



Universidad Católica Andrés Bello
Vicerrectorado Académico
Dirección General de los Estudios de Postgrado
Área: Ingeniería
Programa: Ingeniería Estructural

**“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE EN
EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO DE BAJA ALTURA, CON
SECCIONES DE MIEMBROS INFERIORES A LAS ESTABLECIDAS POR LA
NORMA COVENIN 1753:2006”**

Trabajo especial de grado presentado como parte de los requisitos para optar al

Título de Especialista en Ingeniería Estructural

Autor:

Magaly Guiñez

Asesor:

Ing. MSc. Guillermo Bonilla

Noviembre de 2017

*A Dios por darme las fuerzas
necesarias en cada etapa, a mis padres
por su maravilloso ejemplo de vida.*

AGRADECIMIENTOS

Al Ing Msc. Guillermo Bonilla por darme la oportunidad de desarrollar esta investigación bajo su asesoría, y por todos los conocimientos brindados en el transcurso de esta especialización.

A mis padres y familia por su apoyo incondicional, por no permitirme decaer en momentos difíciles, motivándome en cada paso hacia mi crecimiento como profesional.

Al ingeniero Elio Esis, por compartir conmigo cada etapa de esta especialización, cada viaje y cada espera, mil gracias no son suficientes.

A mi casa de estudios Universidad Católica Andrés Bello, por permitirme realizar esta especialización bajo la tutoría de tan excelentes profesionales.

Caracas, Noviembre de 2017.

Señores

Director y demás integrantes

Consejo de Área de Ingeniería

UCAB,

Presentes.-

Referencia: Aprobación de Asesor

Estimados Señores:

Por medio de la presente hago constar que he leído y revisado el Trabajo Especial de Grado titulado **“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE EN EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO DE BAJA ALTURA, CON SECCIONES DE MIEMBROS INFERIORES A LAS ESTABLECIDAS POR LA NORMA COVENIN 1753:2006”**, desarrollado por la Ing. Magaly Guiñez, titular de la cédula de identidad número 19.621.784, como requisito parcial para optar al Título de **Especialista en Ingeniería Estructural**.

A partir de dicha lectura y revisión considero que el mencionado Trabajo Especial de Grado cumple con los requisitos y reúne los méritos suficientes para su evaluación exposición por parte del distinguido Jurado que tenga(n) a bien designar.

Atentamente,

Ing. MSc. Guillermo Bonilla



UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
VICERRECTORADO ACADÉMICO
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
ÁREA DE INGENIERIA
PROGRAMA: INGENIERIA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SISMORRESISTENTE EN
EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO DE BAJA ALTURA, CON
SECCIONES DE MIEMBROS INFERIORES A LAS ESTABLECIDAS POR
LA NORMA COVENIN 1753:2006**

Autor: Ing. Magaly Guíñez.
Asesor: Ing. MSc. Guillermo Bonilla.
Fecha: Noviembre, 2017.

RESUMEN

La Norma COVENIN 1753:2006 Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural, establece dentro de sus requisitos para edificaciones sismorresistentes con nivel de diseño tres (ND3), dimensiones mínimas a utilizar en las secciones de los miembros estructurales vigas y columnas, a fin de garantizar el correcto comportamiento de las edificaciones; sin embargo, dichas consideraciones contribuyen a la existencia de edificaciones de baja altura con elementos estructurales sobredimensionados, ocasionando incrementos notables en los costos empleados para la construcción. La presente investigación buscó evaluar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado, con secciones en miembros estructurales inferiores a las establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, a fin de optimizar el diseño y cálculo de los elementos estructurales que conforman un sistema, garantizando de igual manera resistencia, economía, seguridad y un correcto estado funcional de la edificación. La investigación fue de tipo evaluativa, con diseño experimental; se realizaron seis modelos estructurales, tomando como caso de estudio una edificación de uso residencial de uno, dos y tres niveles evaluados en zona sísmica (5). Al utilizar dimensiones inferiores a las especificadas por la Norma, se obtuvo un ahorro promedio en el volumen de concreto del 20.28% y un ahorro promedio en la cantidad de acero requerido de 2.70%. Demostrando que el desempeño de este tipo de edificaciones representa una alternativa viable garantizando de igual forma la seguridad de la estructura, cumpliendo con todos los parámetros de diseño exigidos en la normativa.

Palabras Clave: COVENIN 1753:2006, Secciones, vigas, columnas.

ÍNDICE GENERAL

REFERENCIA: ACEPTACIÓN DE ASESOR.....	IV
RESUMEN.....	V
ÍNDICE GENERAL	VI
LISTA DE FIGURAS	IX
LISTA DE CUADROS	XV
INTRODUCCIÓN.....	17
CAPÍTULO I	20
EL PROBLEMA.....	20
Planteamiento del Problema.....	20
Objetivos de la investigación	22
Objetivo general	22
Objetivos específicos	22
Justificación	23
Alcance	24
Limitaciones.....	26
CAPÍTULO II	28
MARCO TEÓRICO.....	28
ANTECEDENTES.....	28
BASES LEGALES	30
Normativa Nacional.....	30
Normativa Internacional	31
BASES TEÓRICAS	31
Sismicidad en Venezuela.....	31
Riesgo, amenaza y vulnerabilidad sísmica en Venezuela	33

Requisitos mínimos de diseño Estructuras de concreto reforzado COVENIN 1753:2006	35
Requisitos del comportamiento sísmico COVENIN 1756:2001	38
Combinaciones de carga para el diseño	54
Requisitos adicionales COVENIN 1753:2006	55
Programa estructural ETABS	59
GLOSARIO.....	61
CAPITULO III	64
MARCO METODOLÓGICO	64
Consideraciones Generales	64
Tipo de la Investigación	64
Diseño de la Investigación	65
Diseño de las Fases Metodológicas	65
Técnicas e Instrumentos de Recolección de la Información	67
Operacionalización de Objetivos	69
CAPÍTULO IV.....	72
PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	72
Datos de la edificación.....	72
Resultados Comparativos Modelos Caso 1 y 2.	76
Análisis de las estructuras	82
Diseño de los miembros.....	88
Resultados Comparativos Modelos Caso 3 y 4.	104
Análisis de las estructuras	112
Diseño de los miembros.....	118
Resultados Comparativos Modelos Caso 5 y 6.	134
Análisis de las estructuras.	144
Diseño de los miembros.....	151
Comparación Volumen de Concreto y Acero de Refuerzo	174

CAPÍTULO V	176
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	176
Conclusiones	176
Recomendaciones	178
REFERENCIAS CONSULTADAS.....	179

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Geometría de la placa Caribe.	33
Figura 2. Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela.	35
Figura 3. Espectro de Respuesta Elástico ($R=1$).	47
Figura 4. Área efectiva del Nodo.....	59
Figura 5. Espectro de Respuesta Elástico e Inelástico.	75
Figura 6. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3 Caso 1 y 2.	77
Figura 7. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 1 y 2.....	77
Figura 8. Planta Techo, Elev. +5.78 m Caso 1 y 2.....	78
Figura 9. Pórtico 1 Caso 1 y 2.....	78
Figura 10. Pórtico 2 Caso 1 y 2.....	79
Figura 11. Pórtico 3 Caso 1 y 2.....	79
Figura 12. Pórtico 4 Caso 1 y 2.....	79
Figura 13. Pórtico 5 Caso 1 y 2.....	80
Figura 14. Periodo vs Modo de vibración Caso 1 y 2.....	83
Figura 15. Fuerza cortante por piso en dirección X Caso 1 y 2.	84
Figura 16. Fuerza cortante por piso en dirección Y Caso 1 y 2.	84
Figura 17. Derivas por piso en dirección X Caso 1 y 2.	87
Figura 18. Derivas por piso en dirección Y Caso 1 y 2.	87
Figura 19. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 1.....	88
Figura 20. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 2.....	88
Figura 21. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 1.....	89
Figura 22. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 2.....	89
Figura 23. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 1.....	89
Figura 24. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 2.....	90
Figura 25. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 1.....	90
Figura 26. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 2.....	90
Figura 27. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 1.....	91
Figura 28. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 2.....	91

Figura 29. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 1.	91
Figura 30. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 2.	92
Figura 31. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 1.	92
Figura 32. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 2.	92
Figura 33. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 1.	93
Figura 34. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 2.	93
Figura 35. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 1.	93
Figura 36. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 2.	94
Figura 37. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 1.	94
Figura 38. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 2.	94
Figura 39. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 1.	95
Figura 40. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 2.	95
Figura 41. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 1.....	96
Figura 42. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 2.....	96
Figura 43. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 1.....	97
Figura 44. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 2.....	97
Figura 45. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 1.....	97
Figura 46. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 2.....	98
Figura 47. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 1.....	98
Figura 48. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 2.....	98
Figura 49. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 1.....	99
Figura 50. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 2.....	99
Figura 51. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 1 – Caso 1.....	100
Figura 52. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 1 – Caso 2.....	100
Figura 53. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 2 – Caso 1.....	101
Figura 54. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 2 – Caso 2.....	101
Figura 55. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 3 – Caso 1.....	101
Figura 56. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 3 – Caso 2.....	102
Figura 57. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 4 – Caso 1.....	102
Figura 58. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 4 – Caso 2.....	102

Figura 59. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 5 – Caso 1.....	103
Figura 60. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 5 – Caso 2.....	103
Figura 61. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3 Caso 3 y 4.	104
Figura 62. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 3 y 4.....	105
Figura 63. Planta Nivel 1, Elev. +5.78 m 3 y 4.	105
Figura 64. Planta Nivel 1, Elev. +8.67 m Caso 3 y 4.....	106
Figura 65. Pórtico 1 Caso 3 y 4.....	106
Figura 66. Pórtico 2 Caso 3 y 4.....	107
Figura 67. Pórtico 3 Caso 3 y 4.....	107
Figura 68. Pórtico 4 Caso 3 y 4.....	107
Figura 69. Pórtico 5 Caso 3 y 4.....	108
Figura 70. Periodo vs Modo de vibración Caso 3 y 4.....	113
Figura 71. Fuerza cortante por piso en dirección X Caso 3 y 4.	114
Figura 72. Fuerza cortante por piso en dirección Y Caso 3 y 4.	114
Figura 73. Derivas por piso en dirección X.	117
Figura 74. Derivas por piso en dirección Y.	117
Figura 75. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 3.....	118
Figura 76. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 4.....	119
Figura 77. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 3.....	119
Figura 78. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 4.....	119
Figura 79. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 3.....	120
Figura 80. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 4.....	120
Figura 81. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 3.....	120
Figura 82. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 4.....	121
Figura 83. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 3.....	121
Figura 84. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 4.....	121
Figura 85. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 3.	122
Figura 86. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 4.	122
Figura 87. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 3.	122
Figura 88. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 4.	123

Figura 89. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 3.	123
Figura 90. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 4.	123
Figura 91. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 3.	124
Figura 92. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 4.	124
Figura 93. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 3.	124
Figura 94. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 4.	125
Figura 95. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 3.	125
Figura 96. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 4.	125
Figura 97. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 3.....	126
Figura 98. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 4.....	127
Figura 99. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 3.....	127
Figura 100. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 4.....	127
Figura 101. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 3.....	128
Figura 102. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 4.....	128
Figura 103. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 3.....	128
Figura 104. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 4.....	129
Figura 105. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 3.....	129
Figura 106. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 4.....	129
Figura 107. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 1 – Caso 3.....	130
Figura 108. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 1 – Caso 4.....	131
Figura 109. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 2 – Caso 3.....	131
Figura 110. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 2 – Caso 4.....	131
Figura 111. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 3 – Caso 3.....	132
Figura 112. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 3 – Caso 4.....	132
Figura 113. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 4 – Caso 3.....	132
Figura 114. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 4 – Caso 4.....	133
Figura 115. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 5 – Caso 3.....	133
Figura 116. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 5 – Caso 4.....	133
Figura 117. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3 Caso 5 y 6.....	134
Figura 118. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 5 y 6.....	135

Figura 119. Planta Nivel 2, Elev. +5.78 m Caso 5 y 6.....	135
Figura 120. Planta Nivel 3, Elev. +8.67 m Caso 5 y 6.....	136
Figura 121. Planta Nivel Techo Escalera, Elev. +11.56 m Caso 5 y 6.....	136
Figura 122. Pórtico 1 Caso 5 y 6.....	137
Figura 123. Pórtico 2 Caso 5 y 6.....	137
Figura 124. Pórtico 3 Caso 5 y 6.....	138
Figura 125. Pórtico 4 Caso 5 y 6.....	138
Figura 126. Pórtico 5 Caso 5 y 6.....	139
Figura 127. Periodo vs Modo de vibración Caso 5 y 6.....	146
Figura 128. Fuerza cortante por piso en dirección X Caso 5 y 6.	147
Figura 129. Fuerza cortante por piso en dirección Y Caso 5 y 6.	147
Figura 130. Derivas por piso en dirección X.	150
Figura 131. Derivas por piso en dirección Y.	151
Figura 132. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 5.....	152
Figura 133. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 6.....	152
Figura 134. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 5.....	153
Figura 135. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 6.....	153
Figura 136. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 5.....	154
Figura 137. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 6.....	154
Figura 138. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 5.....	155
Figura 139. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 6.....	155
Figura 140. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 5.....	156
Figura 141. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 6.....	156
Figura 142. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 5.	157
Figura 143. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 6.	157
Figura 144. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 5.	158
Figura 145. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 6.	158
Figura 146. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 5.	159
Figura 147. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 6.	159
Figura 148. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 5.	160

Figura 149. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 6.	160
Figura 150. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 5.	161
Figura 151. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 6.	161
Figura 152. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 5.	162
Figura 153. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 6.	162
Figura 154. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 5.....	163
Figura 155. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 6.....	164
Figura 156. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 5.....	164
Figura 157. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 6.....	165
Figura 158. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 5.....	165
Figura 159. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 6.....	166
Figura 160. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 5.....	166
Figura 161. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 6.....	167
Figura 162. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 5.....	167
Figura 163. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 6.....	168
Figura 164. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 1 – Caso 5.....	169
Figura 165. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 1 – Caso 6.....	169
Figura 166. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 2 – Caso 5.....	170
Figura 167. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 2 – Caso 6.....	170
Figura 168. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 3 – Caso 5.....	171
Figura 169. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 3 – Caso 6.....	171
Figura 170. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 4 – Caso 5.....	172
Figura 171. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 4 – Caso 6.....	172
Figura 172. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 5 – Caso 5.....	173
Figura 173. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 5 – Caso 6.....	173
Figura 174. Volumen de Concreto.	174
Figura 175. Kgf Acero reforzado	175

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1: Casos de análisis.	26
Cuadro 2: Valores de Coeficiente de Aceleración Horizontal (A_0).....	38
Cuadro 3: Forma espectral y factor de corrección ϕ	39
Cuadro 4: Factor de importancia.....	41
Cuadro 5: Niveles de Diseño ND.	41
Cuadro 6: Selección método de análisis edificios de estructura regular	43
Cuadro 7: Factores de reducción R.	46
Cuadro 8: Valores de T^* , β y p	48
Cuadro 9: Valores de $T^{+ (1)}$	48
Cuadro 10: Valores límites de deriva COVENIN 1756-2001.....	54
Cuadro 11: Combinaciones de Carga COVENIN 1753-2006.	54
Cuadro 12: Propiedades de los materiales.	73
Cuadro 13: Acciones Permanentes.	74
Cuadro 14: Acciones Variables.....	74
Cuadro 15: Resumen Secciones Caso 1 y 2.	80
Cuadro 16: Sumatoria Masas Participativas Caso 1 y 2.	82
Cuadro 17: Fuerza Cortante por Piso Caso 1 y 2.	84
Cuadro 18: Cortante Basal Mínimo Caso 1 y 2.....	85
Cuadro 19: Efecto P- Δ Caso 1 y 2.....	86
Cuadro 20: Derivas de Piso Caso 1 y 2.	86
Cuadro 21: Resumen Secciones Caso 3 y 4.	108
Cuadro 22: Sumatoria Masas Participativas 3 y 4.	112
Cuadro 23: Fuerza Cortante por Piso Caso 3 y 4.	114
Cuadro 24: Cortante Basal Mínimo Caso 3 y 4.....	115
Cuadro 25: Efecto P- Δ Caso 3 y 4.....	116
Cuadro 26: Derivas de Piso.	116
Cuadro 27: Resumen Secciones Caso 5 y 6.	139
Cuadro 28: Sumatoria Masas Participativas.	145

Cuadro 29: Fuerza Cortante por Piso Caso 5 y 6.	146
Cuadro 30: Cortante Basal Mínimo Caso 5 y 6.....	148
Cuadro 31: Efecto P- Δ Caso 5 y 6.....	149
Cuadro 32: Derivas de Piso Caso 5 y 6.....	150

INTRODUCCIÓN

En los últimos años ha sido evidente como la construcción de edificaciones en Venezuela ha disminuido producto de la situación económica que atraviesa el país. La escasez de materiales de construcción y el elevado costo de los mismos han incidido directamente en el desarrollo del sector construcción.

Aunado a lo expuesto, resulta de importancia destacar que gran parte de las edificaciones, presentan miembros estructurales cuyas dimensiones suelen ser mayores a los que exige su solicitud, trayendo consigo espacios poco aprovechables y principalmente incrementos notables en los costos empleados para la construcción.

Dicha situación, se encuentra relacionada con las dimensiones mínimas establecidas para las secciones de vigas y columnas especificadas por los códigos normativos venezolanos; tal es el caso de lo expuesto por la Norma COVENIN 1753:2006 Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural

Debido a las situaciones descritas, hoy por hoy resulta imperante optimizar el diseño y cálculo de los miembros estructurales que conforman una edificación, a fin de contribuir con la reducción de los costos finales y de esta manera contar con alternativas de construcción más económicas.

En tal sentido, la presente investigación propone evaluar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado hasta tres niveles, con secciones en vigas y columnas inferiores a las establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006 Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural, a fin de corroborar si realmente se justifica la utilización de dichas dimensiones en estructuras menos solicitadas.

Para ello se propone determinar la influencia de dimensiones menores a las exigidas normativamente, sobre el comportamiento de edificaciones tipificables de uso residencial, de uno (1), dos (2) y tres (3) niveles, ubicadas específicamente en zona sísmica 5.

En tal sentido, esta investigación, se divide en cuatro capítulos, distribuidos de la siguiente forma:

En el Capítulo I, se desarrolla el planteamiento del problema, los objetivos y la justificación de la investigación, delimitándola a la evaluación del comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado hasta tres niveles ubicados en zona sísmica 5, con secciones en vigas y columnas inferiores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006. De igual forma, se exponen las limitaciones de la investigación.

En el Capítulo II, se introducen los antecedentes de la investigación presentando una síntesis de investigaciones previamente realizadas que utilizaron dimensiones en secciones de vigas y columnas inferiores a las establecidas por los códigos normativos venezolanos. Se detallan las bases legales nacionales e internacionales en las cuales se fundamenta la investigación.

Se detalla de igual forma la situación de la normativa actual en Venezuela respecto a restricciones en tema de dimensiones en secciones que deben presentar los elementos estructurales, describiendo los requisitos sismorresistentes a cumplir según lo especificado por la Norma COVENIN 1753:2006.

En el Capítulo III, se establece el marco metodológico de la investigación definiéndola del tipo evaluativo. Se establece el diseño de la investigación como experimental de tipo cuasiexperimental y se describen las cinco (5) fases en las cuales estará dividida la misma. Se define la observación documental, el análisis documental y de contenido como técnicas principales de análisis de la información.

Finalmente se expone el capítulo IV, en donde se detallan los resultados obtenidos para cada caso de estudio, permitiendo realizar las comparaciones entre los comportamientos sismorresistentes presentados para cada tipo de estructura. Los resultados se presentan en tablas y gráficos de elaboración propia y extraídas del Software para estructuras utilizado ETABS v16.0.3. De igual forma se exponen las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

La construcción de edificaciones en Venezuela ha disminuido considerablemente en los últimos años por diversas razones, entre las cuales se pueden mencionar la escasez de materiales de construcción y el elevado costo que implica la adquisición de los mismos.

