etapa de análisis, a medida que aumente las etapas aparecerán más rotulas plásticas en vigas y columnas.

En la etapa 3 se presenta la primera rotula plástica situada en la viga del tercer piso del pórtico 1.

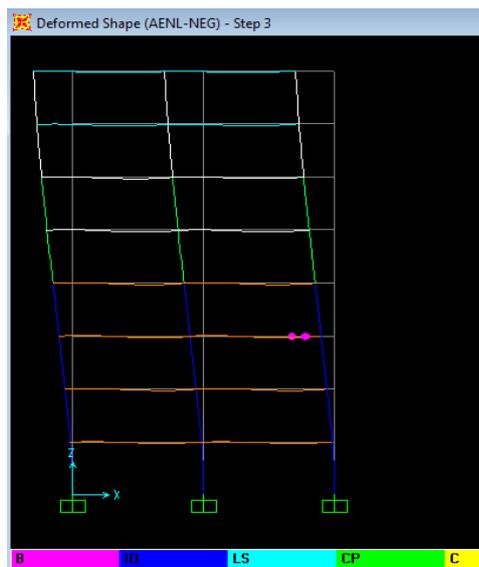


Figura 51. Análisis Pushover etapa 3 dirección X ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García.

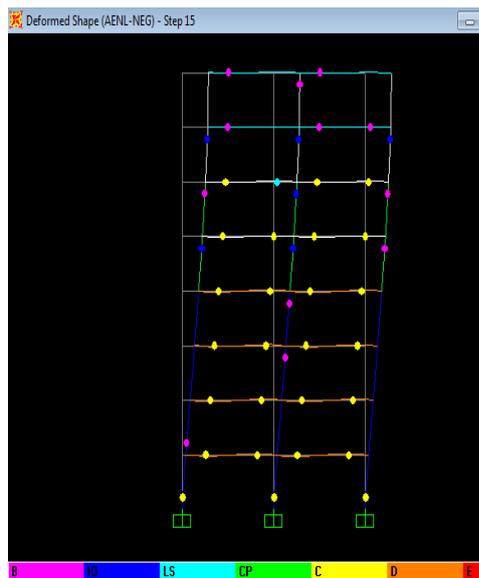


Figura 52. Análisis Pushover etapa 15 dirección Y ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García

Con este tipo de análisis se puede presenciar que cumple con el requisito de columna fuerte- viga débil debido a que las primeras rotulas plásticas se presenta en las vigas mucho antes que, en las columnas, la cual nos indica, que las vigas fallaran primero ante el evento de un sismo.

4.1.5 Análisis no lineal NEC-15

Dividiendo la fuerza máxima del piso séptimo para cada piso se obtuvo los patrones de carga, obteniendo así los resultados:

Piso	Patrón de carga X
8	0.91
7	1.00
6	0.84
5	0.64
4	0.48
3	0.31
2	0.17
1	0.06

Tabla 86. Patrón de carga dirección X, NEC-15
Fuente: Choez Franco-García García.

Piso	Patrón de carga Y
8	0.91
7	1.00
6	0.84
5	0.65
4	0.49
3	0.32
2	0.18
1	0.07

Tabla 87. Patrón de carga dirección Y, NEC-15
Fuente: Choez Franco-García García

Se ejecuta el programa obteniendo como resultado la Curva de Capacidad de la estructura en la dirección analizada.

En las figuras 53 y 54 se presenta la curva pushover en las direcciones analizadas X y Y respectivamente, obteniendo la fuerza de cortante de basal y el desplazamiento producido.

Con este tipo de análisis se pudo constatar que la estructura ha sido diseñada con una alta ductilidad, resultado de los requerimientos lineales de diseño sismo resistente para control de derivas. (Muñiz Orrala & Alarcon Ramirez, 2019).

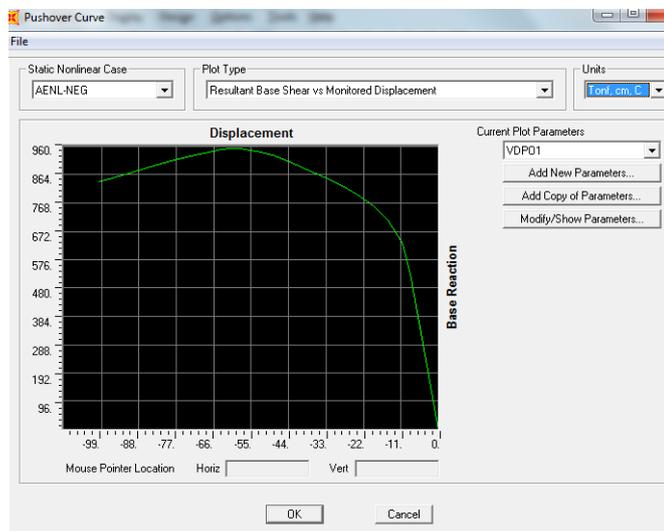


Figura 53. Curva Pushover dirección X NEC-15
Fuente: Choez Franco-García García

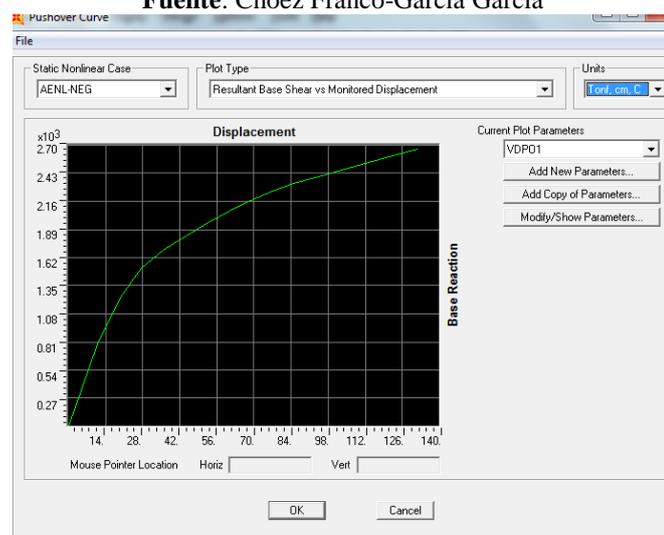


Figura 54. Curva Pushover dirección Y NEC-15
Fuente: Choez Franco-García García

En las tablas 88 y 89 se presenta la secuencia incremental de carga que define a la Curva de Capacidad donde la primera rotula se presenta cuando está sometida a un cortante de basal de 526.93 Tonf en la etapa 3 en la dirección X y un cortante de basal de 788.89 en la etapa 2 en la dirección Y.

Etap a	Desplazamient o	Cortante Basal	Desempeñ o elástico	Desempeñ o Inelástico con baja demanda de ductilidad	Desempeñ o Inelástico con alta demanda de ductilidad
	cm	Ton.f.			
0	-0.004955	0	1104	0	0
1	-4.004955	255.1129	1104	0	0
2	-8.004955	510.2258	1104	0	0
3	-8.266921	526.9335	1102	2	0
4	-10.461986	631.1211	958	146	0
5	-14.771314	711.0262	833	271	0
6	-18.993359	757.3878	777	327	0
7	-23.857573	797.8915	753	351	0
8	-28.063299	827.8698	718	309	77
9	-33.462815	856.5116	710	189	205
10	-38.551545	883.2717	703	136	265
11	-44.253037	912.2147	689	126	253
12	-48.653616	932.0954	674	135	184
13	-53.331812	945.1711	653	139	132
14	-57.171743	951.8049	640	140	103
15	-58.196093	952.5904	636	141	91

16	-59.314013	952.9433	630	145	91
17	-59.861446	952.9997	626	149	89
18	-60.76809	952.702	625	150	81
19	-61.235832	952.455	623	149	84
20	-63.780814	949.6353	621	150	66
21	-68.7857	938.7947	621	140	61
22	-72.895303	927.5167	621	132	59
23	-77.480635	913.6951	621	125	64
24	-81.613213	900.6522	621	120	67
25	-85.689638	887.4073	621	120	64
26	-90.837004	870.2386	621	120	56
27	-97.877638	847.0461	618	123	44
28	-100.004955	840.1583	617	124	42

Tabla 88. Resultado de la curva de capacidad dirección X NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

Etap a	Desplazamient o	Cortante Basal	Desempeñ o elástico	Desempeñ o Inelástico con baja demanda de ductilidad	Desempeñ o Inelástico con alta demanda de ductilidad
	Cm	Tonf			
0	0.004186	0	1104	0	0
1	8.004186	573.9045	1104	0	0
2	11.001081	788.896	1102	2	0
3	19.440248	1231.1518	996	108	0
4	27.546766	1523.559	910	187	7

5	35.719824	1693.8494	838	195	71
6	44.537754	1833.1734	802	136	164
7	52.838883	1959.8583	779	86	203
8	60.838451	2068.0429	758	81	146
9	68.844311	2167.6314	750	72	83
10	76.923921	2259.0657	736	64	57
11	85.02544	2331.6802	724	73	41
12	94.277788	2400.7196	694	103	33
13	102.994293	2462.8882	680	113	32
14	113.093531	2533.2105	671	111	43
15	123.603389	2605.225	665	107	49
16	131.7213	2660.1461	658	98	53
17	132.210535	2663.4952	657	99	53

Tabla 89. Resultado de la curva de capacidad dirección Y NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García.

En las siguientes figuras se presenta la presencia de rotulas plástica en cada etapa de análisis, a medida que aumente las etapas aparecerán más rotulas plásticas en vigas y columnas.