En tal sentido, hoy por hoy resulta imperante optimizar el diseño y cálculo de los elementos estructurales que conforman un sistema, con el fin de obtener resistencia, seguridad y un correcto estado funcional de la edificación, garantizando a su vez la economía del proyecto.

Dentro de este contexto, en Venezuela se observa una gran cantidad de edificaciones con elementos estructurales sobredimensionados, que traen consigo una serie de problemas relacionados a espacios poco aprovechables e incrementos notables en los costos empleados para la construcción.

Cabe destacar que la situación descrita, responde en parte a los requisitos especificados por los códigos normativos venezolanos; tal es el caso de lo expuesto por la Norma COVENIN 1753:2006 Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural, la cual establece dentro de sus requisitos en edificaciones sismorresistentes para nivel de diseño tres (ND3), dimensiones mínimas a utilizar en los miembros estructurales vigas y columnas, a fin de garantizar el correcto comportamiento de las edificaciones.

En este enfoque, dicha Norma establece dentro de estas restricciones, la anchura mínima de la viga, el cual está restringido a 25 cm, y la menor dimensión transversal en columnas medida a lo largo de su centro geométrico, la cual no puede ser menor a 30 cm, pudiendo ser dichas restricciones adecuadas para las edificaciones en general de distintas alturas; sin embargo, para el caso de estructuras de baja altura tipificables menos solicitadas pudieran resultar conservadoras.

Por tal razón, a fin de evaluar cuál sería el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado, con secciones en vigas y columnas inferiores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, se considera necesario realizar investigaciones que permitan determinar si realmente se justifica la utilización de estas dimensiones en estructuras menos solicitadas, como es el caso de edificaciones de uso residencial hasta tres niveles.

En consideración con lo citado, la presente investigación propone evaluar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado hasta tres niveles, con secciones de miembros inferiores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, permitiendo de esta manera verificar si resulta factible establecer condiciones normativas especiales para determinado tipo de edificaciones, que garanticen de igual manera el correcto comportamiento estructural de la edificación.

Como consecuencia de esta optimización en las dimensiones de los miembros, se lograrían variar las cargas permanentes al reducir las secciones de concreto en vigas y columnas, las áreas de acero de refuerzo longitudinal y transversal, y las áreas de encofrado, incidiendo estos cambios por ende, en los costos finales de la edificación.

De igual manera, esta investigación permitiría fijar una base sólida para futuros trabajos de investigación que promuevan la actualización de los códigos normativos venezolanos, en lo concerniente a la aplicación de restricciones menos conservadoras.

Objetivos de la investigación

Objetivo general

Evaluar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado hasta tres niveles, con miembros de secciones inferiores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, ubicadas en zona sísmica 5.

Objetivos específicos

1. Determinar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado, con secciones en vigas y columnas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006 en zona sísmica 5.
2. Establecer la influencia de dimensiones menores a las exigidas normativamente, sobre el comportamiento de edificaciones tipificables de un (1) nivel en zona sísmica 5.
3. Verificar la influencia de dimensiones menores a las exigidas normativamente, sobre el comportamiento de edificaciones tipificables de dos (2) niveles en zona sísmica 5.

4. Determinar la influencia de dimensiones menores a las exigidas normativamente, sobre el comportamiento de edificaciones tipificables de tres (3) niveles en zona sísmica 5.

Justificación

Actualmente la normativa venezolana para el diseño y análisis de estructuras de concreto reforzado, establece dimensiones mínimas para miembros estructurales vigas y columnas, con el fin de garantizar el correcto comportamiento estructural de las edificaciones; sin embargo, dichas dimensiones pueden resultar ser muy conservadoras al momento de diseñar estructuras tipificables menos solicitadas.

En la presente investigación, se pretende evaluar cómo afectan dimensiones menores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006 en miembros de edificaciones de concreto reforzado hasta tres niveles, centrándose en la determinación de la influencia de dimensiones menores a las exigidas normativamente sobre las edificaciones descritas.

Dado que Venezuela es un país con un alto riesgo sísmico, resulta imperante la necesidad de evaluar esta investigación en una zona de alta sismicidad, como lo es el caso de la zona sísmica 5, la cual presenta un sistema de fallas activas tales como, los sistemas de fallas de Bocono, San Sebastián y la Victoria, donde se encuentran Ciudades importantes como Barquisimeto, Distrito Capital, Valencia, Mérida, Los Teques entre otras Ciudades de gran desarrollo urbano.

Lo expuesto, evidencia que el desarrollo urbano del país se encuentra sobre zonas con trazas de fallas activas, por lo que al evaluar la investigación en

zona sísmica 5, se estaría representando de igual manera una de las zonas de mayor inversión a nivel de construcción.

En tal sentido, el desarrollo de investigaciones que describan el comportamiento sismorresistente de edificaciones en concreto reforzado, diseñadas con dimensiones de secciones en vigas y columnas inferiores a las especificadas por la normativa venezolana, permitiría determinar si realmente se justifica aplicar estas dimensiones mínimas en estructuras menos solicitadas, o si bien estas resultan ser muy conservadoras para estos casos específicamente.

En este contexto, si se lograran llevar a cabo las reducciones en las mencionadas dimensiones garantizando de igual manera la seguridad de la estructura, se estarían disminuyendo el tamaño de columnas y vigas, reduciendo directamente las cargas permanentes, siendo esto un beneficio financiero directo capaz de cuantificarse con bastante aproximación.

En relación a lo citado, las bases teóricas que se logren obtener de esta evaluación, servirán como base a nuevas investigaciones en el área, que busquen optimizar el diseño y calculo estructural, permitiendo de esta manera crear los fundamentos teóricos necesarios para lograr la futura incorporación de estos parámetros en los códigos normativos del país.

Alcance

La presente investigación comprende la evaluación del comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado de baja altura, con secciones de miembros inferiores a las establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, ubicadas en zona sísmica 5.

Dentro del alcance de esta investigación se presenta el cálculo y diseño estructural de edificaciones de concreto reforzado tipificables, de uso residencial, tipo I, nivel de diseño tres (ND3).

Se utiliza para la evaluación de las estructuras, el método de análisis dinámico espacial de superposición modal, realizando modelos matemáticos mediante el software ETABS v16.0.3, a fin de determinar la influencia de las sollicitaciones sísmicas sobre la estructura en aspectos como resistencia en miembros vigas y columnas, condición columna fuerte-viga débil, corte en los nodos, efecto P- Δ y control de desplazamientos laterales.

Las variables a evaluar se especifican a continuación:

1. Dimensiones de secciones en vigas y columnas: Dimensiones mínimas especificadas por la Norma venezolana COVENIN 1753:2006 Vs Dimensiones optimizadas por el cálculo estructural.
2. Número de niveles: uno (1), dos (2) y tres (3).
3. Zona sísmica: Cinco (5).
4. Dentro de las variables que evaluarán el comportamiento sismorresistente se encuentran: la revisión del cortante basal, verificación del efecto P- Δ , control de desplazamientos laterales máximos, área de acero requerida en los miembros, criterio de columna fuerte viga débil, corte en los nodos.

Se generarán un total de seis (6) casos de análisis (Ver cuadro 1), identificados a continuación:

1. CASO 1.

Diseño de miembros normalizados, un (1) nivel, Zona Sísmica cinco (5).

2. CASO 2.

Diseño de miembros optimizados, un (1) nivel, Zona Sísmica cinco (5).

3. CASO 3.

Diseño de miembros normalizados, dos (2) niveles, Zona Sísmica cinco (5).

4. CASO 4.

Diseño de miembros optimizados, dos (2) niveles, Zona Sísmica cinco (5).

5. CASO 5

Diseño de miembros normalizados, tres (3) niveles, Zona Sísmica cinco (5).

6. CASO 6.

Diseño de miembros optimizados, tres (3) niveles, Zona Sísmica cinco (5).

Cuadro 1: Casos de análisis.

CASOS DE ESTUDIO	TIPO DE MIEMBROS	NÚMERO DE NIVELES	ZONA SÍSMICA
Caso 1	Normalizados	1	5
Caso 2	Optimizados	1	5
Caso 3	Normalizados	2	5
Caso 4	Optimizados	2	5
Caso 5	Normalizados	3	5
Caso 6	Optimizados	3	5

Nota: Elaboración propia.

Limitaciones

La investigación se limita al estudio de modelos definidos por una edificación de concreto reforzado tipificable, hasta tres niveles con una altura no mayor a 12 metros, ubicada en zona sísmica 5.

Se limita la investigación al análisis según los espectros elástico e inelástico especificados por la Norma venezolana COVENIN 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes.

Respecto a los estudios de suelo, se limita al uso de suelos blandos/sueltos con una forma modal S2 y un factor de corrección 0,9.

La investigación, no incluye el cálculo de la infraestructura de los casos de análisis, por lo que se limita exclusivamente al análisis y diseño de la superestructura.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

ANTECEDENTES

A continuación se exponen algunos de los antecedentes que se consideran servirán como base para la presente investigación:

De la Torre, P (2009), *Diseño de un edificio de vivienda de 6 niveles en concreto armado*, basó su proyecto de investigación en el análisis y diseño de un edificio de cinco (5) pisos y un (1) semisótano con un área de construcción total de 1,030 m². El sistema estructural del edificio de concreto reforzado estuvo conformado por muros de corte, columnas y vigas, con techos aligerados prefabricados y losas macizas, utilizando como materiales de construcción concreto f'_c 210 kgf/cm² y acero de refuerzo A615 Gr60. Se desarrolló un modelo tridimensional en el programa de cálculo ETABS, el cual se utilizó para realizar el análisis por cargas de gravedad y de sismo. El proceso de análisis y diseño se realizó siguiendo el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.) Peruano. Para dicho proyecto, se utilizaron columnas de dimensiones 25x90 cm, vigas de 25x65 cm y muros de corte de 25 cm de espesor. Como resultados del comportamiento sismorresistente presentado por la estructura, se obtuvieron derivas por sismo máximas de 5.41 ‰ y 1.48 ‰ para la dirección paralela y perpendicular a la fachada respectivamente, cumpliendo con la exigencia de la Norma sísmica peruana E.030. Como conclusión a esta investigación se determinó que tanto los valores de la deriva como los valores del desplazamiento máximo, cumplieron con los requisitos sismoresistentes establecidos por la normativa Peruana, indicando de igual manera, que las dimensiones seleccionadas para miembros estructurales

vigas y columnas cumplieron con las solicitaciones al obtenerse un edificio con buena rigidez.

Cáceres, O & Cano, G (2015), *Revisión de dimensiones mínimas de diseño para pórticos de hormigón armado según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2011*, basó su investigación en la revisión de las dimensiones mínimas de pórticos de concreto armado que establece la Norma Ecuatoriana para la Construcción NEC 2011 “Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 m”, la cual establece los requisitos mínimos para el análisis, diseño y construcción de este tipo de viviendas. Dicha normativa dispone en su capítulo 13 apartado 13.3 para columnas que no forman parte del muro portante confinado sismorresistente y para columnas de tipo pórtico que no reciben la carga sismo-resistente, la utilización de secciones de 15x20 cm. Se realizó una recopilación de planos estructurales con las dimensiones usadas en estructuras de concreto reforzado de uso residencial de hasta dos niveles, con el objetivo de tener una idea de las dimensiones que típicamente se utilizan para construir en Ecuador, a fin de comprobar si dichas dimensiones aseguran un desempeño sísmico adecuado para las estructuras y si las mismas cumplen con lo establecido por la normativa Ecuatoriana. Una vez recopilada la información, se realizaron diferentes modelos estructurales mediante la utilización del software Opensees con sistemas estructurales conformados por pórticos de uno y dos niveles con columnas de 20x20 cm y vigas de 15x20 cm para un nivel y columnas de 25x25 cm y vigas de 20x30 cm para dos niveles con luz libre de 2,9 m. Como resultado de la evaluación se determinó que para tener un diseño sismorresistente satisfactorio deben de colocarse secciones de elementos mayores a las que se establecen en el capítulo 10 de la NEC 2011, debido a que con estas dimensiones no es posible cumplir con la exigencia de las derivas de entrepiso mínimas de la misma Norma.

Guillen, M & Janqui, L (2016) *Análisis del sistema estructural de concreto armado Sismorresistente en edificaciones multifamiliares de cinco pisos* plantearon como objetivo general de su investigación comprobar si al considerar la rigidez a la flexión de las losas en el modelado se logra un análisis sísmico más eficiente en una edificación de concreto reforzado. El diseño en concreto armado de los elementos estructurales se realizó siguiendo las normas que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones del Perú. Se realizó el modelado de la estructura para el análisis sísmico el cual cumplió con los requisitos de la Norma E-030. Con los esfuerzos hallados del análisis por cargas verticales y de sismo se procedió a realizar el diseño final en concreto armado de los elementos estructurales del edificio, en donde se diseñaron columnas de 25x65 cm y vigas de 25x50 cm. Se determinó mediante los resultados obtenidos que en los modelos de losa de entrepiso discretizada para muros estructurales y aporticados proporciona un control de desplazamientos lateral promedio 10% mayor a los modelos de muros estructurales y aporticados con losa sin discretizar, cumpliendo a su vez, con los requisitos sismorresistentes establecidos en los códigos normativos peruanos.

BASES LEGALES

A continuación se presentan los códigos que sirvieron de apoyo para la presente investigación:

Normativa Nacional

- Norma Venezolana COVENIN 1753:2006. Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural.
- Norma Venezolana COVENIN 1756-2001. Edificaciones Sismorresistentes. Articulado.

- Norma Venezolana COVENIN 1756-2001. Edificaciones Sismorresistentes. Requisitos y Comentarios.
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2002:88. Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones.
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2004:1998. Terminología de las normas COVENIN-MINDUR de edificaciones.
- Norma Venezolana COVENIN 2245-90. (1990). Escaleras, rampas y pasarelas. Requisitos de seguridad. Venezuela.

Normativa Internacional

- ACI 318SUS-14 (2014). Requisitos de reglamento para Concreto Estructural.
- ASCE/SEI 7-10 (2010), Minimum design Loads for Buildings and other Structure.
- Norma técnica E.060 Concreto Armado (2009) del Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú.
- Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC) 2011.
- Norma técnica E.030 Diseño Sismoresistente (2016) del Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú.

BASES TEÓRICAS

Sismicidad en Venezuela

Los eventos sísmicos representan uno de los mayores riesgos potenciales en Venezuela en cuanto a pérdidas humanas y económicas. Según FUNVISIS (2014) “en la actualidad, aproximadamente un 80% de la población vive en zonas de alta amenaza sísmica, que aumenta el nivel de riesgo, haciéndolo

cada vez mayor a medida que se eleva el índice demográfico y las inversiones en infraestructura”. (parr.1)

Desde la fundación de los primeros asentamientos coloniales en el Siglo XVI, el país ha sufrido los efectos de los terremotos. Su historia sísmica revela que durante el período 1530-2004, han ocurrido más de 130 eventos sísmicos, los cuales han provocado algún tipo de daño en varias poblaciones venezolanas. FUNVISIS (2014) indica que:

En Venezuela, la zona de mayor actividad sísmica corresponde a una franja de unos 100 km de ancho, definida a lo largo de los sistemas montañosos de los Andes, la Cordillera Central y la Cordillera Oriental, lugares en los que se ubican los principales sistemas de fallas sismogénicas del país: Boconó, San Sebastián y El Pilar, respectivamente. Además de este sistema de accidentes tectónicos, existen otros sistemas activos menores (por ejemplo: Oca-Ancón, Valera, La Victoria y Urica) capaces de producir sismos importantes. (parr.3).

Aunado a lo expuesto, Singer, A (2012) especifica que “los sistemas de fallas de Boconó - San Sebastián - El Pilar, han sido propuestos como el límite principal entre las Placas Caribe y Sur América, causante de los sismos más severos que han ocurrido en el territorio nacional”. (p.8).



Figura 1. Geometría de la placa Caribe.

Fuente: Singer, A (2012)

Riesgo, amenaza y vulnerabilidad sísmica en Venezuela

El riesgo de colapso o daño severo de las edificaciones en Venezuela ante un evento sísmico se encuentra principalmente determinado por dos variables que son la amenaza y la vulnerabilidad.

La amenaza sísmica cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de edificaciones y sus ocupantes. (COVENIN, 1753:2006).

Sobre la amenaza no se puede incidir debido a que la misma corresponde a los movimientos tectónicos de las placas intercontinentales así como a otros efectos entre ellas, sin embargo, la determinación de la intensidad, periodicidad, inestabilidad de taludes, suelos potencialmente licuables e

identificación de las trazas de fallas activas, son solo algunos de los aspectos que permiten conocer cuál va a ser la amenaza probable en donde se desea construir. (Singer, 2012).

Por otra parte, la vulnerabilidad se encuentra referida a todos los procesos propios que intervienen en la edificación en sí misma. Algunos aspectos que se refieren a la vulnerabilidad de las edificaciones son la normativa de diseño sismorresistente Nacional, control de calidad del proyecto, inspección durante la construcción, procesos de control y aseguramiento de la calidad durante la construcción, calidad de los materiales, supervisión y cumplimiento de las normativas nacionales y regionales, no modificación de la estructura y sus componentes por los propietarios durante su vida útil, mantenimiento sobre las edificaciones, entre otros. (Alonso, 2014).

En Venezuela actualmente el diseño sismorresistente se realiza bajo las especificaciones y criterios de análisis de la Norma COVENIN 1756:2001 Edificaciones Sismorresistentes, la cual establece los criterios de análisis y diseño para edificaciones situadas en zonas donde pueden ocurrir movimientos sísmicos.

En tal sentido, la distribución de la amenaza sísmica venezolana se define en ocho zonas, cuya delimitación se ajusta en lo posible a la actual división político-territorial del país (Ver figura 2).

La Norma COVENIN (1756:2001) Edificaciones Sismorresistentes, específica en sus comentarios que la zonificación en dicho mapa se basa en curvas de isoaceleración de 50 en 50 gal para períodos de retorno de 475 años. Las ocho (8) zonas sísmicas van desde una Zona 0, donde no se requiere considerar la acción sísmica, hasta una Zona 7 considerada la zona de más alta sismicidad.

Los valores de aceleración horizontal del suelo establecidos para cada zona se consideran representativos de una probabilidad de excedencia del 10% para una vida útil de 50 años. (COVENIN 1756:2001).

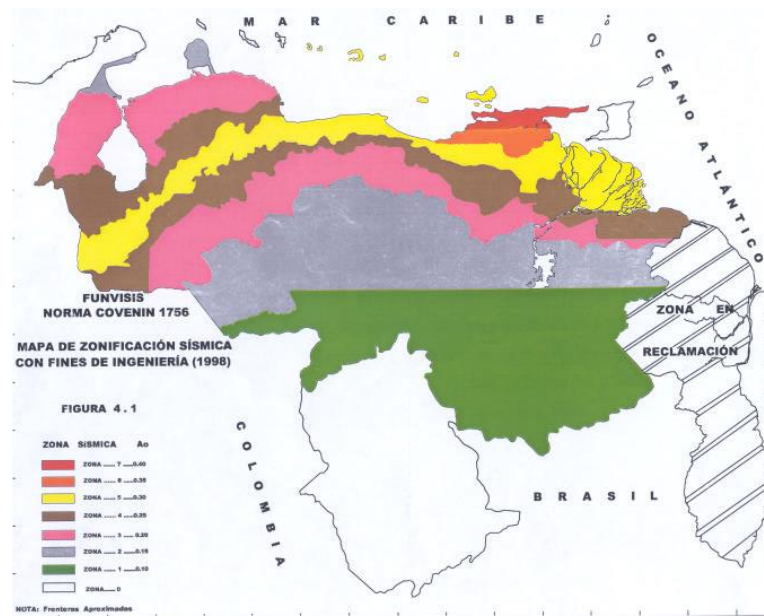


Figura 2. Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela.

Fuente: COVENIN 1756:2001.