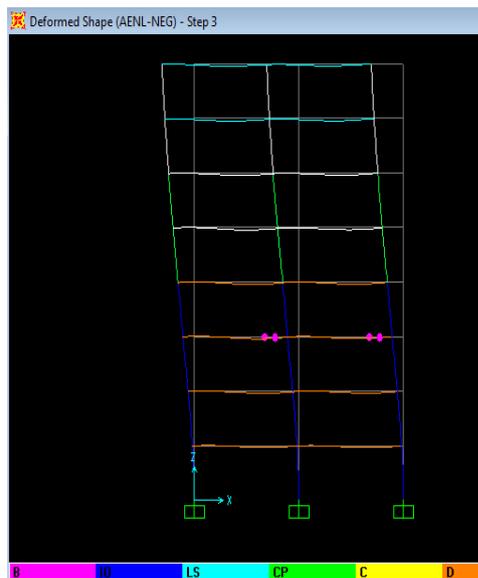


Figura 55. Análisis Pushover etapa 3 dirección X NEC-15
Fuente: Choez Franco-García García

Con este tipo de análisis se puede presenciar que cumple con el requisito de columna fuerte- viga débil debido a que las primeras rotulas plásticas se presentan en las vigas mucho antes que las columnas la cual nos indica las vigas fallaran primero ante el evento de un sismo.

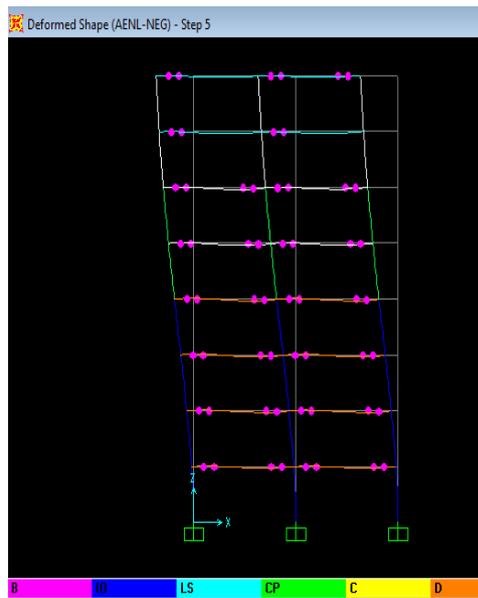


Figura 56. Análisis Pushover etapa 5 dirección X NEC-15
Fuente: Choez Franco-García García

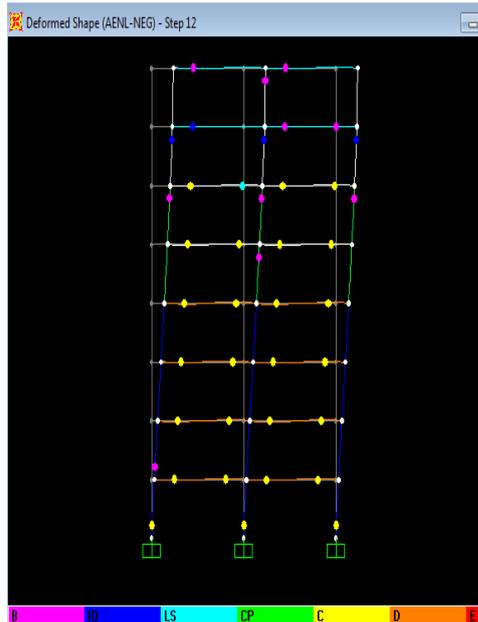


Figura 57. Análisis Pushover etapa 12 dirección Y NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

5.1.1 Prediseño de la estructura

Se realizó el prediseño de la estructura conforme las normas NEC 15 y ASCE 7-16, mismas que presentan varios criterios diferentes y una variación considerable en su forma de aplicarse. A continuación, se presenta una tabla comparativa de las especificaciones de las normativas.

Criterio	ASCE 7-16	NEC-SE-DS 2015
Zonificación sísmica	Obtenidos mediante coordenadas del sitio de implantación. Factores S_s y S_1	Mapa de zonificación con 5 zonas. Factor Z
Tipo de suelo	6 tipos principalmente en función de onda cortante	6 tipos principalmente en función de onda cortante
Factores de sitio	F_a y F_v , dependientes de S_s y S_1	F_a , F_d , F_s en función de Z . Factor r en concordancia al tipo de suelo. Factor n de acuerdo a la región
Categorización estructural	Categoría de riesgo, categoría de diseño, factor de importancia.	Factor de importancia
Periodo aproximado	$T = C_t \cdot (h^n)$ Variación C_t	$T = C_t \cdot (h^a)$ Variación C_t
Derivas inelásticas	Amplificadas por : (C_d / I_e)	Amplificadas por : ($0,75 * R$)
Índice de estabilidad	Rango $[0,1 - (0,5 / B * C_d)]$	Rango $[0,1 - 0,3]$
Factor de redundancia	1 o 1,3	N/A

Inercias agrietadas	Calcular propiedades : ACI 318-14	Vigas = 0,5 I _g Columnas = 0,8 I _g
Mínimo C _s	0,044 SDS I _e	N/A

Se evidenció, por ejemplo, que el período aproximado calculado conforme las especificaciones descritas en el capítulo 2, con la ecuación NEC 15 es 18.07% mayor al período calculado con la ecuación del ASCE 7-16, lo que conlleva a un aumento significativo en el cortante basal de la norma estadounidense, puesto que, al disminuir el período el valor de S_a se incrementa.

Criterio	Prediseño	
	NEC-15	ASCE 7-16
T aprox (seg)	1,104	0,935
R	8	8
Φ_p	0,900	-
k	1,301	1,218
S_a	0,585	0,755
V (ton)	610,8	709,69

Tabla 90. Resultados del Prediseño de la estructura

Fuente: Choez Franco-García García

5.1.2 Diseño de la estructura

Se elaboro el diseño de la estructura de hormigón armado de 8 pisos del proyecto arquitectónico tipo L de 1024 m² de área en planta conforme las especificaciones NEC 15 y ASCE 7-16 y se concluye que en los diseños con pórticos especiales resistentes a momentos de acuerdo a ambas normativas son similares en términos de las derivas inelásticas máximas, a pesar de que NEC 15 las fuerzas sísmicas aplicadas a la estructura son ligeramente mayores a las calculadas conforme ASCE 7-16 cuando se homologan en sitios donde la amenaza sísmica resulta equivalente, se tienen resultados de derivas similares y un idéntico diseño.

Otros parámetros donde se identifican diferencias son:

- Irregularidades en planta y elevación

La estructura analizada en este trabajo de titulación no presenta irregularidades en elevación, sin embargo, debido a su forma arquitectónica presenta irregularidad en planta.

ASCE 7-16, no penaliza a la estructura mediante un coeficiente que amplifique directamente al cortante basal, más bien se presentan requerimientos que dependen de la categoría de diseño sísmico asignada, por ejemplo: categorías de diseño D, E, y F, deben de ser sistemas C.5 (pórticos especiales de concretos resistentes a momentos) y se podrá utilizar un coeficiente de modificación de respuesta $R=8$.

La norma ecuatoriana NEC 15, establece un factor de penalización ante los tipos de irregularidades tanto en planta, como en elevación. Estos factores ϕ_p y ϕ_E tienen como propósito aumentar el cortante basal. Considerando el factor de penalización presente en la estructura analizada, se evidencia que, al existir un solo tipo de irregularidad en planta, es decir, $\phi_p = 0.9$, el cortante basal se amplifica en un 11%, lo que conlleva que las derivas calculadas con NEC 15, resulten cerca del 11% más altas que las calculadas con ASCE 7-16.

- Derivas elásticas e inelásticas

El criterio de derivas en NEC 15 al igual que en ASCE 7-16, parte de los desplazamientos resultantes originados por las fuerzas sísmicas aplicadas, a partir de ello, NEC 15, trata a las derivas elásticas como la diferencia de desplazamientos de pisos consecutivos en función de la altura de entrepiso, mientras que la norma estadounidense mantiene las derivas elásticas únicamente en función de desplazamientos y del factor de importancia I_e .

Tanto en NEC 15, como en ASCE7-16, la determinación de las derivas inelásticas máximas se calcula como la multiplicación de las derivas elásticas por un factor que depende del sistema estructural. NEC 15, **utiliza un factor de 6 calculado** a partir de $0.75 \cdot R$, siendo $R=8$ para un sistema estructural dúctil de pórticos resistentes a momentos. La norma estadounidense utiliza el factor de amplificación de desplazamientos C_d , que para el caso de pórticos especiales resistentes a momentos es 5.5.

Como compensación al uso de un C_d 10% menor en ASCE 7-16 se tiene la exigencia de modelar efectos bidireccionales con las ecuaciones $E_x \pm 0.3E_y$ y $E_y \pm 0.3E_x$, obteniendo como resultado derivas similares a las calculadas con el procedimiento de NEC-15.

Criterio	Diseño			
	NEC 15 (x)	NEC 15 (y)	ASCE 7-16 (x)	ASCE 7-16 (y)
T (seg)	1,432	1,359	1,432	1,359
R	8	8	8	8
Φ_p	0.9	0.9	-	-
K	1,466	1,429	1,466	1,43
Sa	0,451	0,475	0,495	0,522
V (ton)	468,1	493,28	463,06	487,94

Tabla 91. Resultados de Diseño de la estructura

Fuente: Choez Franco-García García

5.1.3 Diseño de hormigón armado

Se realizaron los diseños sismorresistentes de la estructura compleja de 8 pisos de hormigón armado conforme las nomas ACI 318-14 y NEC-SE-HM.

Pese a que existen pequeñas diferencias en lo concerniente a dimensiones mínimas entre la norma ecuatoriana y americana, se concluye que la norma NEC-SE-HM, fundamenta sus criterios basándose en la norma ACI 318-14 y en otras normas internacionales, por ello el diseño de las secciones transversales de los elementos estructurales en ambos casos de estudio (NEC 15 y ASCE 7-16) son iguales.

Además, se evidenció que las secciones de los elementos que conforman el sistema de pórticos especiales resistentes a momentos están gobernadas por el control de derivas inelásticas máximas tanto en el diseño NEC 15 como en el ASCE 7-16.

Los elementos estructurales diseñados que conforman el sistema de pórticos especiales resistentes a momentos cumplen con los requerimientos establecidos en la norma ACI 318-14 y por ende con lo estipulado en NEC-SE-HM, en lo concerniente a dimensiones mínimas, espaciamientos de aceros transversales, aceros longitudinales y cuantías máximas admisibles.

Se concluye por lo tanto que no habría diferencia entre el uso de la norma estadounidense y la ecuatoriana en términos de seguridad sísmica ya que resulta el mismo diseño. En la práctica, las diferencias ocurren por la falta de aplicación de las normas.

5.1.4 Análisis no lineal tipo pushover

Se realizó el análisis no lineal tipo pushover donde se evidencia que la aparición de las primeras rótulas plásticas se encuentra en las vigas principales de los pisos en que se presentaron mayores derivas inelásticas, verificándose que se tiene el mecanismo correcto de columna fuerte-viga débil y un sistema especial diseñado para desarrollar alta ductilidad.

Para la normativa ASCE 7-16, la primera rótula plástica se genera con el sismo en dirección X, con un cortante basal de 796,48 tonf en la etapa 3, y en la dirección Y, con un cortante de 819.97 tonf en la etapa 2.

Para NEC 15, la primera rótula plástica con sismo en dirección X se presenta con un cortante basal de 526.93 tonf en la etapa 2, para la dirección Y con un cortante de 788.89 en la etapa 2. Esto define una sobre-resistencia elástica equivalente a $\frac{788.89}{526.93} = 1.5$, originada en la necesidad de proveer el mecanismo de columna fuerte – viga débil.

5.2 Recomendaciones

- Se recomienda que NEC 15, incluya en sus especificaciones los criterios de redundancia estructural, mismos que si son parte de la norma estadounidense, y que es de gran importancia debido a que la cantidad de rotulas plásticas para crear inestabilidad en la estructura depende en gran parte de la redundancia de la misma. Esto podría resultar en diseños con

diferente seguridad sísmica si se comparan sistemas de 2 o 3 ejes de columnas sin adecuada redundancia diseñadas con ASCE y NEC.

- En el Ecuador en las zonas con $Z \geq 0.25g$ deberían ser diseñadas con pórticos especiales resistentes a momentos. Sin embargo, se recomienda que cuando esto no ocurra (por alguna razón, ya sea de índole de irregularidad arquitectónica o de falta de redundancia) NEC-15 debería especificar que se use un valor de $R \leq 3$; el cual conlleva un comportamiento elástico de baja ductilidad, con alta rigidez y tenacidad, para de esta forma cumplir con la establecido en el ACI 318-14.
- Se recomienda que NEC 15 establezca categorías de diseño sísmico, para de esta forma identificar estructuras que tienen mayor riesgo de ser afectadas por un sismo, y así limitar consideraciones de altura y de detallamiento según el tipo de diseño que corresponda.
- Es recomendable recategorizar el mapa de zonificación sísmica de NEC 15, para adoptar así valores de Z que se adapten más a la realidad del peligro sísmico presente en el sitio y de esta forma obtener valores de S_a menos conservadores que los adoptados en la actualidad. Concretamente en Santa Elena este criterio debería usarse $Z=0.7$ en lugar de $Z=0.5$.
- En pórticos exteriores se anticipa que conexiones con $A_j=2400 \text{ cm}^2$ por excentricidad de la viga no cumple con ACI 318-14, además de calcular $V_{j\text{col}}$ se debe satisfacer chequeo de conexiones por una de las siguientes opciones:
 - Incrementar b_w de la viga hasta cumplir con $b_w=0.75 B_{\text{col}}$
 - Incrementar $f'_c=42 \text{ MPa}$ para toda la estructura lo cual lleva a mejorar su desempeño y durabilidad.
- Se recomienda que la sección 3.3.4 de NEC-SE-HM 2015 cambie, debido a que es una práctica antigua, cuando se pide traslapar fuera de la zona de conexión en columnas es bastante ineficiente en lo constructivo y en vigas también se pierde tiempo de construcción.

REFERENCIAS

- ACI 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14)*. American Concrete Institute.
- Argudo Jaime F. (2018). *Apuntes de Ingeniería Sísmica. UPSE, Ingeniería Civil*.
- ASCE 7-16, & SEI. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Charney, F. A. (2014). *Guide to the seismic loads provisions of the ASCE 710*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Deierlein, G., Reinhorn, A., & Wilford, M. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design*. U.S. Department of Commerce.
- FEMA. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washington, D.C.: FEMA Report 440.
- FEMA 356, & ASCE. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington-Reston: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.
- MIDUVI. (2015). *NEC-SE-CG, Cargas No Sísmicas*. Ecuador.
- MIDUVI. (2015). *NEC-SE-DS Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*. ECUADOR.
- MIDUVI. (2015). *NEC-SE-HM, Estructuras de hormigón armado*.
- Moehle, J., & Hooper, J. (2016). *Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames*. U.S. Department of Commerce.
- Muñiz Orrala, B., & Alarcon Ramirez, J. (2019). *Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de acero, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la*

Asociación Estado. La Libertad: UPSE, Matriz. Facultad de Ciencias de la Ingeniería.

NEC. (2014). *Peligro Sísmico*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

Romero, A., & Becerra, O. (2006). *Análisis no lineal dinámico del comportamiento de edificaciones de concreto reforzado sometidas a diferentes movimientos sísmicos en la ciudad de Bogotá*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.

SEISMIC DESIGN CRITERIA. (2017). En ASCE 7-16, & SEI, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (pág. 79).

Anexos

Anexo 1: Pórticos especiales resistentes a momentos

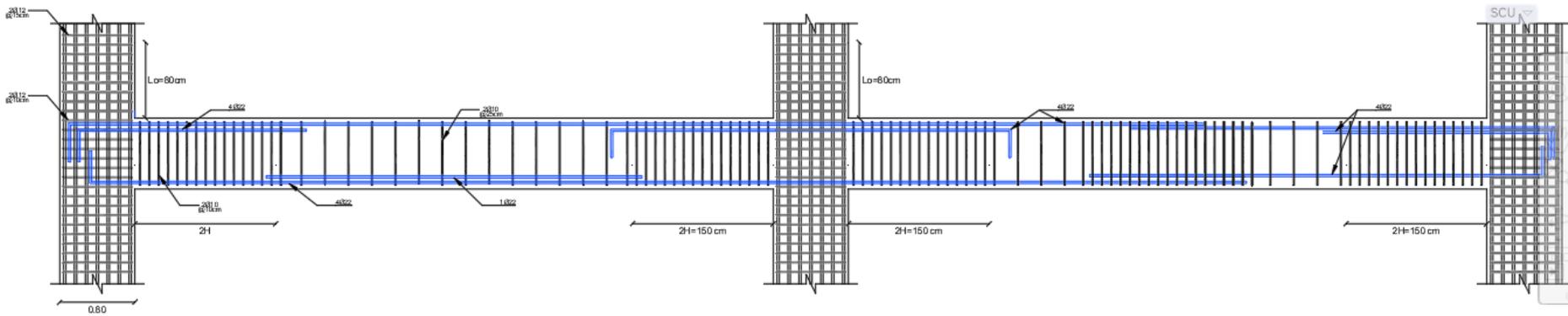


Figura 58. Refuerzo longitudinal y transversal del pórtico tipo 2 pisos 1 a 4.

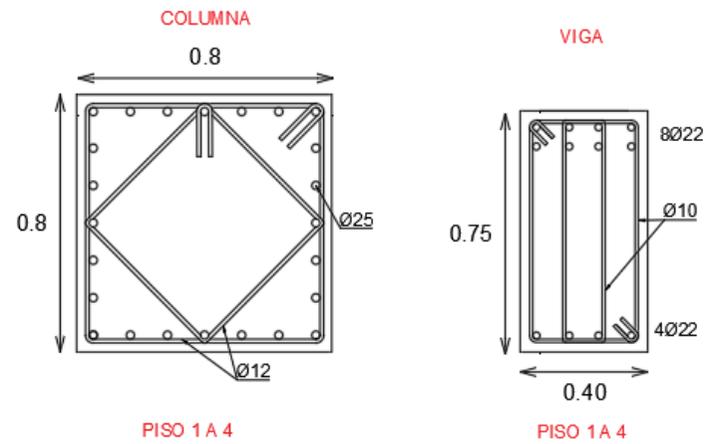


Figura 59. Sección transversal de columnas y vigas del pórtico tipo 2, piso 1 a 4.