Requisitos mínimos de diseño Estructuras de concreto reforzado COVENIN 1753:2006

La Norma Venezolana COVENIN 1753:2006 establece los requisitos para el proyecto y la ejecución de edificaciones de concreto estructural que se proyecten o construyan en el territorio nacional, la misma aplica a todos los aspectos relativos al proyecto, construcción, inspección, supervisión, mantenimiento, evaluación, adecuación o reparación, así como también a las propiedades y aseguramiento de calidad de los materiales, destacando a su vez que las edificaciones deben cumplir con las disposiciones especiales de

diseño sismorresistentes de acuerdo con los niveles de diseño establecidos en la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001.

Aunado a lo expuesto, la Norma COVENIN 1753:2006, en su capítulo 18 apartado 18.3 *Nivel de diseño ND3. Miembros solicitados a flexión: vigas*, establece todas las condiciones geométricas que deben satisfacer los miembros flexionados. Tales consideraciones se enumeran a continuación:

- La luz libre L_n , debe ser por lo menos cuatro veces su altura total h .
- La relación anchura/altura de su sección transversal es mayor o igual que 0,3. Adicionalmente la altura de la viga será mayor o igual a 15 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la columna donde se apoya.
- La anchura mínima es de 25 cm.
- La anchura máxima no debe exceder la anchura del miembro que le sirve de soporte, medido en un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga, más una distancia, a cada lado, no superior al 75% de la altura total de la viga.
- Cuando la anchura de la viga sea mayor que la de la columna que le sirve de apoyo, la profundidad de la columna será al menos 24 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la viga fuera del núcleo.
- Cuando la viga no cumple con la relación anchura/altura expuesta anteriormente, podrá ser usada siempre que su anchura sea menor que la de la columna que le sirve de apoyo y se verifique su estabilidad geométrica.
- Se aceptará diseñar y detallar las vigas de modo que las rótulas plásticas por flexión se formen alejadas de las caras de las columnas. Cuando se aplique este criterio se deberán verificar todos aquellos aspectos que garanticen la seguridad estructural de los miembros involucrados.

- Las vigas acarteladas se analizarán y detallarán tomando en consideración sus características

Dentro del mismo capítulo, en el apartado 18.4 *Nivel de diseño ND3 miembros solicitados a flexión y carga axial: columnas*, se establecen los requisitos que deben aplicarse al diseño de todas las columnas pertenecientes al sistema resistente a sismos, según la clasificación de la Norma venezolana 1756. Se diseñarán según el presente Artículo los miembros solicitados por una fuerza axial mayorada que sea menor que $0,75 A \cdot f'c$ y, además, satisfagan las siguientes condiciones geométricas:

- La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no sea menor que 30 cm.
- La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular, no sea inferior a 0,4
- Para prevenir la falla por adherencia en concretos con agregado de peso normal, se deberá cumplir la relación h/d_b según la fórmula (18-2), donde d_b , es el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga, cuando esta se extiende a través del nodo viga-columna.

$$\frac{h}{d_b} = \frac{\alpha_a f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{Ec. 1 COVENIN 1753: 2006}$$

Donde α_a tomará un valor entre 0,08 y 0,10 de acuerdo a las consideraciones expuestas en el Anexo H. Los valores de la fórmula 18.2 se incrementarán en un 30% cuando se trate de concretos con agregado liviano.

- Los efectos de esbeltez no exceden los límites establecidos en el Artículo 10.6 de la mencionada Norma.

Requisitos del comportamiento sísmico según COVENIN-MINDUR 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes”

La Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 Edificaciones Sismorresistentes, establece los criterios de análisis y diseño para edificaciones en zonas donde pueden ocurrir movimientos sísmicos, con el objetivo de proteger vidas y aminorar los daños esperados en las edificaciones.

En la mencionada Norma, se muestra la distribución de la amenaza sísmica venezolana definida en ocho (8) zonas. A cada zona les fueron asignados valores máximos del coeficiente de aceleración horizontal del suelo (A_0), los cuales se especifican en el Cuadro 2.

En general se consideran zonas de elevada peligrosidad sísmica aquellas cuya aceleración horizontal del suelo sea mayor o igual a $0.30g$ (zonas 5, 6 y 7). Las zonas 3 y 4 con coeficientes de aceleración entre $0.2g \leq A_0 < 0.30g$ se consideran de peligrosidad sísmica intermedia y las zonas 1 y 2 con movimientos del terreno inferiores a $0.2g$ son catalogadas como zonas de baja peligrosidad sísmica.

Cuadro 2: Valores de Coeficiente de Aceleración Horizontal (A_0).

Zonas sísmicas	A_0	Peligro sísmico
7	0,40	Elevado
6	0,35	
5	0,30	
4	0,25	Intermedio
3	0,20	
2	0,15	Bajo
1	0,10	

Nota: Datos tomados de COVENIN 1756:2001, Tabla 4.1

De igual forma, esta Norma considera cuatro formas espectrales tipificadas (S1 a S4) y un factor de corrección (ϕ) para el coeficiente de aceleración horizontal los cuales dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación.

Las formas espectrales tipifican la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos, la cual es controlada por los parámetros del suelo, del depósito y de las fuentes sísmicas. Estas formas espectrales también toman en cuenta la distancia epicentral, las propiedades sismoelásticas locales, el tipo de suelo, la dirección de aproximación de las ondas sísmicas, la profundidad de los depósitos y la estratigrafía, considerando en el análisis sismos provenientes de fuentes lejanas y cercanas, tanto reales como sintéticos. Para la selección de la forma espectral y el factor ϕ se utilizará la tabla 5.1 especificada en el capítulo 5 de la Norma COVENIN 1756:2001 que se evidencia a continuación.

Cuadro 3: Forma espectral y factor de corrección ϕ

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500		S1	0,85	S1	1,00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0,85	S1	1,00
		30-50	S2	0,80	S2	0,90
		>50	S3	0,70	S2	0,90
Suelos duros/densos	250-400	< 15	S1	0,80	S1	1,00
		15-50	S2	0,80	S2	0,90
		>50	S3	0,75	S2	0,90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0,70	S2	0,95
		> 50	S3(a)	0,70	S3	0,75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤ 15	S3	0,70	S2	0,90
		>15	S3(a)	0,70	S3	0,80
Suelos blandos o sueltos(b) intercalados con suelos más rígidos		H ₁	S2 (c)	0,65	S2	0,70

a) Si $A_0 < 0.15$ úsese S4

b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_{sp} < 170$ m/s) debe ser mayor que 0.1 H.

c) Si $H_1 \geq 0.25 H$ y $A_0 \leq 0.20$ úsese S3.

Nota: Datos tomados de COVENIN 1756:2001, Tabla 5.1

Dónde:

Vsp = Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico.

H = Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte, V_s , es mayor que 500 m/s.

ϕ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

H1 = Profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando.

Clasificación de edificaciones según el uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural

Según lo establecido por la Norma COVENIN 1756:2001, las edificaciones quedarán clasificadas según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural, tal como se especifica a continuación:

- Según el Uso

Según el uso se clasificaran en cuatro grupos, Grupo A, B1, B2 y Grupo C. Las edificaciones a evaluar en esta investigación entran dentro de la clasificación establecida en el grupo B2 el cual se describe a continuación:

Grupo B2

- a) Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1, tales como:
 - b) Viviendas.
 - c) Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles.
 - d) Bancos, restaurantes, cines y teatros.
 - e) Almacenes y depósitos.
 - f) Toda edificación clasificada en el Grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo.
- Factor de importancia

Los valores máximos del coeficiente de aceleración horizontal del suelo (A_0) pueden ser aumentados según la importancia de la edificación, para ello

la Norma 1756:2001 define un factor de importancia “ α ” que introduce una menor probabilidad de excedencia del movimiento del terreno para la misma vida útil, lo cual resulta necesario para el diseño de las edificaciones consideradas de mayor importancia, este valor oscila entre 1 y 1,3.

De acuerdo con la clasificación según el factor de importancia α se establece conforme a la Tabla 6.1 especificada en la Norma 1756:2001.

Cuadro 4: Factor de importancia.

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Nota: Datos tomados de COVENIN 1756:2001, Tabla 6.1.

- Nivel de diseño.

La Norma 1756:2001, distingue tres niveles de diseño, Nivel de diseño uno (ND1), Nivel de diseño dos (ND2) y Nivel de diseño tres (ND3). La selección del nivel de diseño, se realizará según lo establecido por la Tabla 6.2 de la Norma 1756:2001 expuesta a continuación:

Cuadro 5: Niveles de Diseño ND.

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	TIPO DE ESTRUCTURA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B3	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2(**)

(*) Valido para edificaciones de hasta 10 pisos o 30 m de altura

(*) Valido para edificaciones de hasta 2 pisos u 8 m de altura

Nota: Datos tomados de COVENIN-MINDUR 1756:2001, Tabla 6.2.

Las edificaciones evaluadas en esta investigación entraron dentro de la clasificación establecida en el grupo B2 y zona sísmica cinco (5), por lo que corresponde la selección del nivel de diseño tres (ND3).

- Clasificación según el tipo de estructura

Según la Norma COVENIN 1756:2001, se establecen los tipos de sistemas estructurales en función de los componentes del sistema resistente a sismo, los cuales se clasifican en cuatro (4) tipos I, II, III y IV.

El tipo de edificaciones seleccionadas para esta investigación, correspondió a una estructura Tipo I, dado que dichas estructuras son capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas en este tipo de estructuras deben mantenerse continuos hasta su fundación.

- Clasificación según la regularidad de la estructura

Una de las principales características que se debe tomar en cuenta al momento de evaluar una estructura es su regularidad, es decir, si es regular o irregular. La regularidad de un edificio, desde el punto de vista geométrico, vendrá dada por su configuración en elevación y en planta.

En tal sentido, las estructuras evaluadas en esta investigación, correspondieron a estructuras de tipo Regular; definida por la Norma COVENIN 1756:2001, la cual establece que dichas estructuras no tienen discontinuidades físicas considerables en su configuración tanto en planta como en elevación.

Métodos de análisis

La Norma COVENIN 1756:2001 establece los siguientes tipos de análisis de las edificaciones:

- Análisis estático
- Análisis dinámico plano.
- Análisis dinámico espacial.
- Análisis dinámico espacial con diafragma flexible.

Para la selección del método de análisis para edificios de estructura regular, la tabla 9.1 de la Norma 1756:2001 establece los métodos de análisis que como mínimo deben ser empleados para edificaciones regulares.

Cuadro 6: Selección método de análisis edificios de estructura regular

ALTURA DE LA EDIFICACION	REQUERIMIENTO MINIMO
No excede 10 pisos ni 30 metros	Análisis Estático
Excede 10 pisos o 30 metros	Análisis Dinámico Plano

Nota: Datos tomados de COVENIN-MINDUR 1756:2001, Tabla 9.1.

En cada uno de estos tipos de análisis se determinan los efectos traslacionales y torsionales, según los siguientes métodos de análisis:

- Método estático equivalente.
- Método de superposición modal con un grado de libertad por nivel
- Método de la torsión estática equivalente
- Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel
- Método de análisis dinámico espacial con diafragma flexible
- Método de análisis dinámico con acelerogramas

Los modelos analizados en este trabajo de investigación corresponden a estructuras regulares de concreto reforzado, de uno (1), dos (2) y tres (3) niveles respectivamente. Como método de análisis se utilizó un análisis dinámico espacial, en el cual las solicitaciones traslacionales se determinan utilizando el Método de Superposición Modal con tres (3) grados de libertad por nivel.

Estas formas modales y sus correspondientes períodos de vibración se calculan utilizando las rigideces elásticas y las masas del sistema, tomando en cuenta el factor de participación de cada modo de vibración y la masa participativa o fracción de la masa total del edificio asociado con la respuesta de cada modo.

El número de modos de vibración utilizados en el análisis de la presente investigación, garantizó que la suma de las masas participativas de los modos en cada una de las direcciones horizontales de los sismos, exceda en noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio.

Combinación de efectos

Las estructuras se diseñaron para la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales. En los miembros estructurales, cada solicitud debida a una componente sísmica horizontal, incluidos los efectos de la torsión accidental, se combinó con la misma solicitud debida a la componente sísmica ortogonal, de acuerdo con uno de los criterios de combinación siguientes:

- La raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitudes correspondientes a cada dirección del sismo.

- El valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en una dirección más 0.30 del valor absoluto de las solicitaciones debidas a sismo en la dirección ortogonal, y viceversa.
- Opcionalmente, se puede utilizar el criterio CQC3, descrito en la literatura técnica, la cual incorpora la dirección más desfavorable del movimiento sísmico.

En tal sentido, las solicitaciones sísmicas en el sentido transversal y longitudinal de las edificaciones a estudiar, se combinaron mediante la combinación cuadrática completa (CQC) y con una combinación direccional mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones (SRSS por sus siglas en ingles).

Factores de reducción de respuesta

En el capítulo 6.4 de la Norma 1756:2001, se encuentran las especificaciones del factor de reducción de respuesta, el cual es un instrumento que se utiliza para reducir el espectro de respuesta elástico, y así convertirlo en lo que se conoce como espectro de respuesta inelástico.

Lo expuesto implica que el diseño que se realiza por métodos elásticos de acuerdo a la Norma, se realice para una aceleración reducida proveniente del espectro de respuesta inelástico, lo cual obliga que los miembros estructurales incursionen en el rango inelástico ante la solicitación sísmica esperada; de allí la importancia en el Nivel de Diseño que prescribe el detallado y otras especificaciones orientadas para que los elementos puedan incursionar en el rango inelástico sin que afecte por completo su capacidad resistente.

En tal sentido, se define el factor de reducción de respuesta, tomando en cuenta la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura,

permitiendo incursiones en el dominio inelástico bajo la acción sísmica. Este factor oscila, para estructuras de concreto reforzado, entre 1,25 y 6, dependiendo del tipo de sistema resistente al sismo y del nivel de diseño de la misma, tal como se detalla en la tabla 6.4 de la Norma 1756:2001, donde se especifican los diversos factores de reducción de respuesta de acuerdo al tipo de estructura y nivel de diseño.

Cuadro 7: Factores de reducción R.

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	TIPO DE ESTRUCTURA				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6.0	5.0	4.5	5.0	2.0
ND2	4.0	3.5	3.0	3.5	1.5
ND1	2.0	1.75	1.5	2.0	1.25

Nota: Datos tomados de COVENIN-MINDUR 1756:2001, Tabla 6.4.

Para las edificaciones evaluadas el factor de reducción de respuesta utilizado fue de seis (6), por ser una estructura tipo I y requerir un Nivel de diseño tres (ND3).

Espectros de Respuesta

Para la determinación del espectro de respuesta, la Norma 1756:2001 se basa en los aspectos de clasificación según el uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural de edificaciones descritos anteriormente.

El espectro de respuesta elástico considera de igual manera la máxima aceleración esperada del terreno (A_0) y las condiciones locales del suelo mediante las formas espectrales tipificadas (S1, S2, S3 y S4). Tal espectro permite describir cuantitativamente la intensidad y el contenido de frecuencias

esperado para una determinada localidad, incorporando la actividad de las fuentes sismogénicas y las condiciones locales del subsuelo.

El espectro de respuesta elástico definido en la Norma 1756:2001 describe la máxima respuesta expresada en términos de aceleraciones absolutas para sistemas con un único grado de libertad dinámico y de un porcentaje de amortiguamiento crítico igual a 5%, sometidos a la acción de un movimiento sísmico conocido.

Para sistemas de múltiples grados de libertad los espectros de respuesta permiten la aproximación de la máxima respuesta del sistema mediante métodos de combinación modal.

Según lo establecido por la Norma 1756:2001 las ordenadas A_d del espectro de respuesta elástico, quedan definidas en función de su período T tal como se indica en la Figura 3, en la forma siguiente:

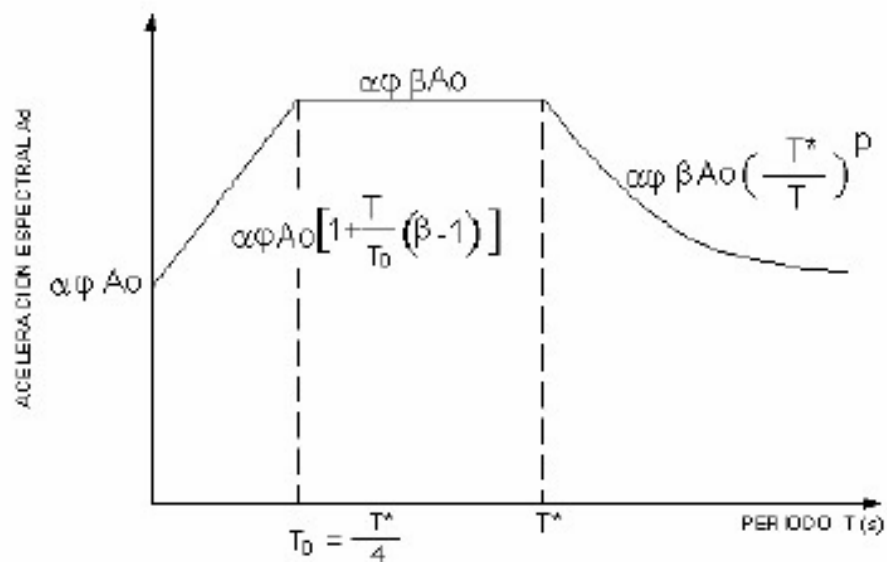


Figura 3. Espectro de Respuesta Elástico ($R=1$).

Fuente: COVENIN 1756:2001

Los valores de periodos (T^+ y T^*), β y p se obtienen de las tablas 7.1 y 7.2 especificadas en la Norma 1756:2001.

Cuadro 8: Valores de T^* , β y p

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

Nota: Datos tomados de COVENIN 1756:2001, Tabla 7.1

Cuadro 9: Valores de T^+ ⁽¹⁾

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0.4

⁽¹⁾ $T_0 \leq T^+$

Nota: Datos tomados de COVENIN 1756:2001, Tabla 7.2

Dónde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

α = Factor de importancia.

A_0 = Coeficiente de aceleración horizontal.

ϕ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

β = Factor de magnificación promedio.

$T_0 = 0.25T^*$ Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

T^* = Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante.

$T+ \geq T_o$ Período característico de variación de respuesta dúctil (seg).

$$c = \sqrt[4]{R/\beta}$$

R = Factor de reducción de respuesta.

p = Exponente que define la rama descendente del espectro.

Grases (1987) especifica que en general, no resulta económico diseñar estructuras que respondan elásticamente bajo las acciones sísmicas más severas previsibles, por lo tanto las fuerzas laterales de diseño establecidas en los códigos para asimilar la acción sísmica son menores que las correspondientes a la respuesta elástica a la que se somete la estructura.

No obstante la experiencia revela que estructuras diseñadas con tales acciones pueden sobrevivir sismos intensos, esto es esencialmente atribuido a la capacidad que poseen las edificaciones bien diseñadas de absorber y disipar energía de deformación.

Estas fuerzas laterales de diseño se reducen utilizando el factor de reducción de respuesta obteniendo un espectro de respuesta inelástico reducido del espectro de respuesta elástico; esto con la finalidad de obtener miembros estructurales que incursionen en el rango inelástico ante la sollicitación sísmica.

Dicha reducción se realiza mediante la modificación de las ecuaciones del espectro de respuesta elástico que se detallan en las formulas 7.1, 7.2 y 7.3 de la Norma 1756:2001 expuestas a continuación:

$$T < T+ \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o \left[1 + \frac{T}{T+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T+} \right)^c (R - 1)} \quad Ec. 2 COVENIN 1756: 2001$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o}{R} \quad Ec. 3 \text{ COVENIN } 1756: 2001$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^P \quad Ec. 4 \text{ COVENIN } 1756: 2001$$

Control de Cortante Basal

En todos los métodos de análisis indicados por la Norma COVENIN 1756-2001, especificados en los artículos 9.3 al 9.7, el valor de la fuerza cortante de diseño a nivel de base se obtiene empleando el espectro de respuesta inelástico. En el caso de los métodos de análisis dinámico, la fuerza cortante de diseño a nivel de base es el resultado de la combinación de los respectivos valores modales.