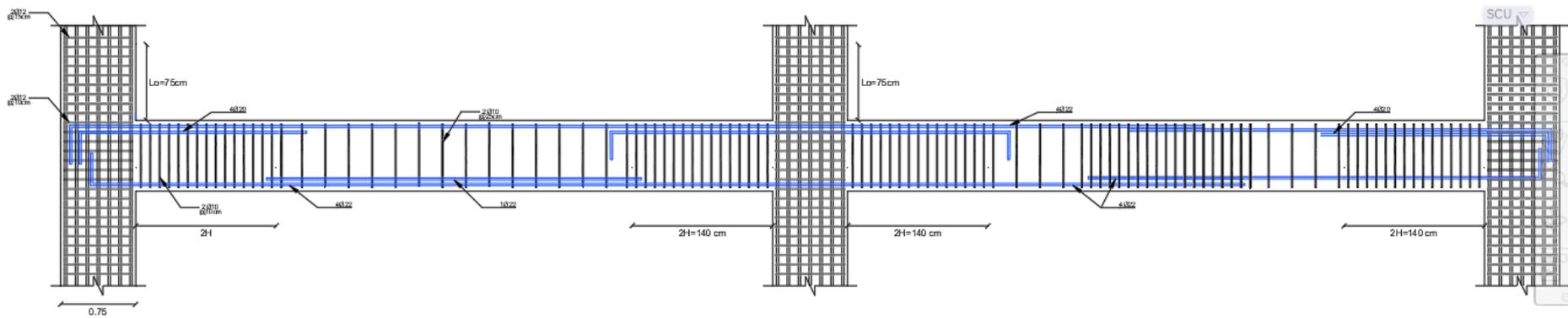


Figura 60. Refuerzo longitudinal y transversal del pórtico tipo 2 pisos 5 a 6.

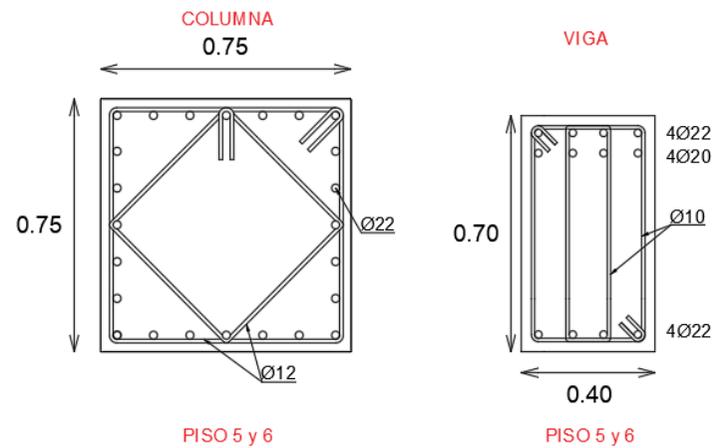


Figura 61. Sección transversal de columnas y vigas del pórtico tipo 2 del piso 5 y 6

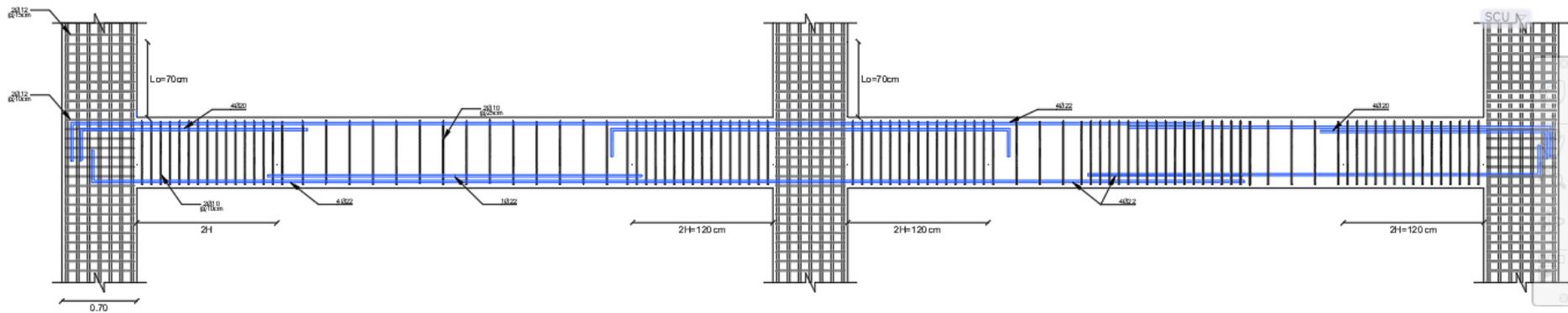


Figura 62. Refuerzo longitudinal y transversal del pórtico tipo 2 pisos 7 a 8.

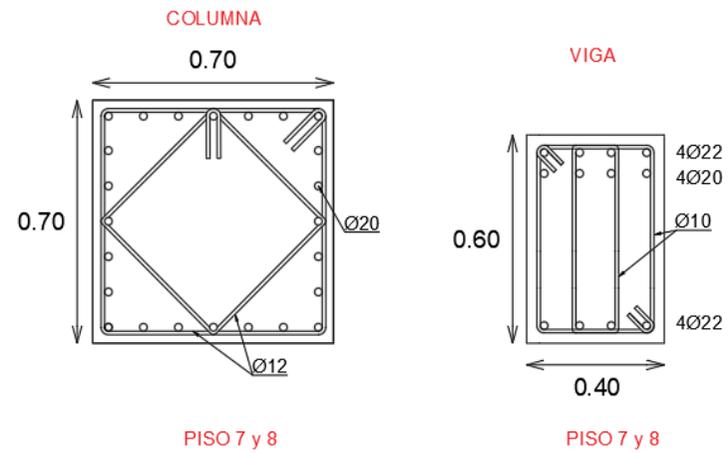


Figura 63. Sección transversal de columnas y vigas del pórtico tipo 2 del piso 7 y 8

Anexo 2: Diseño de viga secundaria

Las dimensiones de las vigas secundarias tipo son:

- Base 25cm
- Altura 50cm

Los momentos máximos generados por la combinación de carga 1.2D+1.6L en la viga secundaria crítica del primer piso son mostrados a continuación:

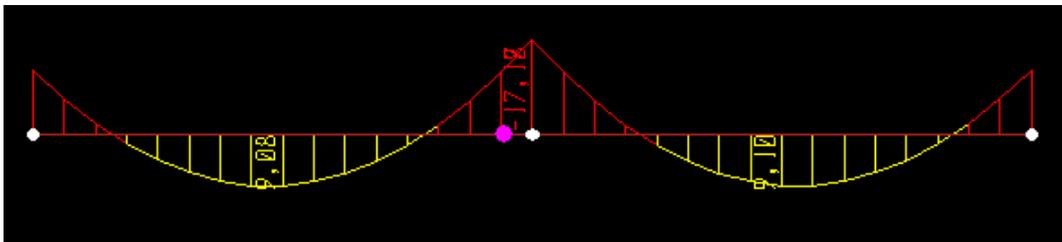


Figura 64. Viga secundaria crítica, eje Y (L), primer piso

Momentos de diseño (ton-m)			
Momento de Diseño	Inicio	Medio	Fin
Superior (+2 ejes)	11.77	4.54	17.18
Inferior (-2 ejes)	5.89	9.07	8.60

Tabla 92. Momentos de diseño NEC 15, ASCE 7-16 (VS 25X50) piso 1

Fuente: Choez Franco-García García.

La siguiente ecuación permite calcular el acero de refuerzo longitudinal necesario en la sección transversal de la viga:

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\Phi * k * d * fy}} \right)$$

$$k = \frac{0.85 * F'c * b * d}{fy}$$

Datos:

- $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\Phi = 0.9$

Remplazando para la sección final de la viga, donde se encuentra el máximo momento negativo, se obtiene:

$$k = \frac{0.85 * 280 * 0.25 * 0.50}{4200} = 0.0064$$

$$As = 0.0064 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17.18}{0.9 * 0.0064 * 0.46 * 42000}} \right) = 8.50 \text{ cm}^2$$

La cuantía de acero es:

$$\rho = \frac{As}{b * d} = \frac{8.50}{25 * 46} = 0.74\%$$

El valor de acero mínimo longitudinal requerido para flexión se toma del mayor entre las ecuaciones mostradas a continuación:

$$As_{min} = \frac{1.4}{fy(MPa)} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{1.4}{411.88} * 0.25 * 0.46$$

$$As_{min} = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * fy(Mpa)} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{\sqrt{28}}{4 * 411.88} * 0.25 * 0.46$$

$$As_{min} = 3.69 \text{ cm}^2$$

Se escoge el primer valor $As_{min} = 3.90 \text{ cm}^2$

$$As > As_{min} \quad 8.50 > 3.69 \quad \text{“OK”}$$

Se verifica el área de acero de refuerzo en la zona media de la viga donde el momento mínimo es igual a:

$$Mu^+ = 9.07 \text{ ton} - m$$

Reemplazando se obtiene:

$$k = 0.0064$$

$$As = 4.41 \text{ cm}^2$$

$$As > As_{min} \quad 4.41 > 3.69$$

Se calcula la cuantía máxima permisible para zonas sísmicas y se compara con la cuantía determinada.

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.85 * \frac{28 \text{ Mpa}}{411.88 \text{ Mpa}} * \frac{0.003}{\frac{411.88 \text{ Mpa}}{200055.66 \text{ Mpa}} + 0.003} = 0.0285$$

$$\rho_{max} = 0.5 * \rho_b = 0.5 * 0.0285 = 0.0145$$

$$\rho < \rho_{max}$$

$$0.007 < 0.0145 \quad \text{“OK”}$$

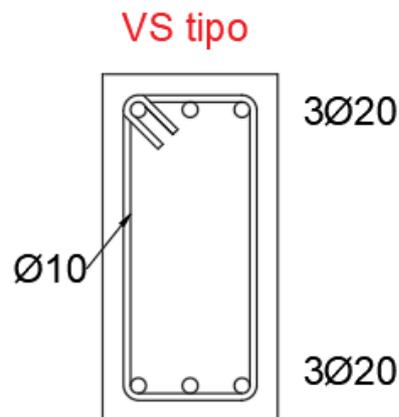


Figura 65.Sección transversal de viga secundaria tipo

Se verifica que satisface usar **1Ø10 c/0.20m** para el refuerzo transversal a lo largo de la viga se

$$\phi V_s = 0.75 * (2 * 0.79) * 4.2 * \frac{46}{20} = 11.45 \text{ ton}$$

Se debe cumplir acero mínimo de corte y espaciamiento máximo

$$20 < \frac{46}{2} \quad \text{"OK"}$$

$$\frac{A_{V \min}}{s} > 0.35 \frac{b_w}{f_{yt}} = 0.35 \frac{250\text{mm}}{420\text{MPa}} = 0.21$$

$$A_{V \min} = (0.21 * 200\text{mm}) = 42 \text{ mm}^2 = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{V \text{ prov}} = (2 * 0.79\text{cm}^2) = 1.58 \text{ cm}^2 > 0.42 \text{ cm}^2 \quad \text{"OK"}$$

Se chequea que $V_u < \phi V_n$.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d + \phi A_{sv} * f_y * \frac{d}{s}$$

$$\phi V_n = 0.75 \left[0.53 * \sqrt{280} * 25 * \frac{46}{1000} + (2 * 0.79) * 4.2 * \frac{46}{20} \right] = 19.09 \text{ ton}$$

A partir de análisis en SAP 2000, se obtiene $V_u = 12.34 \text{ ton}$.

$12.34 \text{ ton} < 19.09 \text{ ton}$; motivo por el cual se usará **1Ø10 c/0.20m "OK"**

Anexo 3: Análisis No Lineal del diseño ASCE 7-16

a) Gráficos de etapas del análisis no lineal con sismo en dirección X.

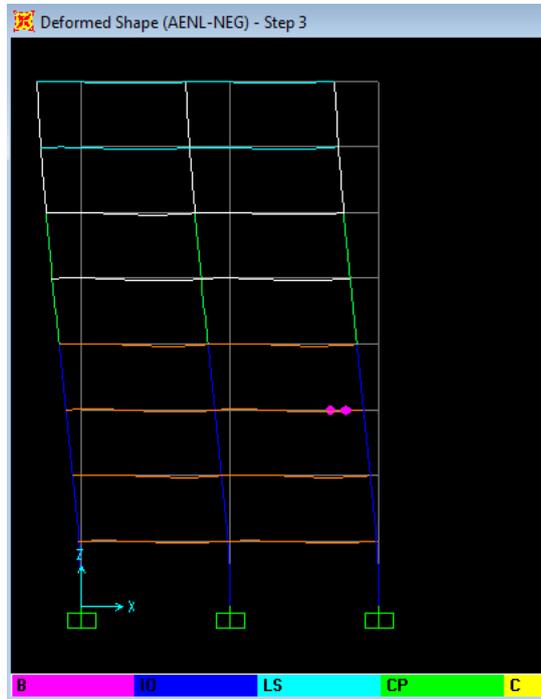


Figura 66. Análisis Pushover etapa 3 dirección X ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García.

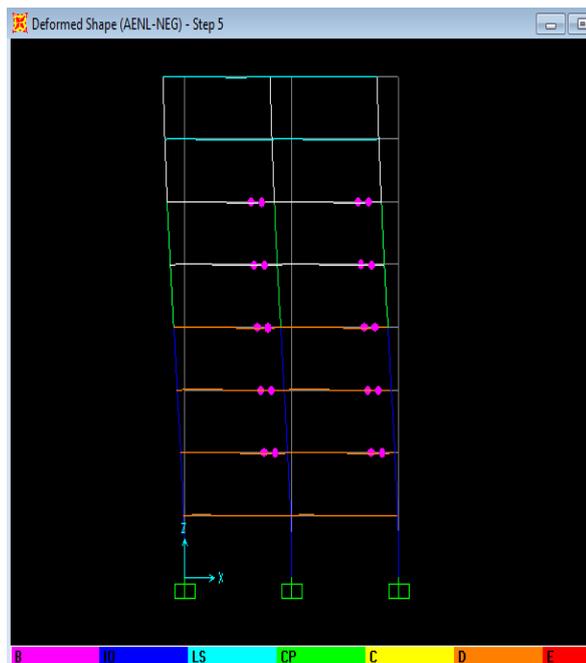


Figura 67. Análisis Pushover etapa 5 dirección X ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García.

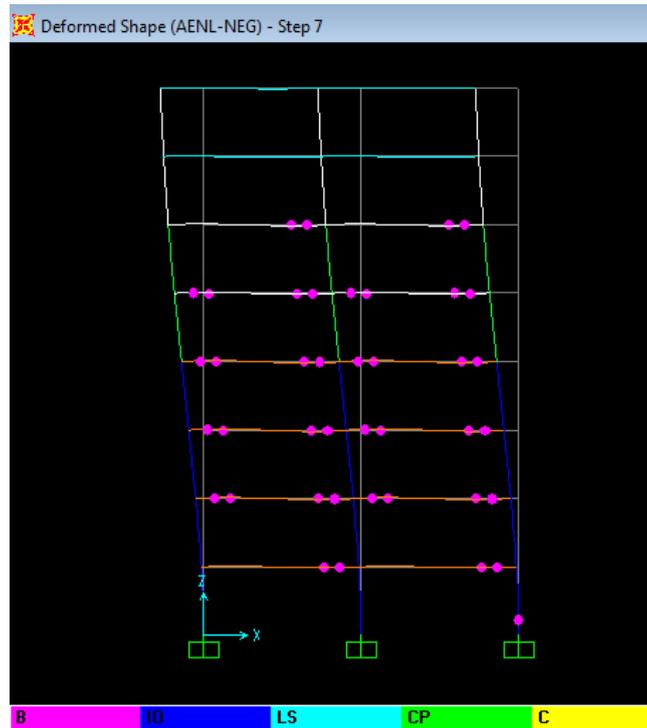


Figura 68. Análisis Pushover etapa 7 dirección X ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García

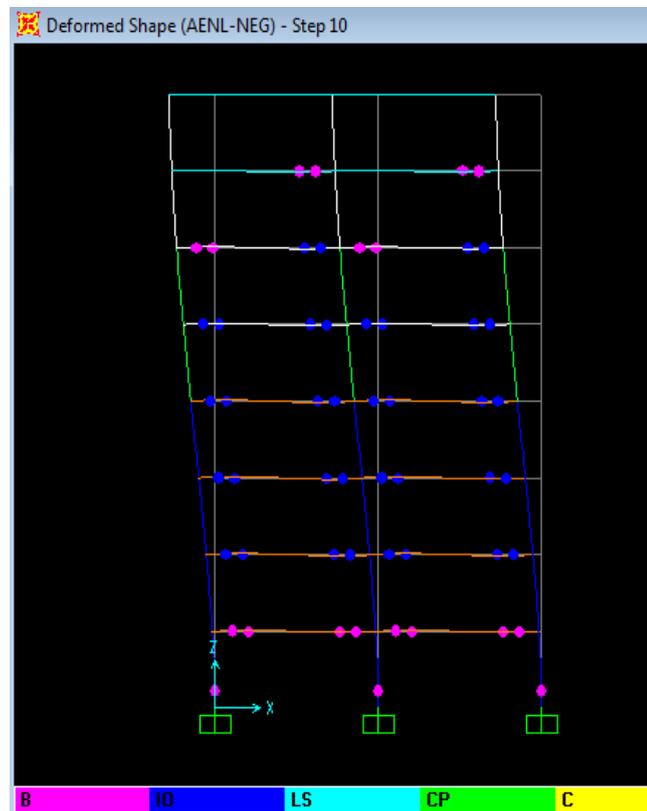


Figura 69. Análisis Pushover etapa 10 dirección X ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García

a) Gráficos de etapas del análisis no lineal con sismo en dirección Y.