Dado que los valores de la aceleración de diseño pueden ser reducidos por el factor de reducción de respuesta “R”, es necesario establecer un coeficiente sísmico mínimo; fijado en función del factor de importancia “α”, de la aceleración máxima A_o y el factor de reducción de respuesta “R” del sistema estructural resistente a sismos.

El coeficiente sísmico definido como V_o/W no será menor que $(\alpha A_o)/R$,

Dónde:

α = Factor de importancia.

A_o = Coeficiente de la aceleración horizontal para cada zona.

R = Factor de reducción.

V_o = Fuerza cortante a nivel de base.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base. Para la determinación del peso total W , a las acciones permanentes deberán sumarse los porcentajes de las acciones variables establecidas en la Norma 1756:2001.

Los porcentajes para esta edificación que se tomarán en cuenta serán el 25% de las acciones variables de servicio y el 0% de las acciones variables de techo de servicio.

Para el Método de Superposición modal, el corte basal y la fuerza cortante en cada nivel se determinarán por combinación de los respectivos valores modales. Dichas fuerzas cortantes se obtendrán de las fuerzas concentradas en cada nivel, las cuales se aplicaran en los respectivos centros de masa.

La cortante basal obtenida por el método de superposición modal V_o , deberá compararse con el calculado según el Método estático equivalente, especificado en la sección 9.3.1 de la Norma 1756:2001, con un periodo $T=1.6T_a$, denotándose como V_o^* . Cuando V_o sea menor que V_o^* los valores para el diseño deberán multiplicarse por V_o^*/V_o .

En el subcapítulo 9.3.1 se define el valor de cortante basal mínimo como:

$$V_o^* = \mu A_d W$$

Dónde:

A_d = Ordenada del espectro de respuesta inelástico, para el período $T=1.6T_a$.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel de base.

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right] \quad \text{Ec. 5 COVENIN 1756: 2001}$$

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad \text{Ec. 6 COVENIN 1756: 2001}$$

Dónde:

N = Número de niveles.

T = Período fundamental.

T^* = Período dado en la Tabla 7.1.

Efectos P-Δ

Se tomarán en cuenta los efectos P-Δ cuando en cualquier nivel el coeficiente de estabilidad θ_i sea mayor que 0,08.

$$\theta_i = \frac{\delta_{ei} \sum_{j=i}^N W_j}{V_i(h_i - h_{i-1})} \quad \text{Ec. 7 COVENIN 1756: 2001}$$

δ_{ei} = diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos, en sus correspondientes centros de masa

W_j = peso del nivel j de la edificación.

V_i = cortante de diseño en el nivel i.

H_i = altura del nivel i.

La estructura deberá ser redimensionada cuando en algún nivel, el valor θ_i exceda el θ_{max} dado por la fórmula:

$$\theta_{max} = \frac{0.625}{R} \leq 0.25 \quad \text{Ec. 8 COVENIN 1756: 2001}$$

Control de desplazamientos

El control de desplazamiento que se encuentra en la Norma citada corresponde a controles del Estado límite de servicio, es decir, no está dirigido a resguardar la seguridad de la estructura al colapso, sino a prevenir el daño en miembros no estructurales.

Para el control de desplazamiento se calcula la deriva de entrepiso descrita en el subcapítulo 10.1 de la Norma, el cual se establece a continuación:

El desplazamiento lateral inelástico total Δ_i del nivel i se calculará como:

$$\Delta_i = 0.8R\Delta_{ei} \quad \text{Ec. 9 COVENIN 1756:2001}$$

Dónde:

R = Factor de reducción de respuesta.

Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo: los efectos traslacionales, de torsión en planta y $P-\Delta$.

Se denomina deriva δ_i , a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad \text{Ec. 10 COVENIN 1756:2001}$$

Del mismo modo se establecen los valores límites de deriva de acuerdo al grupo que pertenecen las edificaciones y el tipo y disposición de miembros no estructurales, esto se muestra en la tabla 10.1 de la Norma (Ver Cuadro 9).

La verificación del cumplimiento de los valores límites de la Tabla 10.1 se hará en cada línea resistente o en los puntos más alejados del centro de rigidez. El cociente que sigue, no excederá en ningún nivel los valores dados en la Tabla 10.1:

$$\frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})} \quad \text{Ec. 11 COVENIN 1756:2001}$$

Dónde:

$(h_i - h_{i-1})$ = Separación entre pisos o niveles consecutivos.

Cuadro 10: Valores límites de deriva COVENIN 1756-2001.

TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Suceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No Suceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Nota: Datos tomados de COVENIN-MINDUR 1756:2001, Tabla 10.1

Combinaciones de carga para el diseño

Para el diseño de las estructuras evaluadas, se utilizaron las combinaciones indicadas en la Norma COVENIN 1753-2006 en su artículo 9.3 para el Estado Límite de agotamiento Resistente. (Ver cuadro 10).

Cuadro 11: Combinaciones de Carga COVENIN 1753-2006.

Combinaciones de Carga COVENIN 1753-2006.
$U1 = 1,4 \text{ CP.}$
$U2 = 1,2 \text{ CP} + 1,6 + \text{CV} + 0,5 \text{CVt.}$
$U3 = 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{CVt} + 0,5 \text{CV.}$
$U4 = 1,2 \text{ CP} + 0,5 \text{CV} + (\text{SH} + 0,2\alpha\phi\beta A_o) \text{ CP.}$
$U5 = 1,2 \text{ CP} + 0,5 \text{CV} + (\text{SH} - 0,2\alpha\phi\beta A_o) \text{ CP.}$
$U6 = 0,9 \text{ CP} + (\text{SH} + 0,2\alpha\phi\beta A_o) \text{ CP.}$
$U7 = 0,9 \text{ CP} + (\text{SH} - 0,2\alpha\phi\beta A_o) \text{ CP.}$

Nota: Datos tomados de COVENIN-MINDUR 1753-2006.

Dónde:

CP: Solicitaciones por carga permanente.

CV: Solicitaciones por carga variable.

CVt: Solicitaciones por carga variable en techo.

SH: Solicitaciones por las componentes sísmicas horizontales.

Para las combinaciones de diseño U4, U5, U6 y U7, la Norma considerara la sollicitación sísmica (S), como la suma del efecto de las componentes sísmicas horizontales combinadas (SH) más los efectos alternantes de la componente sísmica vertical, como se indica a continuación:

$S = SH \pm (0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$, tomándose el signo más desfavorable en el diseño. Adicionalmente en los voladizos debe considerarse una acción vertical neta hacia arriba de $(0.2\alpha\phi\beta A_o)CP$.

Requisitos adicionales para el diseño sismorresistente COVENIN 1753:2006

La Norma COVENIN 1753:2006 establece requisitos adicionales para el diseño y la construcción de estructuras monolíticas de concreto reforzado, cuyas sollicitaciones de diseño debidas a las acciones sísmicas han sido determinadas de acuerdo con la Norma COVENIN 1756:2001.

Tales requisitos se establecen a fin de garantizar el óptimo comportamiento de la estructura según el nivel de diseño establecido, con capacidad de absorción y disipación de energía que permitan incursiones en el dominio inelástico bajo la acción sísmica sin que afecte por completo su capacidad resistente.

Nivel de diseño (ND3).

Miembros solicitados a flexión: vigas

En cualquier sección de un miembro flexionado, el área del acero de refuerzo mínimo en los lechos superior e inferior, se calculará con una de las siguientes fórmulas:

$$A_{s,min} = \frac{0.79\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \quad \text{para } f'c \geq 315 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Ec.12 COVENIN 1753:2006}$$

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad \text{para } f'c < 315 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Ec.13 COVENIN 1756:2006}$$

- La cuantía máxima $\rho_{\text{máx}}$ no debe exceder de 0,025.
- En cada sección del miembro habrá por lo menos una barra continua no menor de No. 4 en cada esquina.

El detallado del acero de refuerzo longitudinal debe cumplir con las siguientes disposiciones:

- En las caras de los apoyos, el acero de refuerzo del lecho inferior de la viga debe ser tal que la capacidad para resistir momentos positivos sea por lo menos la mitad de la capacidad para resistir momentos negativos.
- En cualquier sección a lo largo del miembro la capacidad resistente tanto de momentos positivos como de momentos negativos, será por lo menos igual a la cuarta parte de la mayor capacidad resistente de la sección en la cara de los apoyos.
- La disposición de las barras longitudinales del miembro cumplirá con los requisitos de empalme y anclaje de la Sección 18.2.3 y el Artículo 12.4, respectivamente.

Diseño por corte: Vigas

La fuerza de corte para el diseño (V_e), se determinará a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendidas entre las caras del nodo, considerando que en las caras internas de los nodos o donde puedan ocurrir las rótulas plásticas, actúan momentos de signos opuestos, correspondientes al momento resistente máximo probable (M_{pr}) en las caras internas de los nodos. Dicho corte se calculará con la fórmula (18-1).

$$V_e = V_{hp} + V_o = \frac{(M_{pr}^{\pm})_i + (M_{pr}^{\mp})_j}{L_n} + V_o \quad \text{Ec. 14 COVENIN 1756:2006}$$

M_{pr} = Momento resistente máximo probable.

L_n = Luz libre del vano.

V_o = Fuerza de corte proveniente de las cargas verticales, debidamente mayoradas, determinada en la hipótesis de que la pieza estuviese simplemente apoyada, kgf.

Nilson (2001), indica que “la resistencia a momento probable M_{pr} se basa en que el acero de refuerzo alcanza un esfuerzo de $1.25f_y$ ”. (p.666)

$$M_{pr} = 1.25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ec. 15 Nilson (2001)}$$

$$a = \frac{1.25f_y * A_s}{0.85f'_c * b} \quad \text{Ec. 16 Nilson (2001)}$$

Miembros solicitados a flexión y carga axial: columnas.

La resistencia mínima a la flexión de las columnas debe satisfacer que la suma de los momentos nominales a flexión de las columnas (M_c) que llegan al nodo, evaluados a las caras del nodo debe ser mayor o igual que 1.2 veces la suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que

llegan al nodo, evaluadas en la cara del nodo. A este criterio se le conoce como columna fuerte – viga débil.

$$\Sigma M_c \geq 1,20 \Sigma M_v \quad \text{Ec.17 COVENIN 1756:2006}$$

El área de refuerzo longitudinal de las columnas no debe ser menor que el 1% del área gruesa de la sección (A_g), ni mayor que el 6% del área gruesa de la sección.

Diseño por corte: Columnas.

La fuerza de corte para el diseño (V_e), se determinará considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nodos en cada extremo de los miembros. Estas fuerzas en el nodo se deben determinar usando momento resistente máximo probable (M_{pr}) en cada extremo del miembro, correspondiente al rango de carga axiales mayoradas (P_u). No es necesario que las fuerzas cortantes en el miembro sean mayores que el momento resistente máximo probable (M_{pr}) de las vigas que llegan al nodo.

$$V_e = \frac{(M_{pr}^{\pm})_i + (M_{pr}^{\mp})_j}{L_n} \quad \text{Ec.18 COVENIN 1756:2006}$$

M_{pr} = Momento resistente máximo probable.

L_n = Luz libre de la columna.

Diseño por corte: Nodos.

Los nodos vigas-columnas, deben ser capaces de resistir en ambas direcciones principales las fuerzas cortantes debido a los momentos máximos probables (M_{pr}), de las vigas y columnas concurrentes a ellos, siempre que no sean menores que los cortes mayorados (V_u) contenidos del análisis con las combinaciones de las solicitaciones.

La resistencia teórica al corte del nodo, no excederá los siguientes valores:

- $V_c = 5,3\sqrt{f'_c} * A_j$ Para nodos confinados.
- $V_c = 4,0\sqrt{f'_c} * A_j$ Para nodos conectados por dos o tres miembros confinantes.
- $V_c = 3,2\sqrt{f'_c} * A_j$ Para otros casos.

Dónde:

A_j : Es el área horizontal efectiva de la sección transversal del nodo.

V_c : Resistencia teórica al corte del nodo.

f'_c : Resistencia compresión del concreto a los 28 días.

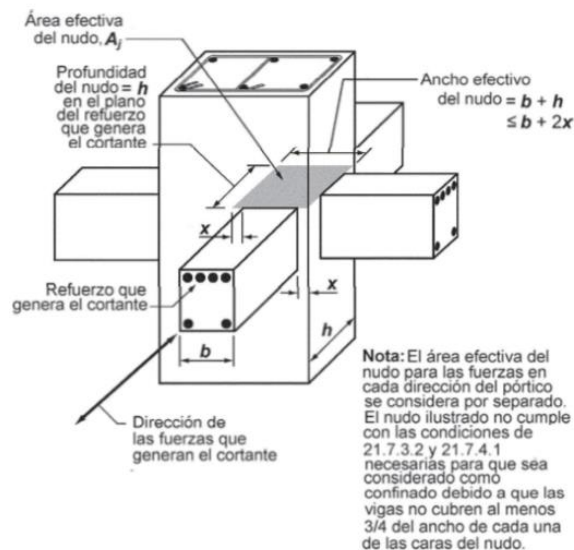


Figura 4. Área efectiva del Nodo

Nota: Datos tomados de ACI 318-14.

Programa estructural ETABS

Para la realización de los modelos a evaluados en esta investigación, se utilizó como herramienta el programa de análisis y diseño estructural ETABS v.16.0.3.

Dicho software es de gran versatilidad, sofisticado y de fácil manejo, especializado en el modelaje de edificaciones, el cual cuenta con múltiples ventajas y funciones, incluyendo el método de los elementos finitos. Computers & Structures, Inc (CSI) (2015) detalla que “ETABS cuenta con una poderosa interfaz gráfica que posee una gran variedad de opciones para el análisis estático y dinámico e incluye prácticos procedimientos de modelos, análisis y diseños”. (parr.1).

En sus módulos se encuentran códigos internacionales, métodos numéricos y procedimientos de diseño que facilitan su manejo y permiten una definición estructural completa, simple y significativa; pudiendo representar exactamente la geometría de la estructura deseada así como la asignación de propiedades, elementos y cargas de diseño. (CSI, 2015).

El análisis de los modelos consiste en la idealización de nodos, miembros tipo frame, elementos Shell representándose como objetos punto, línea y área respectivamente, generados en el modelo. El análisis realiza de forma automática la transmisión de las cargas verticales de pisos a vigas y columnas, además cuenta con los más avanzados métodos numéricos, incluyendo opciones para amortiguamientos no lineales y análisis pushover entre otros.

Es importante destacar que el programa hace la distinción entre masa y peso, empleando la primera para el cálculo de la inercia dinámica y para las cargas originadas por la aceleración del suelo y el peso es asimilado como las fuerzas de carga o reacciones. El programa trabaja con cuatro unidades básicas: fuerza, longitud, temperatura y tiempo, pudiendo elegir el sistema de unidades de preferencia para trabajar, sistema internacional de unidades o sistema inglés. Para las unidades angulares se trabaja con radianes, grados y hertz. El sistema de coordenadas utilizado por el programa es el cartesiano definido por la convención X, Y, y Z, ortogonales. (CSI, 2015).

GLOSARIO

Acero de refuerzo: Conjunto de barras, mallas o alambres que cumplen con el Artículo 3.6 de la Norma Venezolana 1753-2006 y que se colocan dentro del concreto para resistir tensiones conjuntamente con éste.

Análisis estructural: Determinación de las solicitaciones en los elementos de una estructura.

Acciones Permanentes: Cargas gravitatorias debidas al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales, tales como muros, pisos, techos, tabiques, equipos de servicio unidos a la estructura y cualquiera otra carga de servicio fija.

Acciones Variables: Carga originada por el uso y ocupación del edificio, excluidas las cargas permanentes, de viento o sismo.

Amenaza sísmica: Probabilidad de ocurrencia o excedencia de cierta intensidad sísmica o aceleración del suelo en un determinado sitio, durante un período de tiempo.

Coeficiente sísmico: Cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base y el peso total por encima del mismo.

Diseño para los estados límites: Método de diseño consistente en determinar todos los modos potenciales de falla o inutilidad (estados límites), y mantener unos niveles de seguridad aceptables contra su ocurrencia, los cuales se establecen habitualmente con criterios probabilísticos.

Efecto P- Δ : Efecto producido por las cargas axiales y los desplazamientos laterales sobre los momentos flectores en los miembros.

Espectro de respuesta elástico: Indican la respuesta máxima absoluta de osciladores simples de un grado de libertad con cierto amortiguamiento, ante una excitación sísmica, en función del periodo o frecuencia propia del oscilador.

Espectro de respuesta inelástico: se obtiene a partir de la reducción del espectro de diseño elástico por medio de uso de factores de modificación o factores de reducción de respuesta (R) asociados a la capacidad de disipación de energía de la estructura (ductilidad).

Estado límite: Situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones y vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa.

Fallas: Fracturas que se evidencian por el desplazamiento relativo de un lado respecto al otro. La clasificación de las fallas depende de la relación existente con las capas que corte, de su buzamiento, desplazamiento y de la mecánica del desplazamiento.

Grados de libertad: Número de coordenadas independientes necesario para especificar la configuración o posición de un sistema en cualquier instante de tiempo.

Nivel de diseño: Conjunto de prescripciones normativas, asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta y uso de la edificación, que se aplica en el diseño de los miembros del sistema resistente a sismos.

Riesgo Sísmico: Daños potenciales que un terremoto podrá ocasionar (pérdidas humanas y/o materiales) en áreas urbanas. El Riesgo sísmico es una medida que combina la amenaza sísmica, con la vulnerabilidad y la posibilidad de que se produzcan en ella daños por movimientos sísmicos en un período determinado.

Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones: Es el grado de daño de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo, como resultado de la probable ocurrencia de un sismo. La vulnerabilidad sísmica dependerá tanto de la infraestructura como de las condiciones locales.

Zonificación Sísmica: Proceso de determinación de la amenaza sísmica en varios sitios con el propósito de delimitar zona sujetas a un grado similar de amenaza sísmica.

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

Consideraciones Generales

El marco metodológico de la presente investigación, desarrolló cada uno de los aspectos relacionados con el procedimiento a seguir, el tipo y diseño de investigación, las fases y etapas de la investigación y las técnicas e instrumentos de recolección de datos necesarios para alcanzar los objetivos planteados.

La investigación estuvo orientada a evaluar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado de baja altura, con secciones de miembros inferiores a las establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006.

Tipo de la Investigación

Según Valarino, Yaber y Cemborain (2010), citando a Fernández y Ballesteros (1996) la investigación fué de tipo evaluativa, ya que tiene como propósito “determinar sistemáticamente la calidad o valor de programas, proyectos, planes e intervenciones.” (p. 70). Este tipo de investigación corresponde más apropiadamente a los proyectos de aplicación en los programas de especialización. Según Hernández, Fernández y Baptista (2010), la investigación tuvo un enfoque de tipo cuantitativo de alcance descriptivo, debido a que este tipo de investigaciones “buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis.” (p.78).

Diseño de la Investigación

Según Hernández et al. (2010), define el diseño de la investigación como “el plan o estrategia que se desarrolla para obtener la información que se requiere en una determinada investigación”. (p.120).

Según la naturaleza del estudio, el diseño de esta investigación fue experimental de tipo cuasiexperimental, dado que existe manipulación de al menos una variable independiente para observar su efecto y relación con una o más variables dependientes.

Diseño de las Fases Metodológicas

Tomando en cuenta los objetivos a alcanzar, esta investigación constó de varias fases las cuales se describen a continuación:

Fase I

Esta primera fase contempló el respaldo teórico de la investigación, así como también el detalle de las variables que evaluaron el comportamiento sismorresistente de las edificaciones en conjunto con los procedimientos de diseño a utilizados. De igual manera se expusieron los antecedentes de la investigación, obtenidos en base a la bibliografía existente, códigos normativos nacionales e internacionales y estudios experimentales realizados por otros investigadores.

Fase II

En la segunda fase de la investigación se seleccionó el tipo de edificación de concreto reforzado a analizar según lo establecido por la Norma COVENIN

1756:2001 Edificaciones Sismorresistentes, clasificándose de acuerdo a su uso (A, B1, B2), al tipo de estructura (I, II, III, IV) y regularidad de la estructura.

Se seleccionó el número de niveles de las edificaciones a evaluadas en cada caso, en conjunto con la selección de la zona sísmica, determinando de igual manera los casos de análisis, identificados en esta investigación como “Casos”, en función de la variación del número de niveles.

Fase III

En esta fase se realizó el análisis y diseño estructural de las superestructuras de concreto reforzado, para cada caso establecido en la segunda fase. El análisis estructural de cada caso, se realizó según las consideraciones sísmicas establecidas por la Norma venezolana COVENIN 1756:2001 Edificaciones Sismorresistentes.

El diseño estructural se realizó según las consideraciones de la Norma COVENIN 1753:2006 Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural. Para todos los diseños se efectuaron las verificaciones, controles y verificaciones estructurales exigidos por las normas mencionadas. Se realizó un proceso iterativo para hallar las dimensiones óptimas, permitiendo de esta manera la comparación de los modelos.

Fase IV

En base a los resultados obtenidos, se inició la comparación de los modelos, mediante la construcción de gráficas y tablas de resultados donde se evidenció cual fue el comportamiento sismorresistente que presentó cada estructura. Dicha comparación se llevó a cabo mediante la revisión del cortante basal, verificación para el efecto $P-\Delta$, control de desplazamientos laterales máximos,

área de acero requerida en los miembros, el criterio de columna fuerte viga débil y corte en los nodos.

Fase V

En esta fase se ubicó la etapa final de la investigación, en donde una vez generados los gráficos correspondientes, se analizaron los resultados obtenidos, a fin de establecer los pro y contra de utilizar secciones de miembros estructurales inferiores a los mínimos establecidos por la Norma COVENIN 1753:2006.

De igual forma, el análisis de los resultados permitió determinar si resulta factible establecer condiciones normativas especiales para determinado tipo de edificaciones, finalmente estableciendo las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

Técnicas e Instrumentos de Recolección de la Información

En función de los objetivos definidos en el presente estudio, donde se busca a evaluar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado de baja altura, con secciones de miembros inferiores a las establecidas por la Norma COVENIN 1753-2006, ubicadas en zona sísmica 5, se emplearon una serie de instrumentos y técnicas de recolección de información, orientadas de manera esencial a alcanzar los fines propuestos.

La primera técnica utilizada fue la observación documental, Balestrini (2006) señala que:

A partir de la observación documental, como punto de partida en el análisis de las fuentes documentales, mediante una lectura general de textos, se iniciará la búsqueda y observación de los hechos presentes en los materiales escritos consultados que son de interés para esta investigación. Importa destacar que la presentación resumida asume un importante papel, en la construcción de los contenidos teóricos de la investigación. (p.152).

La observación documental se llevó a cabo a fin de extraer los datos bibliográficos útiles para el estudio a realizar, de igual manera se empleó la técnica de observación para llevar a cabo el registro sistemático del comportamiento sismorresistente de las edificaciones a estudiar en la fase de modelado.

Los datos recolectados son provenientes de la información extraída de fuentes bibliográficas, siendo necesaria la consulta de libros, estudios realizados por otros investigadores localizados mediante fuentes electrónicas y la normativa vigente nacional e internacional.

Del mismo Hernández et al. (2010), define como otro método cuantitativo de recolección de datos “los instrumentos específicos propios de cada disciplina, en vista que en todas las áreas de estudio se han generado valiosos métodos para recolectar datos de variables específicas”. (p.262).

El instrumento fundamental para el procesamiento y recolección de datos fue el programa de cálculo ETABS v.16.0.3, mediante el cual se modelaron las estructuras, se realizó el diseño y análisis de cada modelo, permitiendo finalmente mediante la observación directa de los resultados, obtener los datos necesarios para establecer como ha sido el comportamiento de cada modelo establecido.

Operacionalización de Objetivos

Objetivo General: Evaluar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado hasta tres niveles, con miembros de secciones inferiores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, ubicadas en zona sísmica 5.			
Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Determinar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado, con secciones en vigas y columnas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006.	Criterios dimensionales	Dimensiones mínimas en miembros de concreto según COVENIN 1753:2006	-Dimensiones en vigas. -Dimensiones en columnas.
	Controles y verificación sismorresistente	Comportamiento sismorresistente según COVENIN 1756:2001	-Combinaciones modales. -Cortante basal. -Efecto P- Δ . -Desplazamientos laterales.
	Criterios de diseño	Requisitos sismorresistentes en miembros de concreto según COVENIN 1753:2006	-Flexión en vigas. -Corte en vigas. -Flexión en columnas (Columna Fuerte-Viga débil). -Corte en columna. -Corte en Nodo.

Objetivo General:

Evaluar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado hasta tres niveles, con miembros de secciones inferiores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, ubicadas en zona sísmica 5.

Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Establecer la influencia de dimensiones menores a las exigidas normativamente, sobre el comportamiento de edificaciones tipificables de un (1) nivel en zona sísmica 5.	Controles y verificación sismorresistente	Comportamiento sismorresistente según COVENIN 1756:2001	-Combinaciones modales. -Cortante basal. -Efecto P- Δ . -Desplazamientos laterales.
	Criterios de diseño	Requisitos sismorresistentes en miembros de concreto según COVENIN 1753:2006	-Área de Acero de refuerzo. -Volumen de Concreto. -Flexión en vigas. -Corte en vigas. -Flexión en columnas (Columna Fuerte-Viga débil). -Corte en columna. -Corte en Nodo.
Verificar la influencia de dimensiones menores a las exigidas normativamente, sobre el comportamiento de edificaciones tipificables de dos (2) niveles en zona sísmica 5.	Controles y verificación sismorresistente	Comportamiento sismorresistente según COVENIN 1756:2001	-Combinaciones modales. -Cortante basal. -Efecto P- Δ . -Desplazamientos laterales.
	Criterios de diseño	Requisitos sismorresistentes en miembros de concreto según COVENIN 1753:2006	-Área de Acero de refuerzo. -Volumen de Concreto. -Flexión en vigas. -Corte en vigas. -Flexión en columnas (Columna Fuerte-Viga débil). -Corte en columna. -Corte en Nodo.

Objetivo General:

Evaluar el comportamiento sismorresistente en edificaciones de concreto reforzado hasta tres niveles, con miembros de secciones inferiores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, ubicadas en zona sísmica 5.

Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Determinar la influencia de dimensiones menores a las exigidas normativamente, sobre el comportamiento de edificaciones tipificables de tres (3) niveles en zona sísmica 5.	Controles y verificación sismorresistente	Comportamiento sismorresistente según COVENIN 1756:2001.	-Combinaciones modales. -Cortante basal. -Efecto P- Δ . -Desplazamientos laterales.
	Criterios de diseño	Requisitos sismorresistentes en miembros de concreto según COVENIN 1753:2006.	-Área de Acero de refuerzo. -Volumen de Concreto. -Flexión en vigas. -Corte en vigas. -Flexión en columnas (Columna Fuerte-Viga débil). -Corte en columna. -Corte en Nodo.

CAPÍTULO IV.

PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Fueron evaluados un total de seis (6) casos de estudio, los cuales fueron modelados mediante la utilización del software de estructuras ETABS V16.0.3.

Tales modelos fueron clasificados de la siguiente manera:

- Modelos con secciones de miembros estructurales normalizados.
- Modelos con dimensiones optimizadas, los cuales se diseñaron con secciones inferiores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006.

Como resultado de dicha clasificación, se generaron los casos que se especifican a continuación:

CASO 1: Diseño de miembros normalizados, 1 nivel, Zona Sísmica 5.

CASO 2: Diseño de miembros optimizados, 1 nivel, Zona Sísmica 5.

CASO 3: Diseño de miembros normalizados, 2 niveles, Zona Sísmica 5.

CASO 4: Diseño de miembros optimizados, 2 niveles, Zona Sísmica 5.

CASO 5: Diseño de miembros normalizados, 3 niveles, Zona Sísmica 5.

CASO 6: Diseño de miembros optimizados, 3 niveles, Zona Sísmica 5.

Datos de la edificación

La estructura seleccionada para evaluar los seis casos de estudio, corresponde a una edificación diseñada en concreto reforzado (Ver figura 1), la cual presenta las siguientes características:

- Edificación de uso residencial, con altura típica de entrepiso de 2,89 m, para una altura total de 2,89 m, 5,78 m y 8,67 en las edificaciones de uno (1), dos (2) y tres (3) niveles respectivamente.
- Las alturas para el nivel techo escalera son 5,78 m, 8,67 m, y 11,56 m para las edificaciones de uno (1), dos (2) y tres (3) niveles respectivamente.
- Las dimensiones en planta son 17,5 m de ancho y 20 m de largo, la estructura se encuentra conformada por cinco (5) pórticos en sentido longitudinal y cinco (5) en sentido transversal, con un área total en planta de 350 m² diseñado en concreto reforzado.
- El sistema de piso corresponde a una losa nervada en una dirección de espesor 20 cm con una distribución de los nervios en el sentido transversal (Eje X).
- La superestructura se encuentra constituida por treinta (30) columnas, apoyadas en pórticos en sentido longitudinal (Eje Y).
- La edificación es completamente regular, con un sistema ortogonal, las cargas actuantes son las mismas en cada entrepiso, incluso en el techo por ser una terraza visitable.

Característica de los materiales

Las propiedades de los materiales utilizados se muestran a continuación.

Cuadro 12: Propiedades de los materiales.

Elemento	Material	Resistencia
Columnas.	Concreto f'c 280	280 kgf/cm ² .
Vigas.	Concreto f'c 280	280 kgf/cm ² .
Losa entrepiso y Escalera.	Concreto f'c 250	250 kgf/cm ² .
Cabillas refuerzo	Acero A615 Gr60	4200 kgf/cm ² .

Nota: Elaboración propia.

Cargas gravitacionales actuantes

Cuadro 13: Acciones Permanentes.

Descripción	Carga Permanente Uniforme (kgf/m ²)
Losa Nervada Bloque Aliven e=20 cm cm	250
Revestimiento en Entrepiso.	50
Tabiquería en Entrepiso.	150
Revestimiento en Techo.	5
Mortero de nivelación drenajes en Techo	45
Peso Propio.	Definido por el Programa

Nota: Datos tomados de COVENIN MINDUR 2002:88.

Cuadro 14: Acciones Variables.

Descripción	Carga variable Uniforme (kgf/m ²)
Área interna de apartamentos.	175
Área de pasillos.	300
Escalera.	300
Terraza Accesible.	100
Techo.	100

Nota: Datos tomados de COVENIN MINDUR 2002:88, Tabla 5.1.

Coeficientes sísmicos

De acuerdo con el artículo 7.1 de la Norma COVENIN 1756-2001, los factores de masa utilizados para el coeficiente sísmico fueron del 100% de las acciones permanentes, 25% de las acciones variables en los entresijos y no se consideró el peso de las acciones variables en el techo no accesible.

Carga sísmicas

Para la determinación de los parámetros del diseño sísmico se utilizaron los parámetros establecidos en la Norma COVENIN 1756-2001, de la cual se tomaron como base los siguientes valores.

Clasificación según el uso: B2.

Zona Sísmica: 5.

Coeficiente de aceleración horizontal (A_0) = 0.30 Peligro Sísmico Elevado.

Según el Perfil del Suelo: S2.

Factor de corrección (ϕ): 0,90.

Nivel de Diseño: ND3 (Grupo B2 y zona sísmica 5).

Factor de importancia, Grupo B2 (α): 1.00

Factor de Reducción, tipo de estructura I y ND3 (R): 6.

Factor de magnificación promedio (β), forma espectral S2: 2,6.

T_0 : 0.175.

T^* : 0.70.

T_+ : 0.40.

P: 1.0.

C: 1.2325.

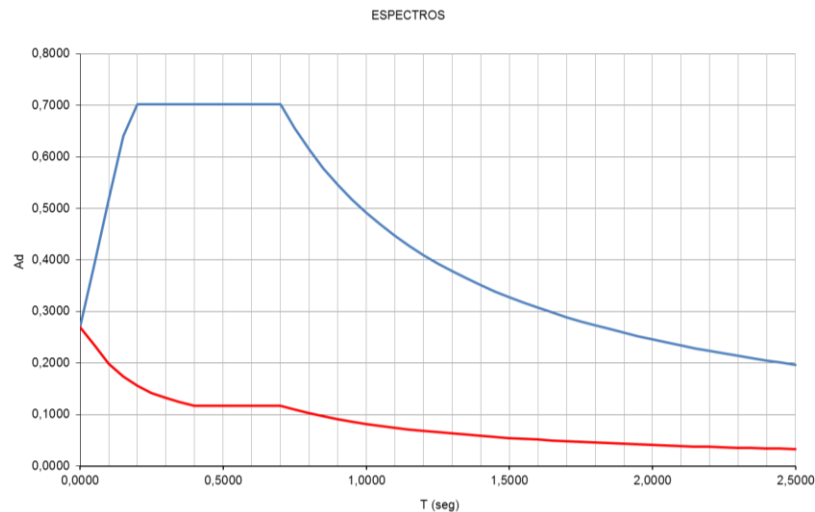


Figura 5. Espectro de Respuesta Elástico e Inelástico.

Fuente: Elaboración propia.

Método de análisis

Como método de análisis se utilizó un análisis dinámico espacial, en el cual las solicitaciones traslacionales se determinaron utilizando el Método de

Superposición Modal con tres (3) grados de libertad por nivel, según lo establecido en el artículo 9.6 de la norma COVENIN 1756-2001.

Las solicitaciones en el sentido transversal y longitudinal de la edificación se combinaron mediante la combinación cuadrática completa (CQC), y con una combinación direccional mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones (SRSS por sus siglas en inglés).

Partiendo de las dimensiones mínimas exigidas por la Norma COVENIN 1753:2006, para los modelos correspondientes a los casos con miembros normalizados, las columnas fueron establecidas de 30x30 cm y las dimensiones de las vigas se encuentran identificadas en las figuras subsiguientes.

Para los modelos correspondientes a los casos con miembros optimizados, se redujeron las dimensiones de las secciones, a fin de determinar las dimensiones óptimas inferiores a las mínimas exigidas por la Norma, y de esta manera comparar el comportamiento entre ambos casos.

En tal sentido, a continuación se presentan los resultados correspondientes a cada caso de estudio de forma comparativa, a fin de constatar a detalle el comportamiento de las edificaciones llevando a cabo la reducción en las secciones de sus miembros estructurales.

Resultados Comparativos Modelos Caso 1 y 2.

Las edificaciones modeladas para los casos 1 y 2, corresponden a edificaciones de un (1) nivel con techo accesible, tal como se evidencia en la figura 6. Las plantas con la respectiva identificación de sus miembros se detallan a continuación.

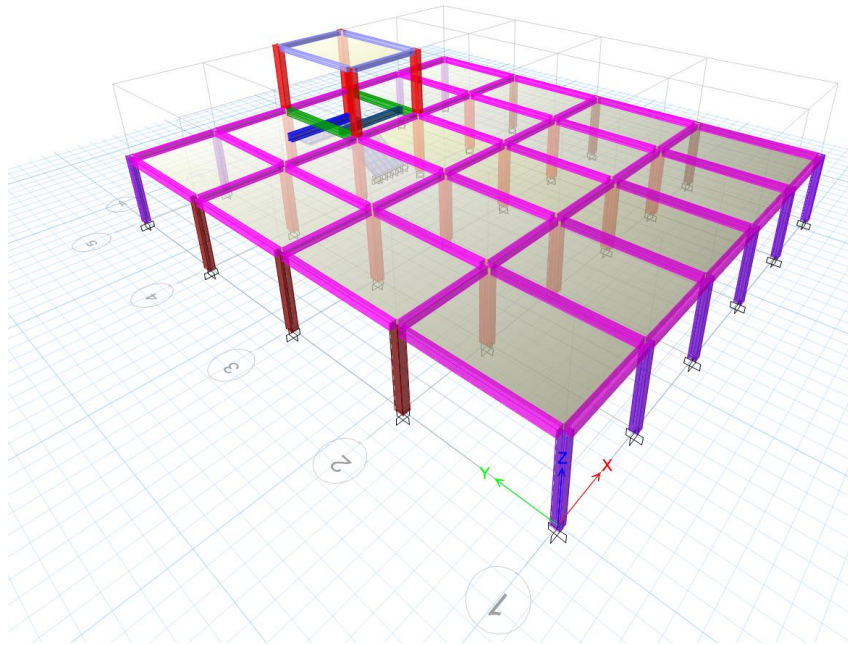


Figura 6. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3 Caso 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia..

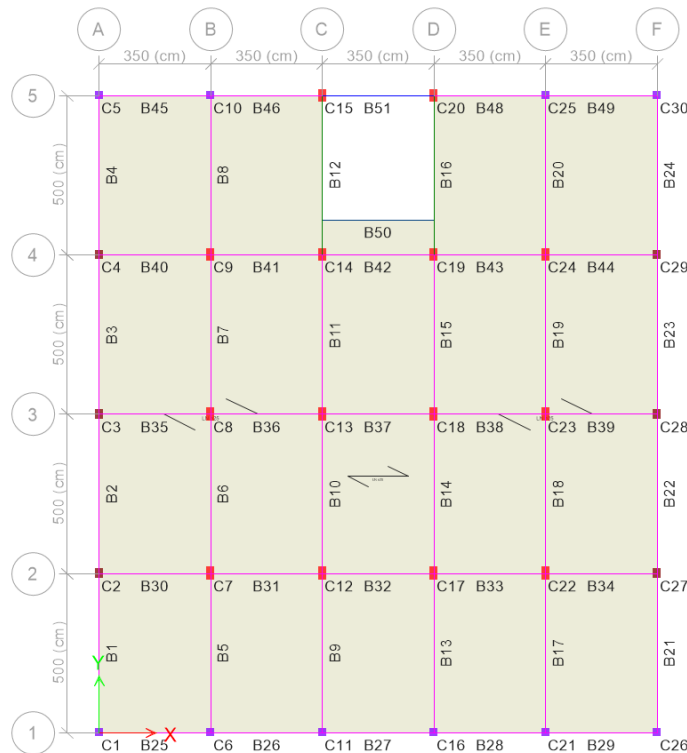


Figura 7. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia.

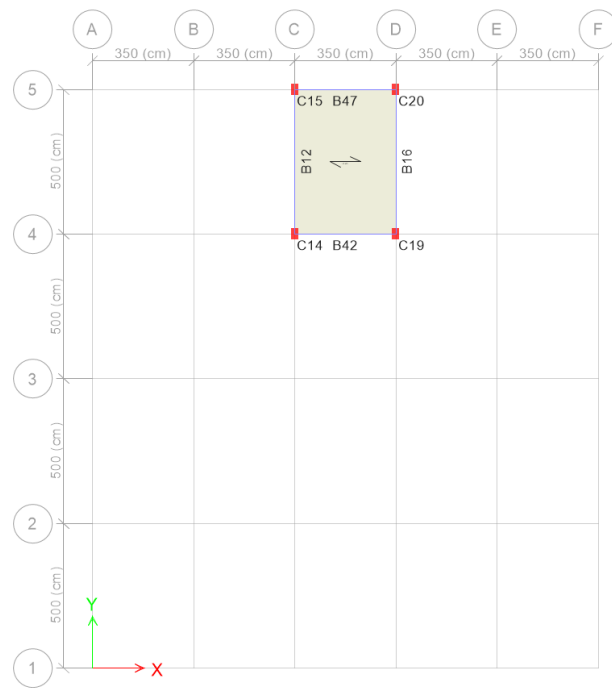


Figura 8. Planta Techo, Elev. +5.78 m Caso 1 y 2.
Fuente: Elaboración propia..