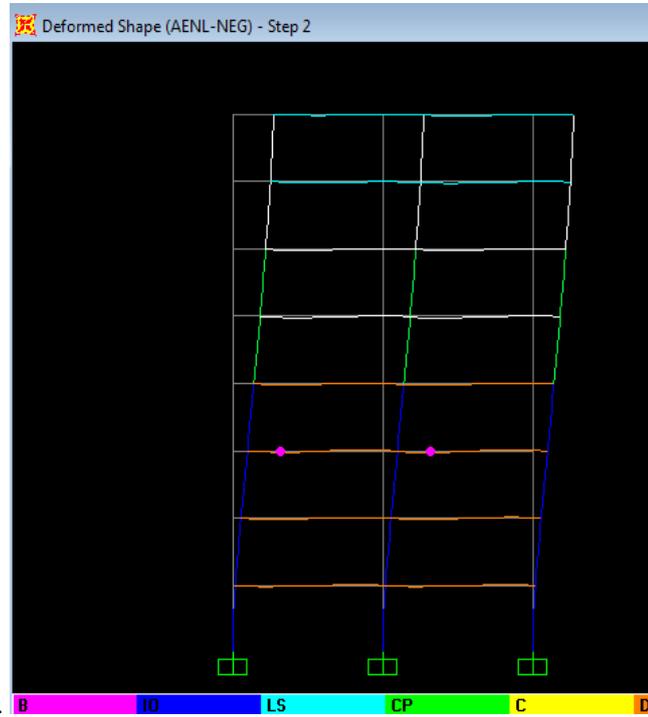


Figura 70. Análisis Pushover etapa 2 dirección Y ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García

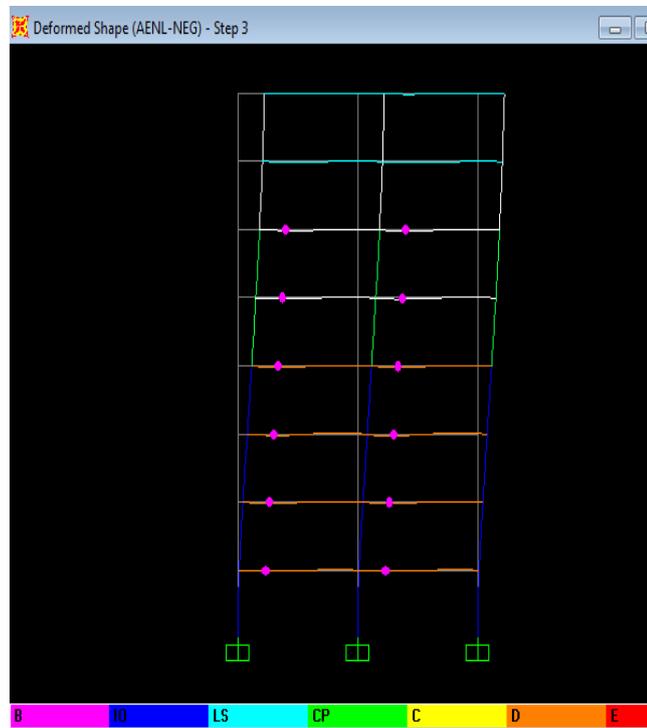


Figura 71. Análisis Pushover etapa 3 dirección Y ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García

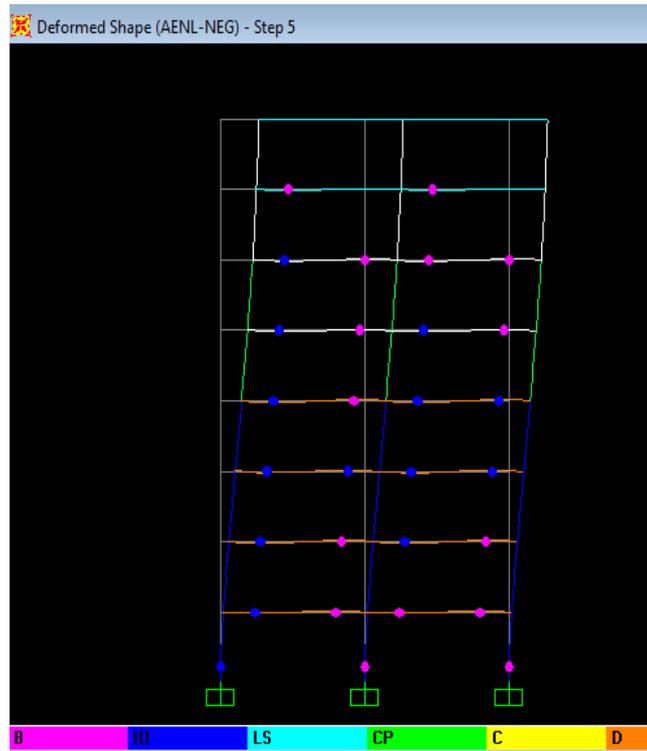


Figura 72. Análisis Pushover etapa 5 dirección Y ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García

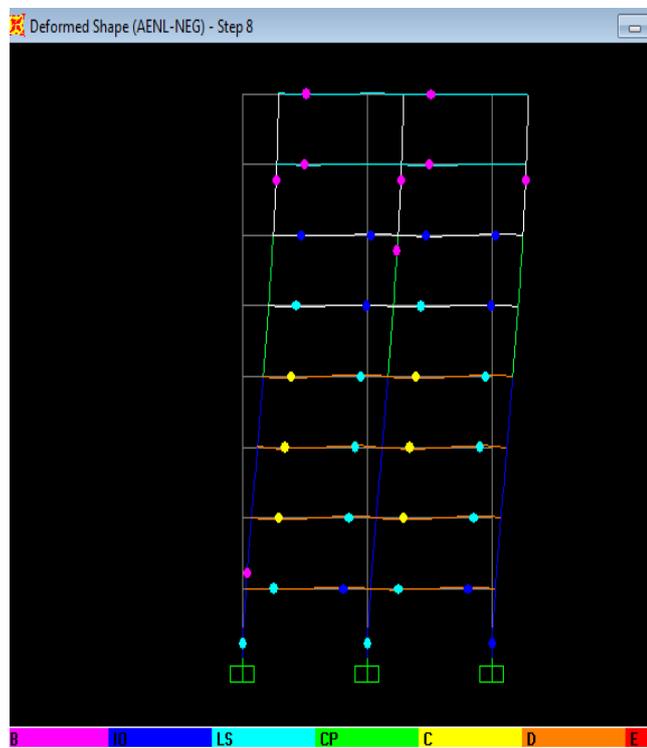


Figura 73. Análisis Pushover etapa 8 dirección Y ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García

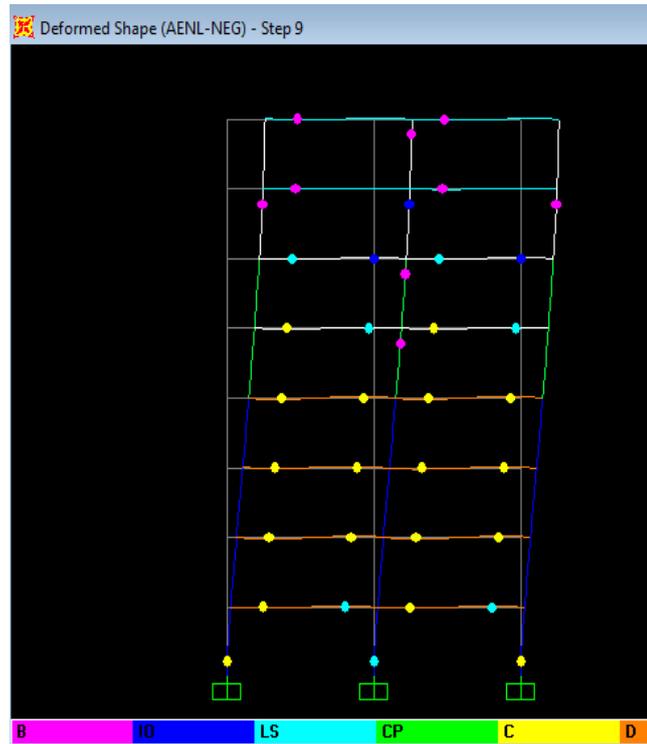


Figura 74. Análisis Pushover etapa 9 dirección Y ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García

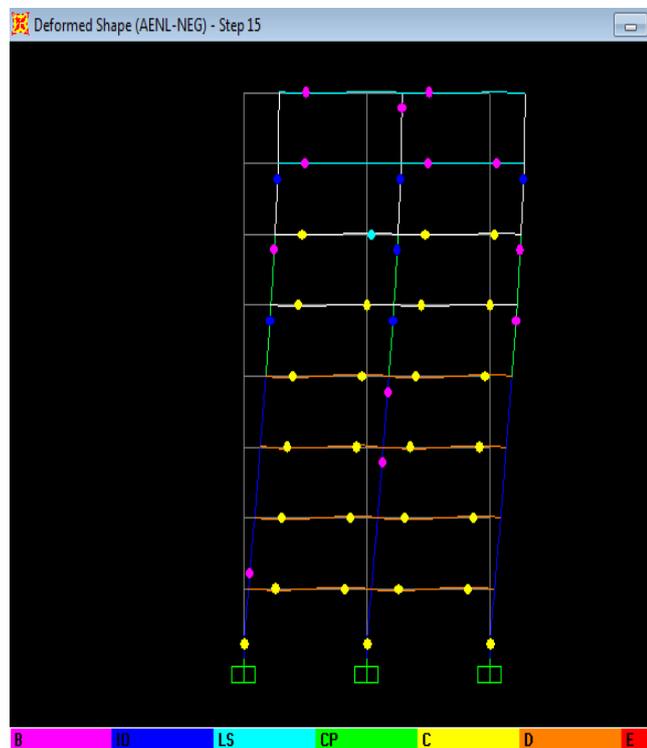


Figura 75. Análisis Pushover etapa 15 dirección Y ASCE 7-16
Fuente: Choez Franco-García García