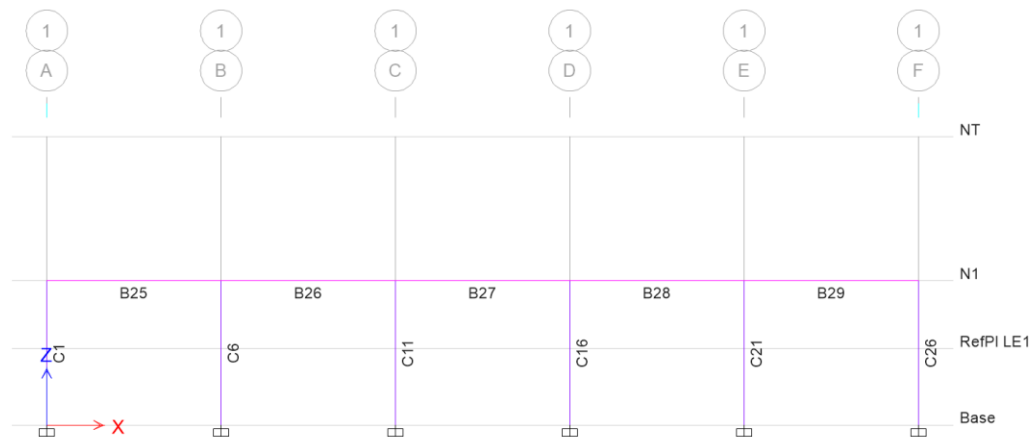


Figura 9. Pórtico 1 Caso 1 y 2.
Fuente: Elaboración propia..

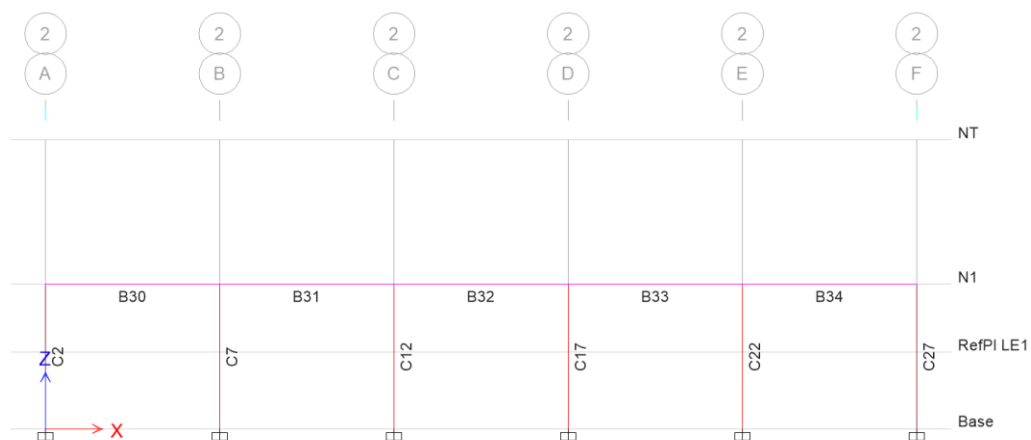


Figura 10. Pórtico 2 Caso 1 y 2.
Fuente: Elaboración propia..



Figura 11. Pórtico 3 Caso 1 y 2.
Fuente: Elaboración propia.

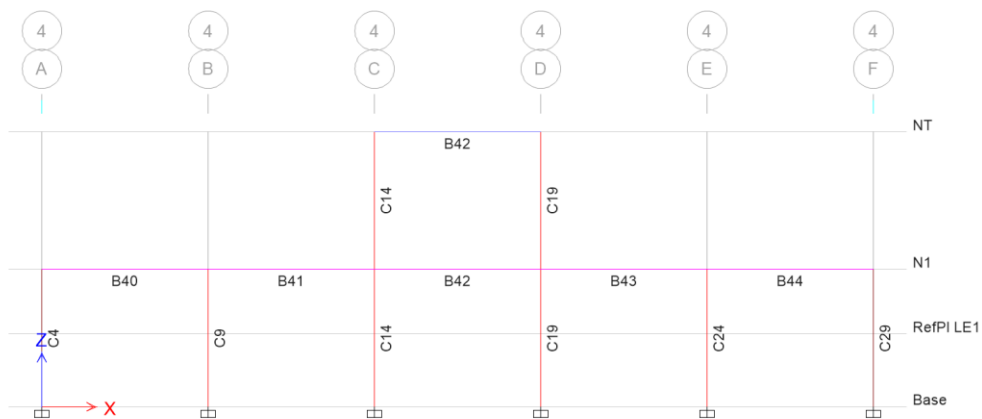


Figura 12. Pórtico 4 Caso 1 y 2.
Fuente: Elaboración propia.

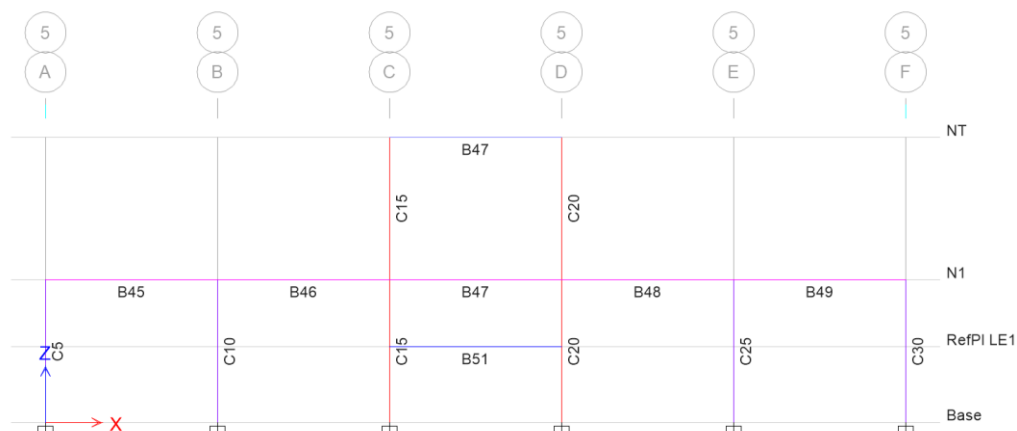


Figura 13. Pórtico 5 Caso 1 y 2.
Fuente: Elaboración propia.

Una vez visualizadas las plantas y pórticos se exponen las dimensiones para cada miembro de los casos 1 y 2 de forma comparativa en el cuadro x.

Cuadro 15: Resumen Secciones Caso 1 y 2.

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 1	Sección Diseño Caso 2
N1	C1	Column	C30x30	C25x25
N1	C2	Column	C30x30	C25x30
N1	C3	Column	C30x30	C25x30
N1	C4	Column	C30x30	C25x30
N1	C5	Column	C30x30	C25x25
N1	C6	Column	C30x30	C25x25
N1	C7	Column	C30x30	C25x40
N1	C8	Column	C30x30	C25x40
N1	C9	Column	C30x30	C25x40
N1	C10	Column	C30x30	C25x25
N1	C11	Column	C30x30	C25x25
N1	C12	Column	C30x30	C25x40
N1	C13	Column	C30x30	C25x40
N1	C14	Column	C30x30	C25x40
N1	C15	Column	C30x30	C25x40
N1	C16	Column	C30x30	C25x25
N1	C17	Column	C30x30	C25x40
N1	C18	Column	C30x30	C25x40
N1	C19	Column	C30x30	C25x40
N1	C20	Column	C30x30	C25x40
N1	C21	Column	C30x30	C25x25
N1	C22	Column	C30x30	C25x40
N1	C23	Column	C30x30	C25x40

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 1	Sección Diseño Caso 2
N1	C24	Column	C30x30	C25x40
N1	C25	Column	C30x30	C25x25
N1	C26	Column	C30x30	C25x25
N1	C27	Column	C30x30	C25x30
N1	C28	Column	C30x30	C25x30
N1	C29	Column	C30x30	C25x30
N1	C30	Column	C30x30	C25x25
N1	B1	Beam	V25x30	V20x25
N1	B2	Beam	V25x30	V20x25
N1	B3	Beam	V25x30	V20x25
N1	B4	Beam	V25x30	V20x25
N1	B5	Beam	V25x30	V20x25
N1	B6	Beam	V25x30	V20x25
N1	B7	Beam	V25x30	V20x25
N1	B8	Beam	V25x30	V20x25
N1	B9	Beam	V25x30	V20x25
N1	B10	Beam	V25x30	V20x25
N1	B11	Beam	V25x30	V20x25
N1	B12	Beam	V25x30	V25x30
N1	B13	Beam	V25x30	V20x25
N1	B14	Beam	V25x30	V20x25
N1	B15	Beam	V25x30	V20x25
N1	B16	Beam	V25x30	V25x30
N1	B17	Beam	V25x30	V20x25
N1	B18	Beam	V25x30	V20x25
N1	B19	Beam	V25x30	V20x25
N1	B20	Beam	V25x30	V20x25
N1	B21	Beam	V25x30	V20x25
N1	B22	Beam	V25x30	V20x25
N1	B23	Beam	V25x30	V20x25
N1	B24	Beam	V25x30	V20x25
N1	B25	Beam	V25x30	V20x25
N1	B26	Beam	V25x30	V20x25
N1	B27	Beam	V25x30	V20x25
N1	B28	Beam	V25x30	V20x25
N1	B29	Beam	V25x30	V20x25
N1	B30	Beam	V25x30	V20x25
N1	B31	Beam	V25x30	V20x25
N1	B32	Beam	V25x30	V20x25
N1	B33	Beam	V25x30	V20x25
N1	B34	Beam	V25x30	V20x25
N1	B35	Beam	V25x30	V20x25
N1	B36	Beam	V25x30	V20x25
N1	B37	Beam	V25x30	V20x25
N1	B38	Beam	V25x30	V20x25
N1	B39	Beam	V25x30	V20x25
N1	B40	Beam	V25x30	V20x25
N1	B41	Beam	V25x30	V20x25
N1	B42	Beam	V25x30	V20x25

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 1	Sección Diseño Caso 2
N1	B43	Beam	V25x30	V20x25
N1	B44	Beam	V25x30	V20x25
N1	B45	Beam	V25x30	V20x25
N1	B46	Beam	V25x30	V20x25
N1	B47	Beam	V25x30	V20x25
N1	B48	Beam	V25x30	V20x25
N1	B49	Beam	V25x30	V20x25
N1	B50	Beam	V25x30	V20x30
N1	B51	Beam	V25x35	V30x35
NT	C14	Column	C30x30	C25x40
NT	C15	Column	C30x30	C25x40
NT	C19	Column	C30x30	C25x40
NT	C20	Column	C30x30	C25x40
NT	B12	Beam	V25x30	V15x20
NT	B16	Beam	V25x30	V15x20
NT	B42	Beam	V25x30	V15x20
NT	B47	Beam	V25x30	V15x20

Nota: Elaboración propia.

Análisis de las estructuras

Revisión de Masas Participativas

Se realizó la revisión de las masas participativas correspondientes a los casos 1 y 2, presentando los resultados en el cuadro x.

Cuadro 16: Sumatoria Masas Participativas Caso 1 y 2.

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Caso 1					
1	0.201	0.003	0.865	0.27%	86.48%
2	0.178	0.868	0.004	87.04%	86.91%
3	0.167	0.010	0.002	88.08%	87.14%
4	0.130	0.000	0.121	88.09%	99.19%
5	0.126	0.009	0.000	88.97%	99.22%
6	0.110	0.100	0.000	98.92%	99.23%
Caso 2					
1	0.229	0.740	0.017	74.03%	1.69%
2	0.214	0.034	0.142	77.46%	15.88%
3	0.206	0.001	0.671	77.58%	82.98%
4	0.153	0.051	0.002	82.64%	83.22%
5	0.137	0.157	0.006	98.30%	83.83%
6	0.124	0.005	0.153	98.78%	99.17%

Nota: Elaboración propia.

Los resultados expuestos en el cuadro x, indican que tanto para el caso 1 como para el caso 2 se obtuvieron masas participativas mayores al 98 % utilizando seis (6) modos de vibración, cumpliendo ambos casos con lo especificado por la Norma COVENIN 1756-2001. La representación gráfica del período vs los modos de vibración se presenta en la figura 14.

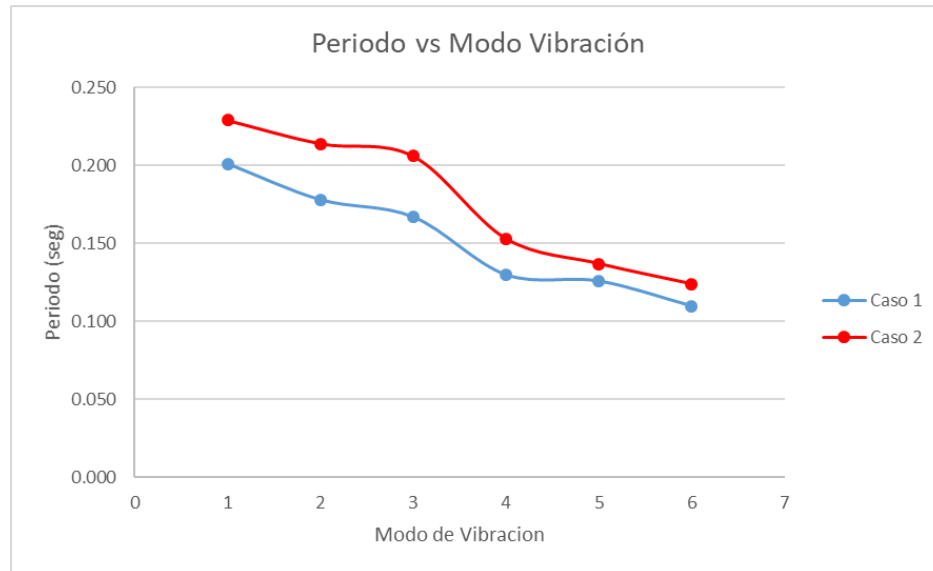


Figura 14. Periodo vs Modo de vibración Caso 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia.

Este gráfico permitió observar que los periodos correspondientes al caso 2 son mayores a los periodos del caso 1; no obstante a pesar de esta diferencia ambos casos garantizan que la sumatoria de las masas participativas exceda el 90% de la masa total del edificio.

Revisión de cortante basal

Para la revisión de la cortante basal se calculó la fuerza cortante por piso para cada uno de los modelos 1 y 2; los resultados se resumen en el cuadro x, seguido de gráficos comparativos en las direcciones X y Y.

Cuadro 17: Fuerza Cortante por Piso Caso 1 y 2.

Nivel	Elevación (m)	Ubicación	Caso 1		Caso 2	
			X-Dir (Tonf)	Y-Dir (Tonf)	X-Dir (Tonf)	Y-Dir (Tonf)
NT	5.78	Top	3.16	3.40	3.17	3.68
		Bottom	3.16	3.40	3.17	3.68
N1	2.89	Top	24.86	23.24	21.42	22.75
		Bottom	25.11	23.55	21.62	23.07

Nota: Elaboración propia.

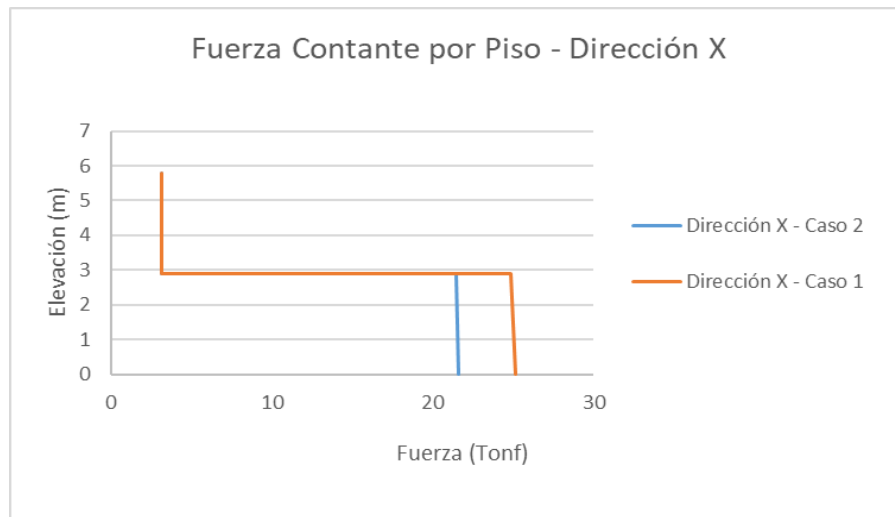


Figura 15. Fuerza cortante por piso en dirección X Caso 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia.

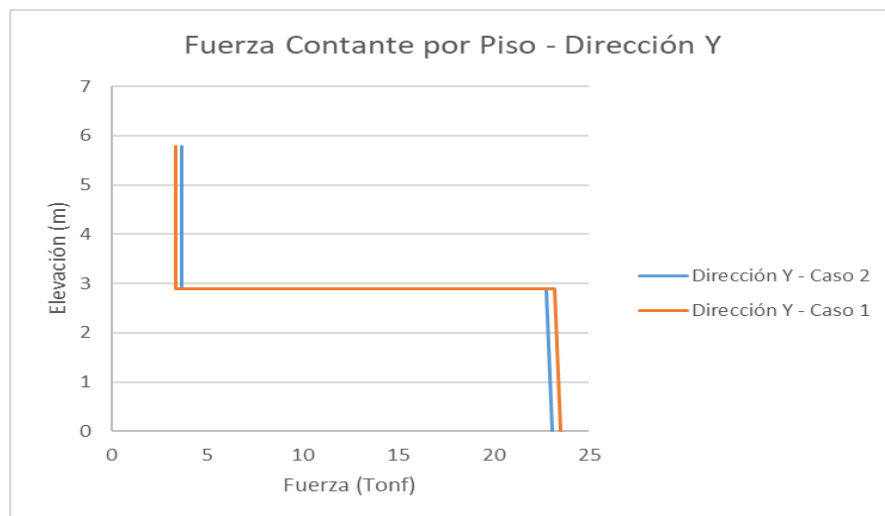


Figura 16. Fuerza cortante por piso en dirección Y Caso 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia.

Con los resultados de la fuerza cortante obtenidos y siguiendo las especificaciones citadas en la Norma COVENIN 1756:2001, el cuadro x detalla el cortante basal mínimo para el caso 1 y 2.

Cuadro 18: Cortante Basal Mínimo Caso 1 y 2.

Espectro de Diseño Cap. 7, Art. 7.2 Cortante Basal Mínimo Cap. 9, Art. 9.3.1		
Datos	Caso 1	Caso 2
μ	0.963	0.963
Ad	0.1040	0.1040
Vo	$\mu \cdot Ad \cdot W$	$\mu \cdot Ad \cdot W$
W	185.97 Tonf	172.70 Tonf
V^*o	18.62 Tonf	17.29 Tonf
V^*o/Vox	0.74	0.80
V^*o/Voy	0.79	0.75

Nota: Elaboración propia.

Con base a los resultados expuestos, se pudo observar que al tener menor peso la edificación del caso 2 por utilizar dimensiones menores en las secciones de sus miembros, las fuerzas sísmicas resultaron inferiores en comparación a las obtenidas en el caso 1; verificando de igual manera que no se requiere llevar a cabo una amplificación de las fuerzas sísmicas, debido a que las fuerzas dinámicas en la base son mayores a las fuerzas estáticas establecidas por la Norma.

Verificación efecto P- Δ

Los resultados de la verificación del efecto p- δ se presentan en el cuadro x, calculados según los parámetros indicados por la Norma COVENIN 1756:2001

Cuadro 19: Efecto P- Δ Caso 1 y 2.

Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Vi X (Tonf)	Vi Y (Tonf)	Θi X	Θi Y
Caso 1							
NT	5.78	0.0006	0.0008	3.16	3.40	0.0128	0.0154
N1	2.89	0.0004	0.0004	25.11	23.55	0.0011	0.0012
Wj (Tonf)	185.97						
Caso 2							
NT	5.78	0.0015	0.0012	3.17	3.68	0.0279	0.0191
N1	2.89	0.0008	0.0005	21.62	23.07	0.0021	0.0014
Wj (Tonf)	172.7						

Nota: Elaboración propia.

Según los resultados obtenidos ninguno de los casos 1 y 2 superó el valor límite establecido por la Norma COVENIN 1756:2001 de 0,08 para Θ_i , por lo que no se tomó en cuenta el efecto P- Δ en estos casos de estudio.

Control de desplazamientos

Para el control de desplazamientos en los casos 1 y 2, se calculó la deriva por piso descrita en el subcapítulo 10.1 de la Norma COVENIN 1756:2001. El cuadro x, presenta los resultados de las derivas elásticas e inelásticas obtenidos para cada nivel.

Cuadro 20: Derivas de Piso Caso 1 y 2.

		Deriva Elástica		Deriva Inelástica	
Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
Caso 1					
NT	5.78	0.0006	0.0008	0.0030	0.0039
N1	2.89	0.0004	0.0004	0.0021	0.0021
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Caso 2					
NT	5.78	0.0015	0.0012	0.0071	0.0057
N1	2.89	0.0008	0.0005	0.0036	0.0025
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Nota: Elaboración propia.

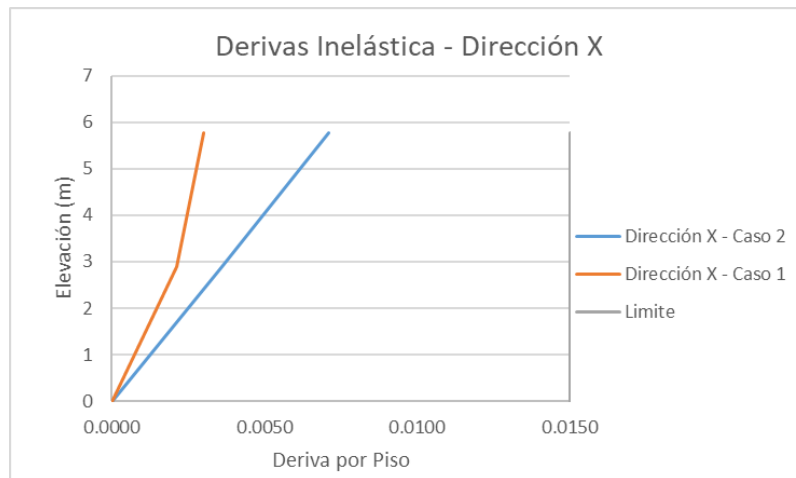


Figura 17. Derivas por piso en dirección X Caso 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia.

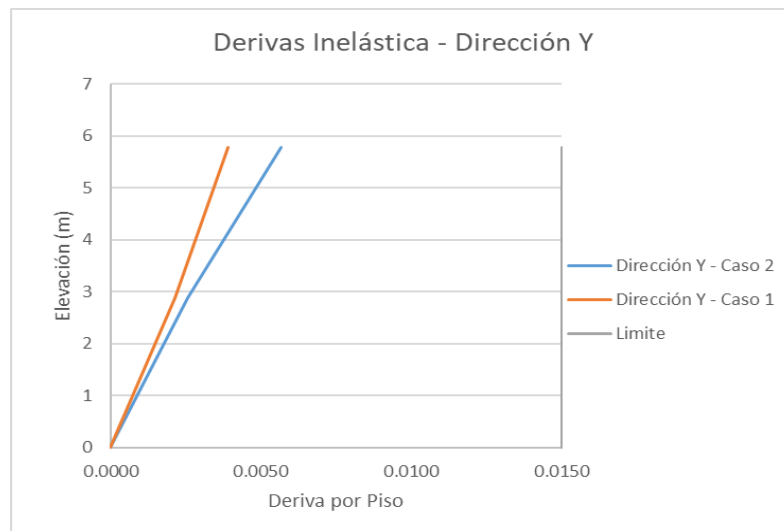


Figura 18. Derivas por piso en dirección Y Caso 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia.

La representación gráfica de las derivas por piso en dirección X y Y correspondientes al caso 2 son mayores a las obtenidas para el caso 1; no obstante a pesar de esta diferencia ambos casos demostraron que tanto las derivas elásticas como inelásticas cumplieron con lo establecido por la Norma COVENIN 1756-2001 al no superar la deriva máxima normativa de 0,015.

Diseño de los miembros

Área de acero requerida.

Una vez realizado el análisis y verificado el cumplimiento de todos los criterios normativos, se llevó a cabo el diseño para cada una de las estructuras correspondientes a los casos 1 y 2. En las siguientes figuras se detalla el área de acero requerida por pórticos para cada caso.