Anexo 4: Análisis No Lineal del diseño NEC 15

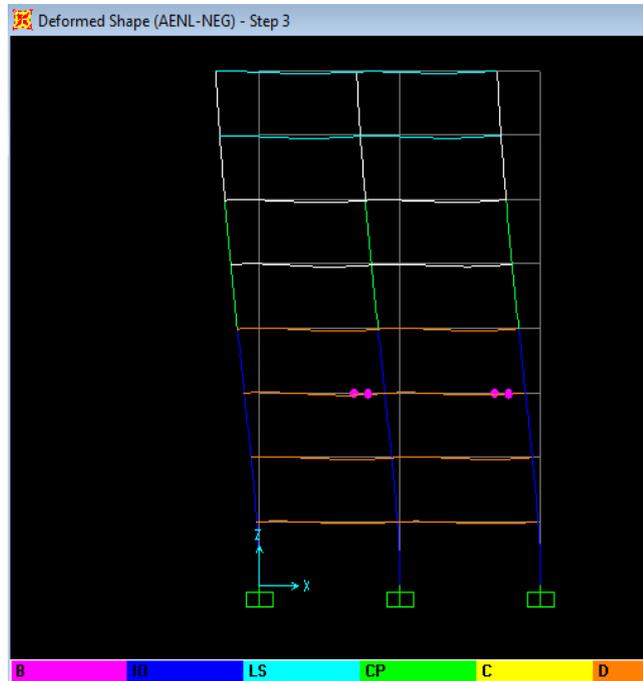


Figura 76. Análisis Pushover etapa 3 dirección X NEC-15
Fuente: Choez Franco-García García

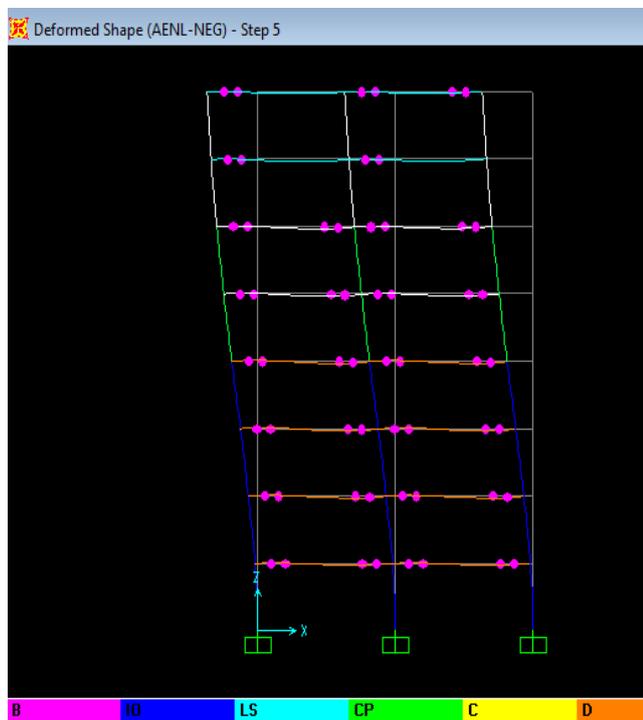


Figura 77. Análisis Pushover etapa 5 dirección X NEC-15
Fuente: Choez Franco-García García

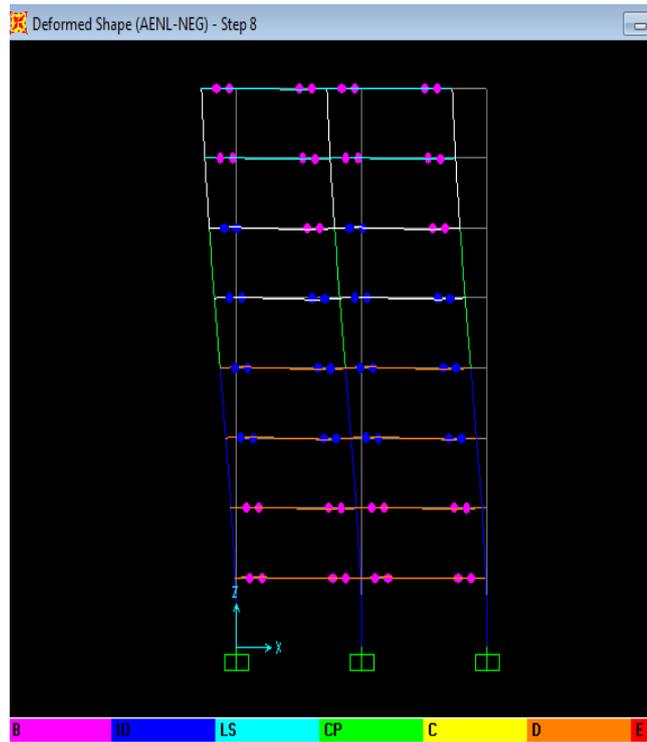


Figura 78. Análisis Pushover etapa 8 dirección X NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

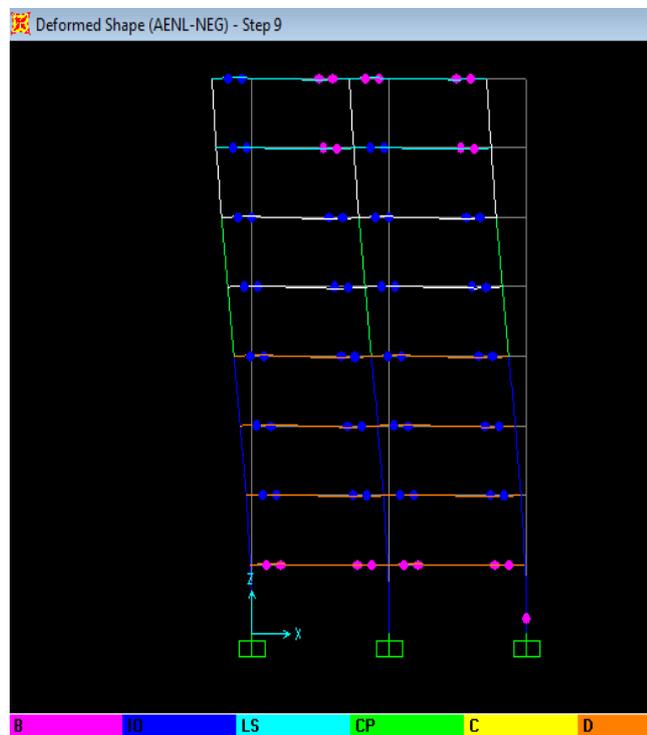


Figura 79. Análisis Pushover etapa 9 dirección X NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

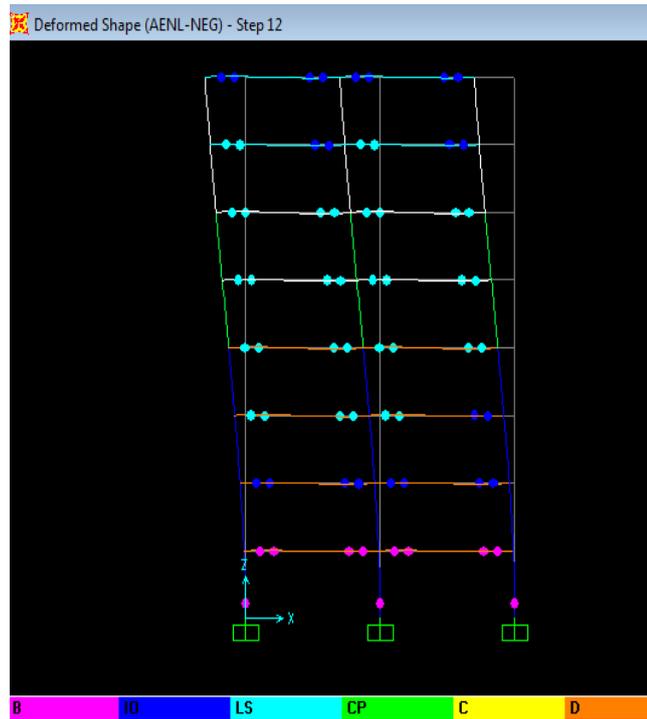


Figura 80. Análisis Pushover etapa 12 dirección X NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

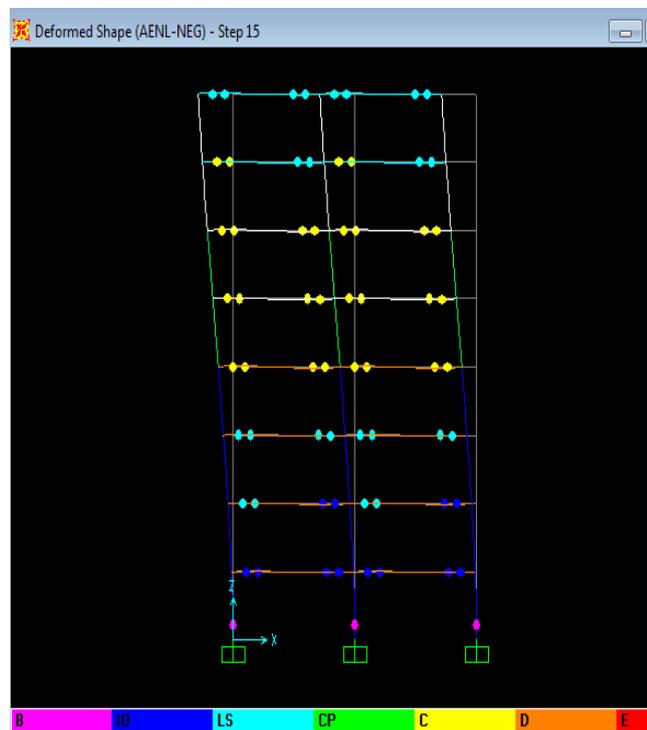


Figura 81. Análisis Pushover etapa 15 dirección X NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

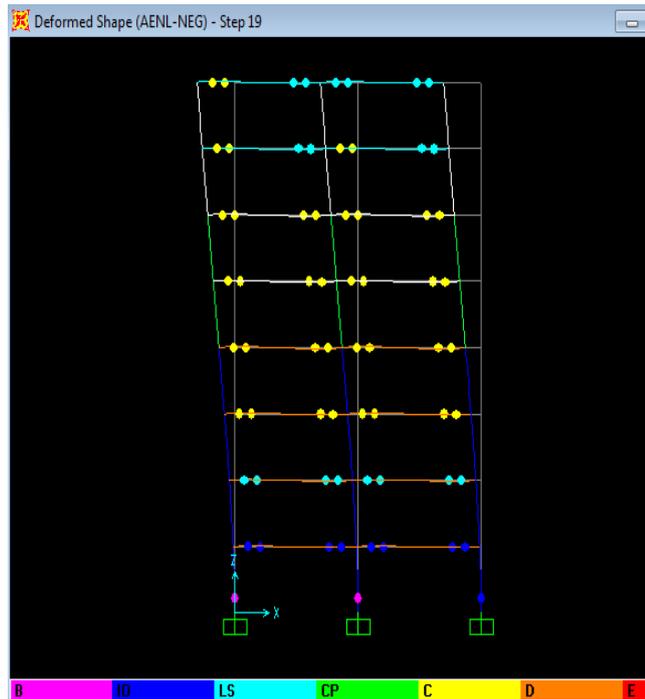


Figura 82. Análisis Pushover etapa 19 dirección X NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

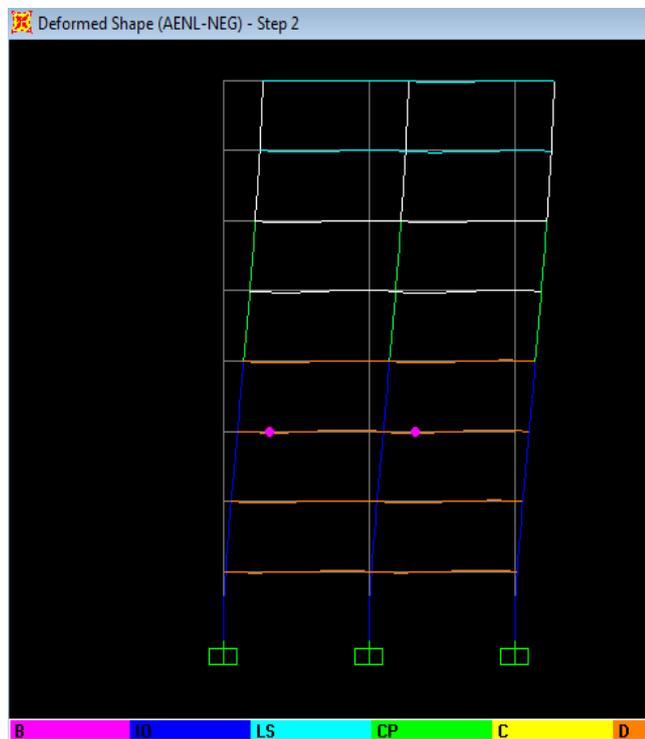


Figura 83. Análisis Pushover etapa 2 dirección Y NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

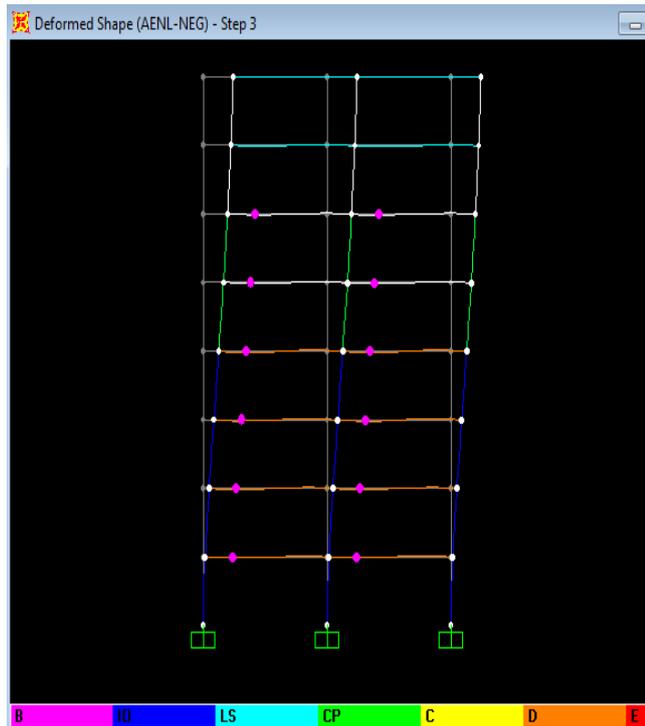


Figura 84. Análisis Pushover etapa 3 dirección Y NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

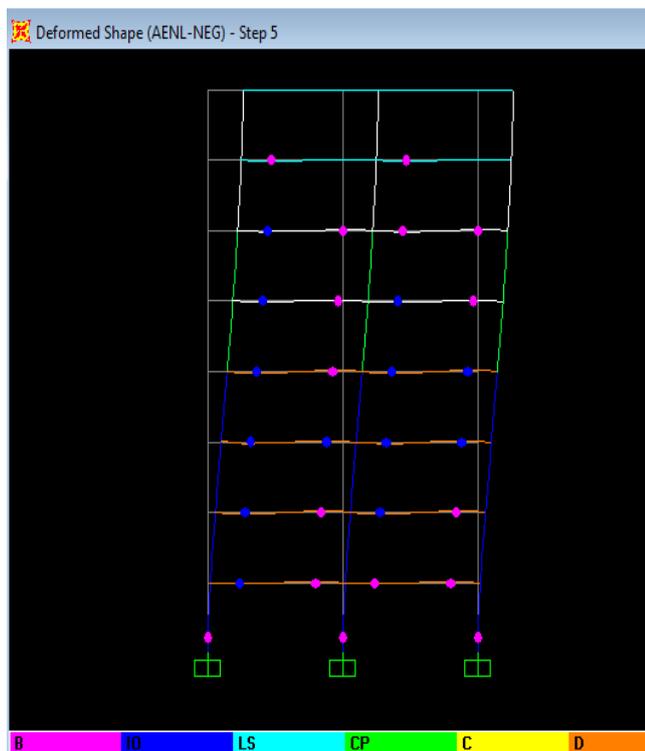


Figura 85. Análisis Pushover etapa 5 dirección Y NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

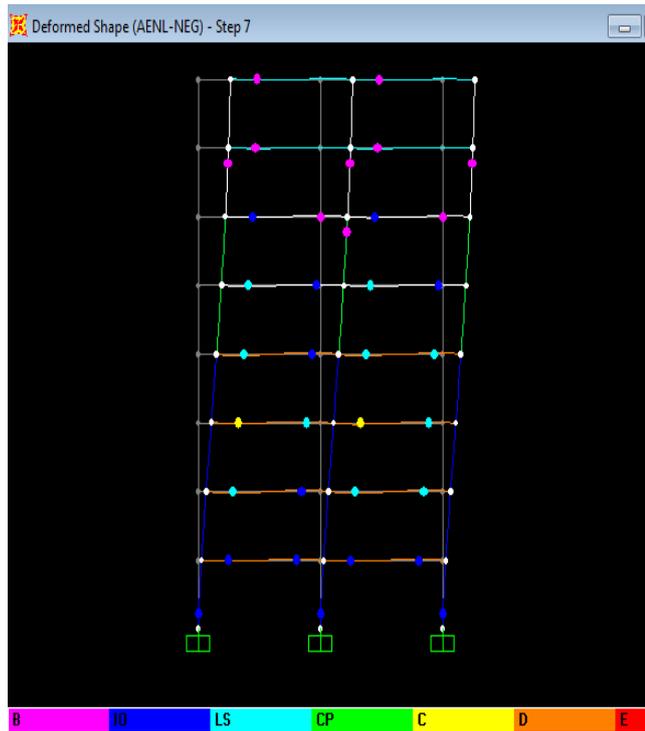


Figura 86. Análisis Pushover etapa 7 dirección Y NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García

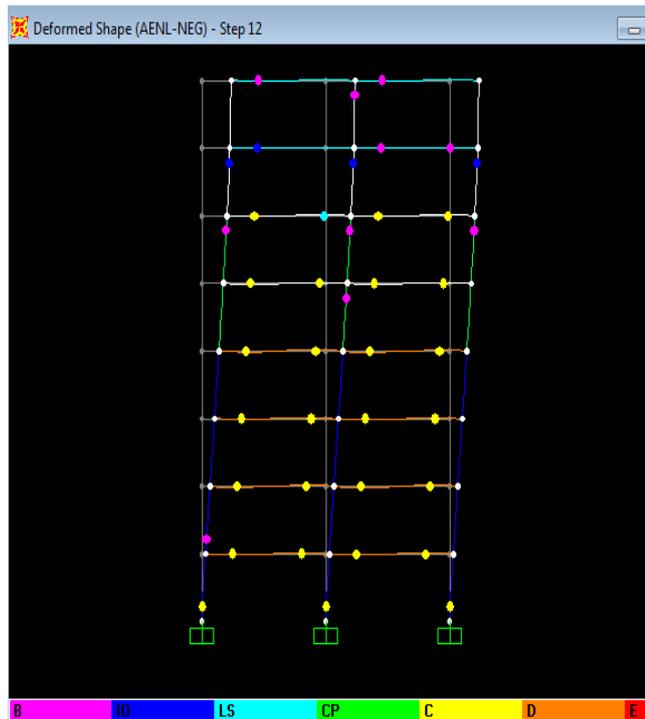


Figura 87. Análisis Pushover etapa 12 dirección Y NEC-15

Fuente: Choez Franco-García García