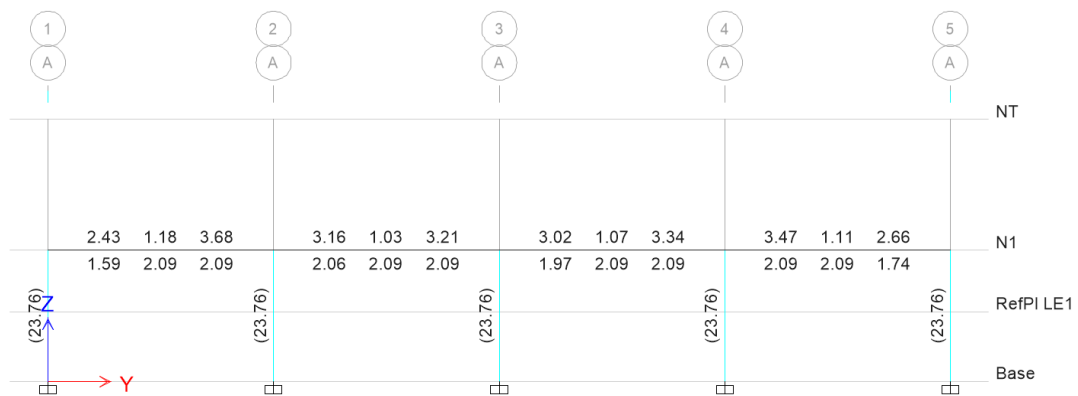


Figura 19. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

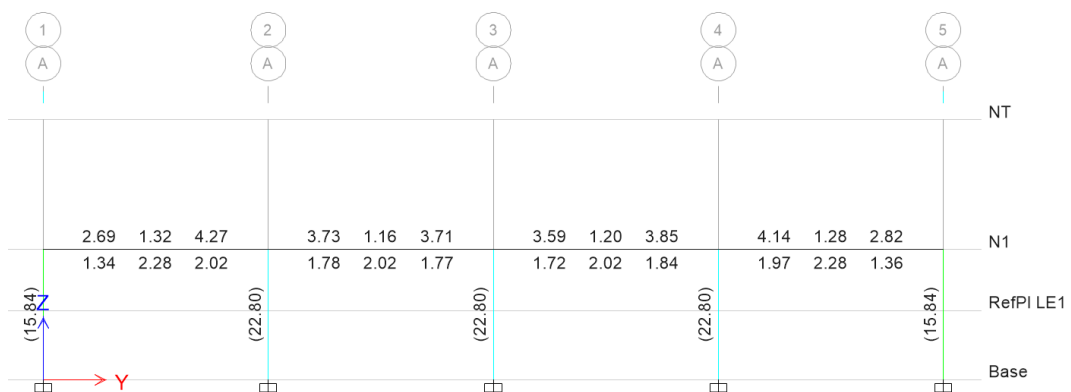


Figura 20. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

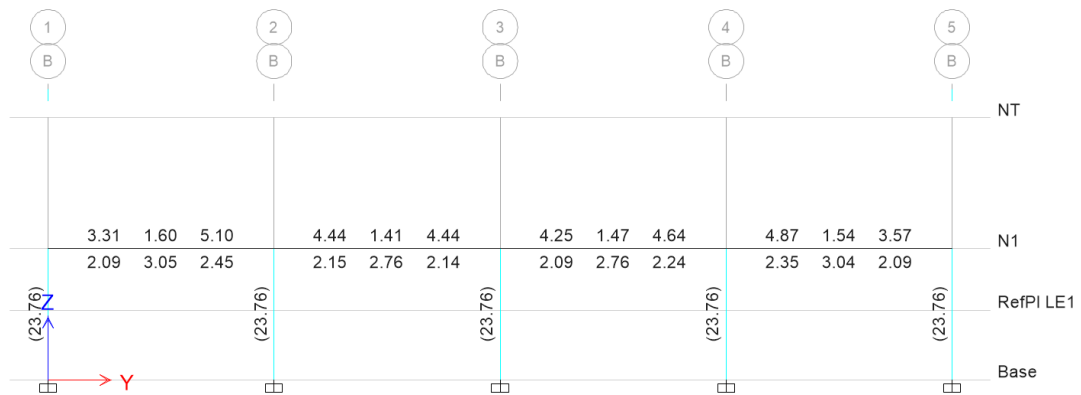


Figura 21. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

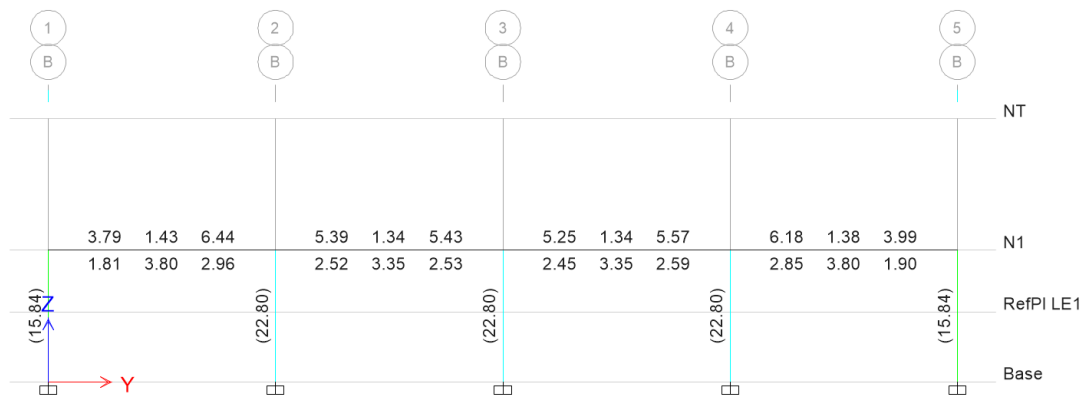


Figura 22. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

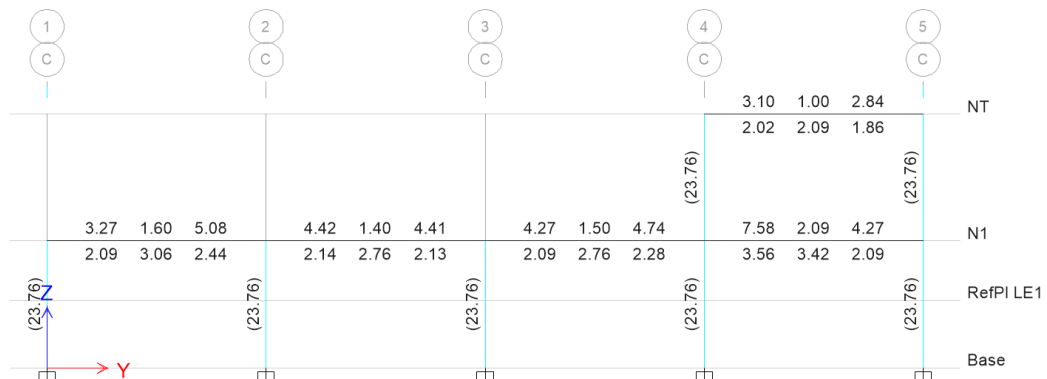


Figura 23. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

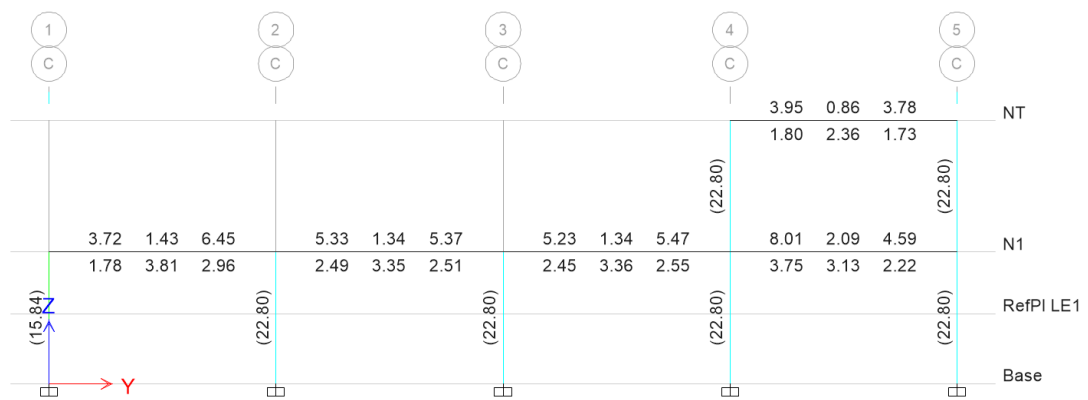


Figura 24. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

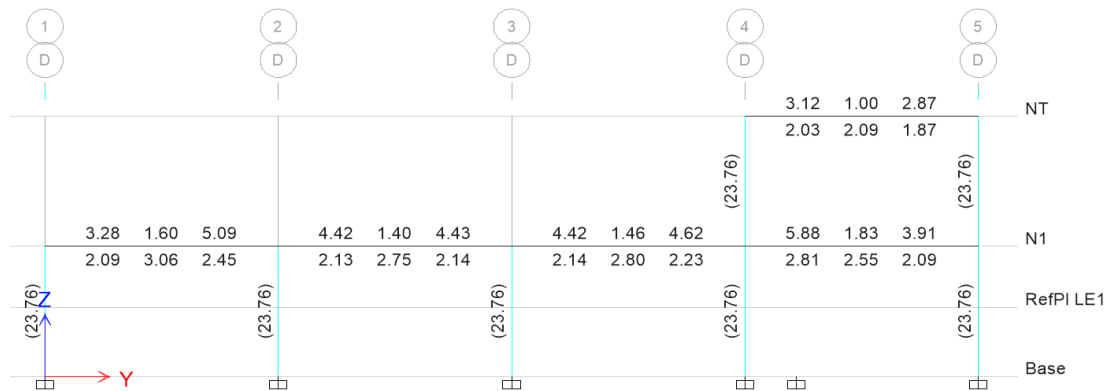


Figura 25. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

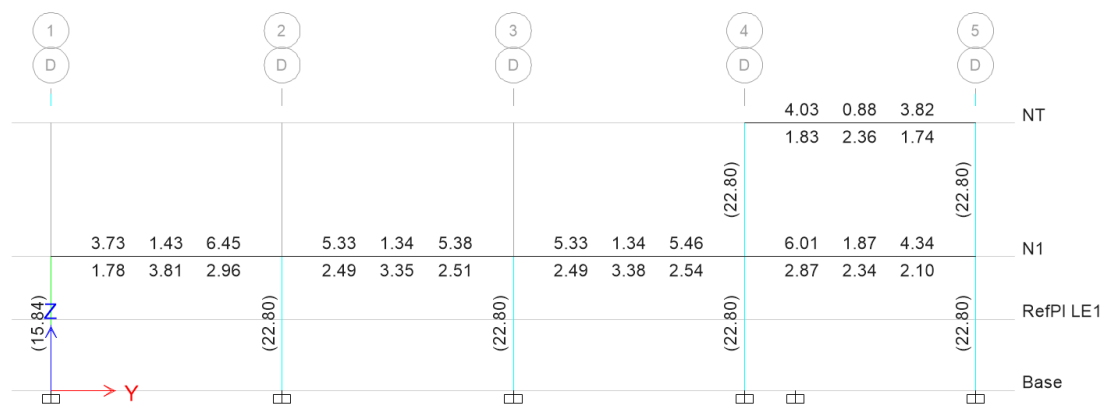


Figura 26. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

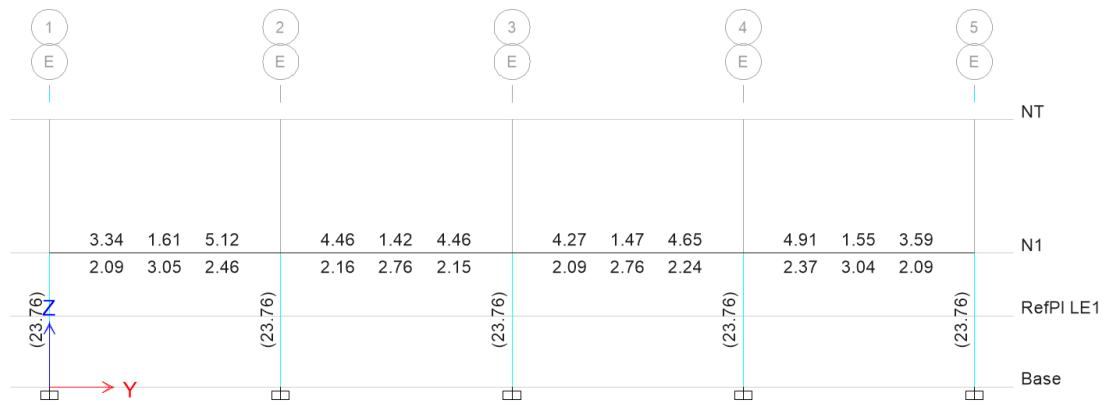


Figura 27. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

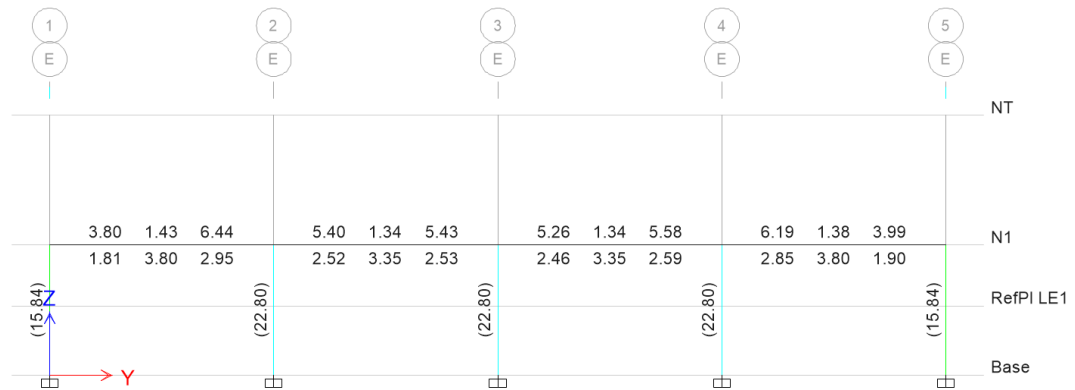


Figura 28. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

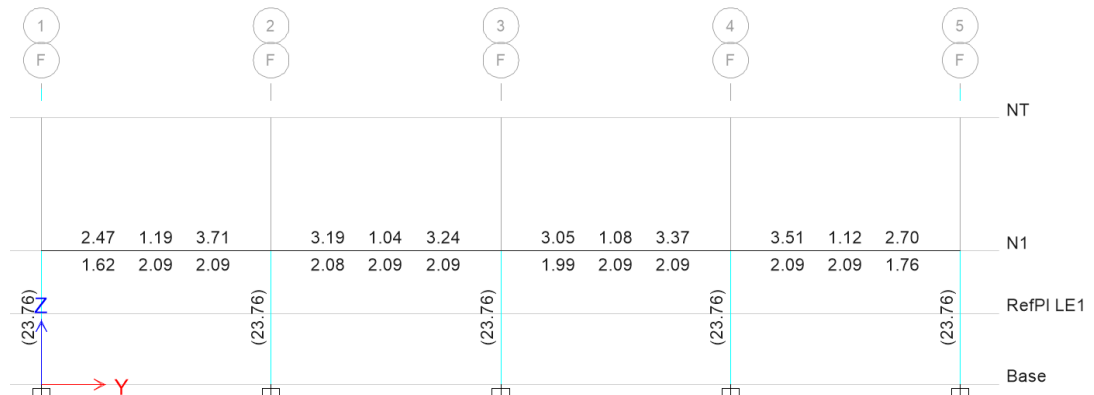


Figura 29. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

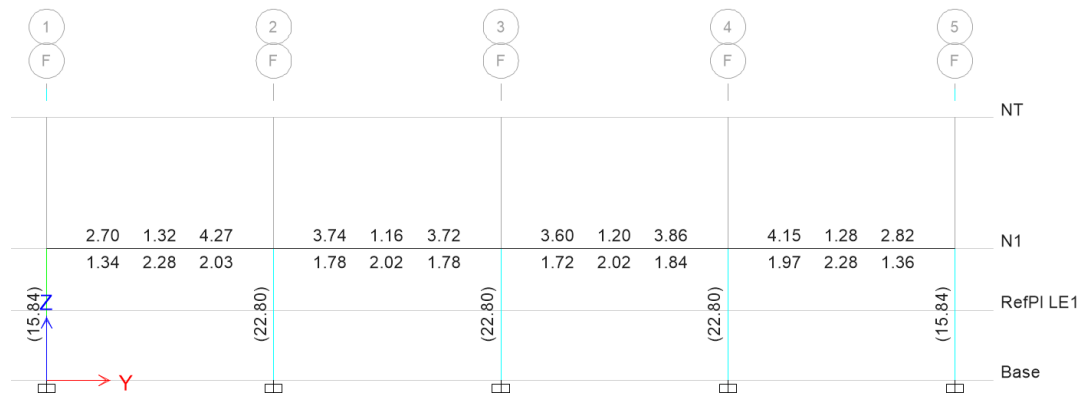


Figura 30. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

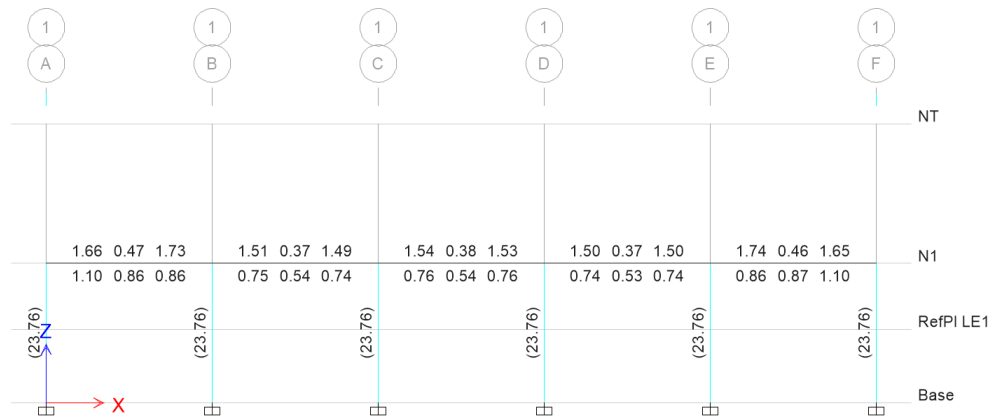


Figura 31. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

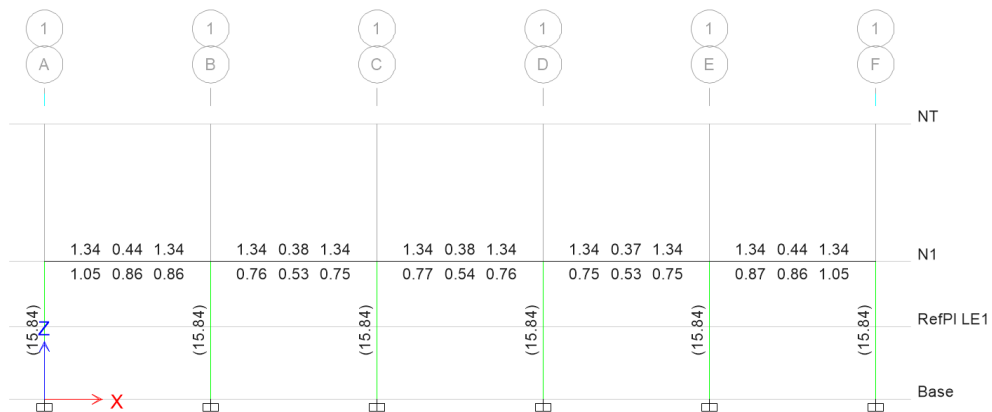


Figura 32. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

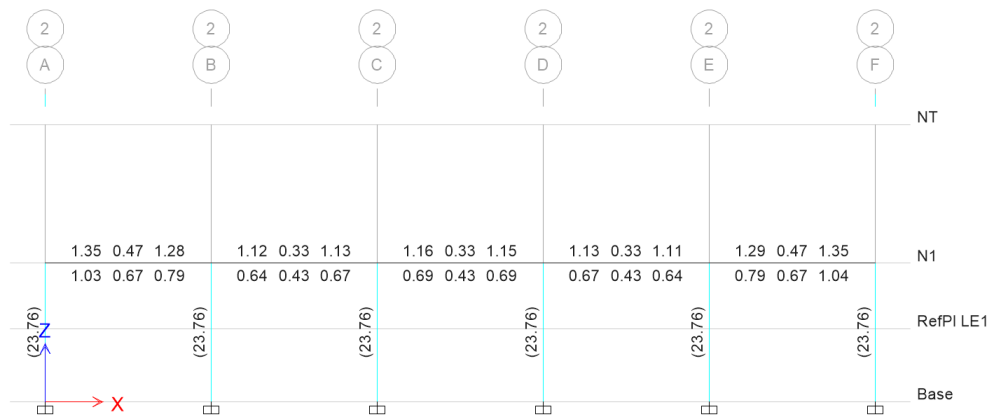


Figura 33. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

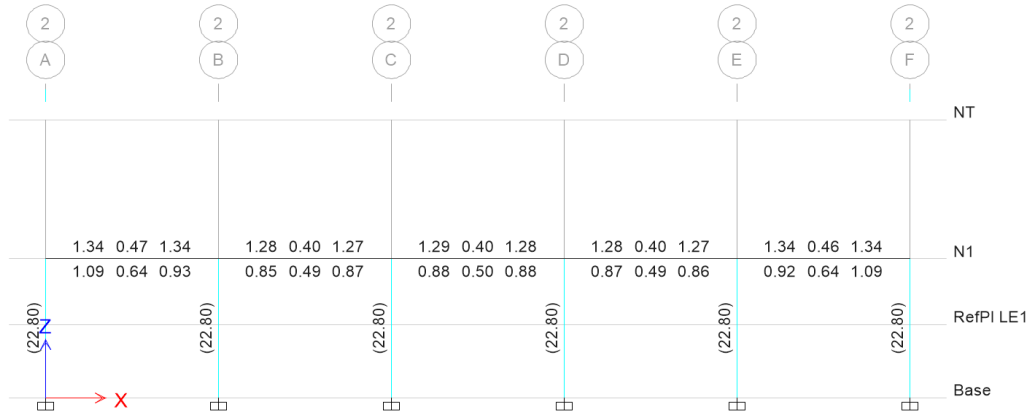


Figura 34. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

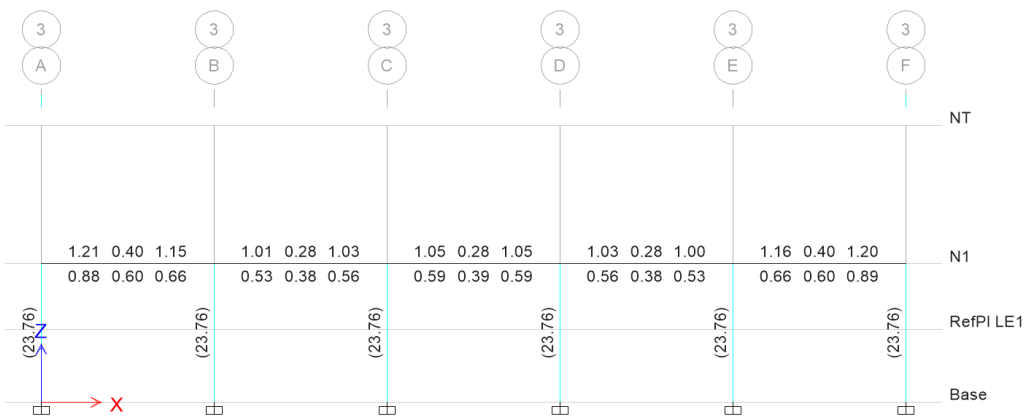


Figura 35. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

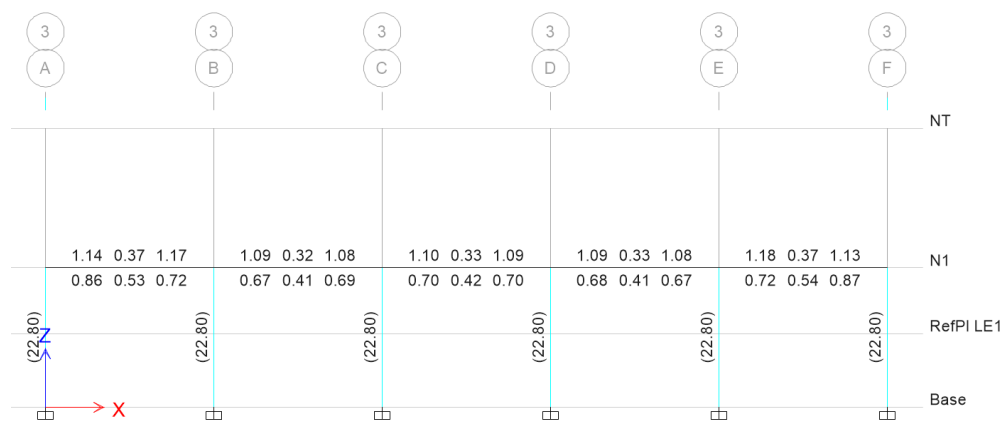


Figura 36. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

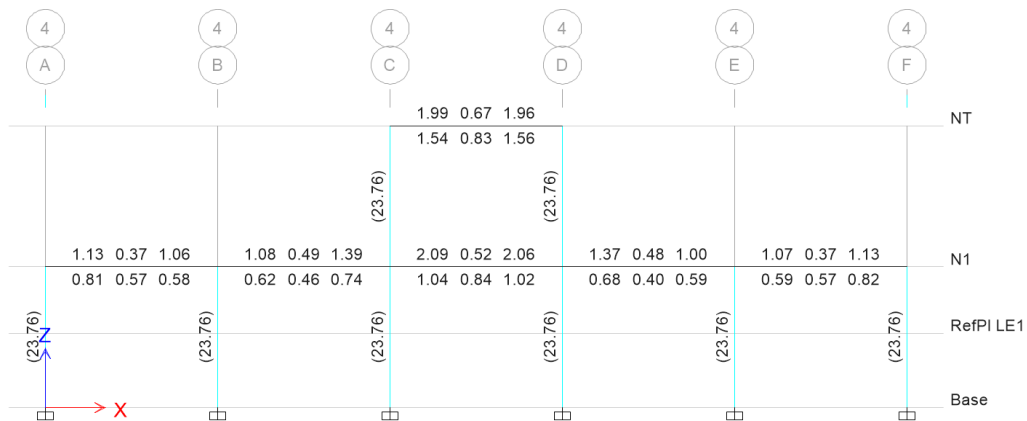


Figura 37. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

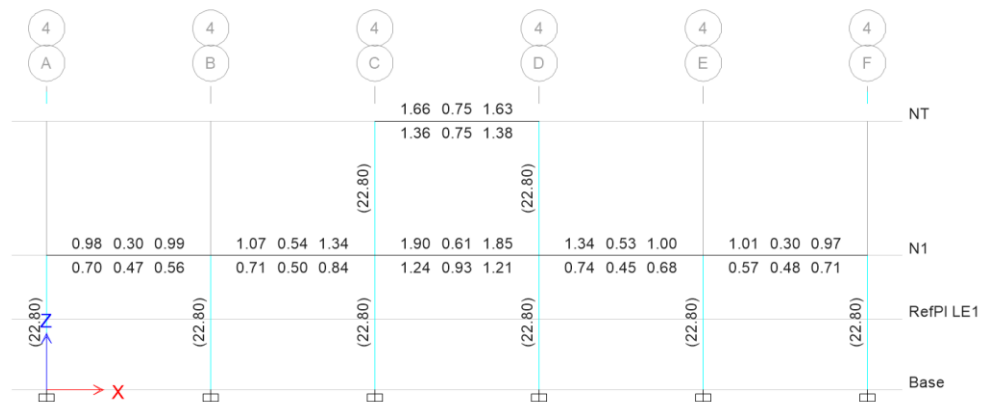


Figura 38. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

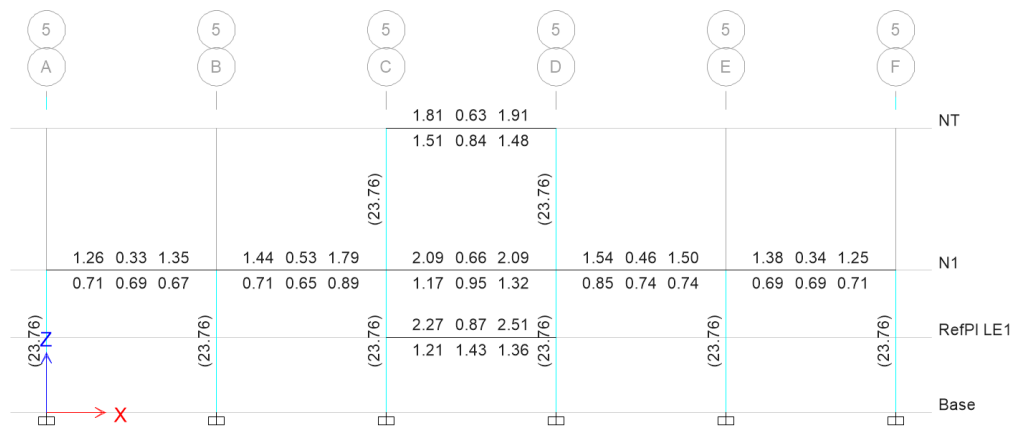


Figura 39. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 1.

Fuente:

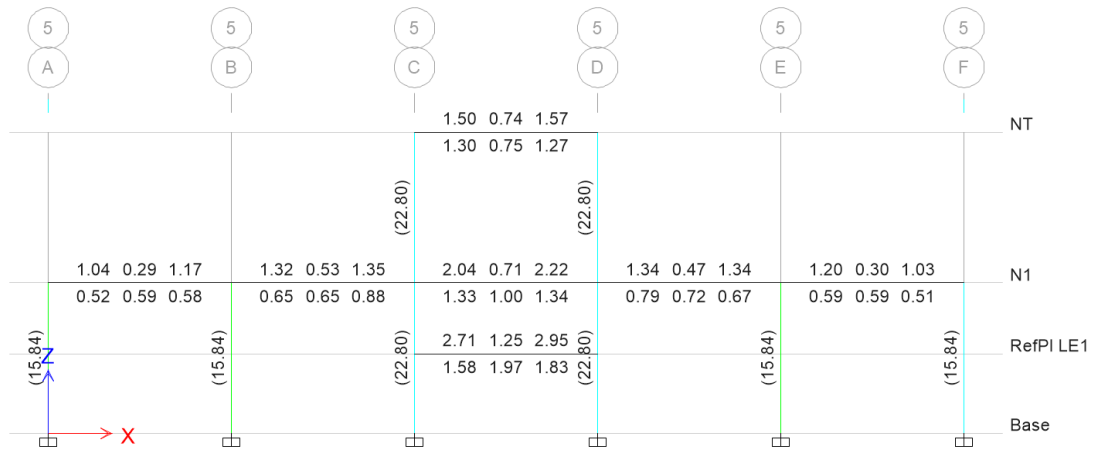


Figura 40. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

La información detallada en las figuras expuestas, indicaron que el área de acero en cm^2 requerida en las vigas para el caso 2, es mayor con relación al área de acero requerida en vigas para el caso 1; sin embargo, para las columnas el área de acero en cm^2 correspondiente al caso 2 son menores que el área de acero requerida para las columnas del caso 1.

Verificación Columna fuerte – Viga débil.

A continuación se presenta la verificación del criterio Columna Fuerte- Viga Débil, para cada pórtico de las estructuras correspondientes a los casos 1 y 2.

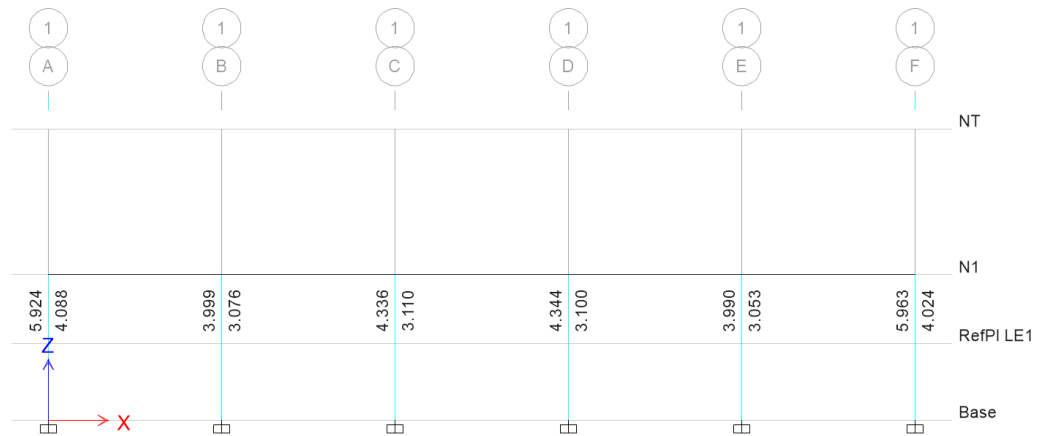


Figura 41. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

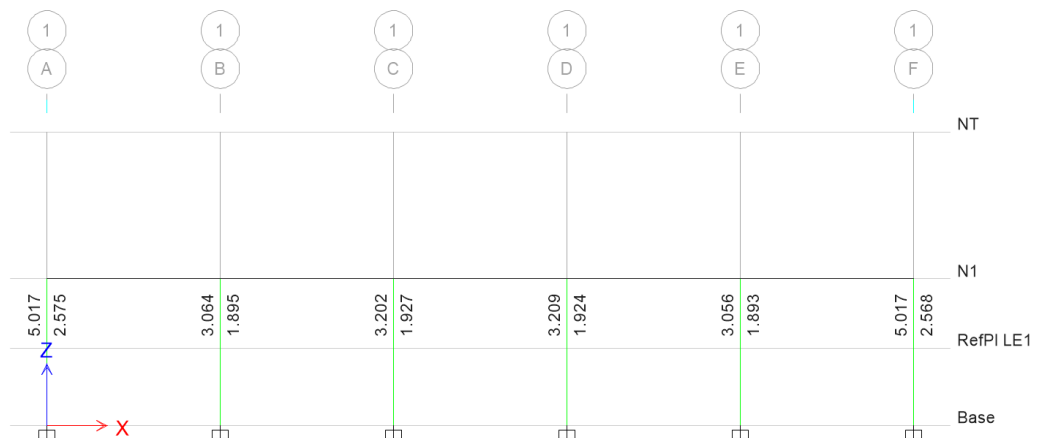


Figura 42. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

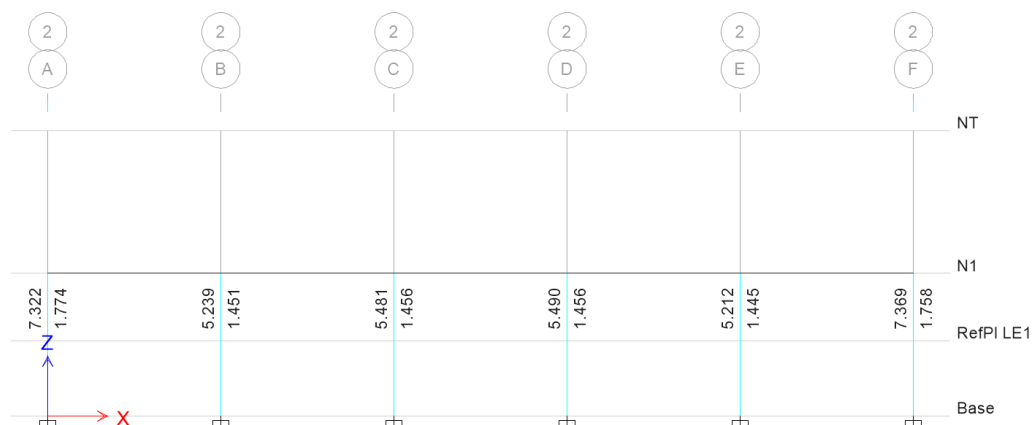


Figura 43. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

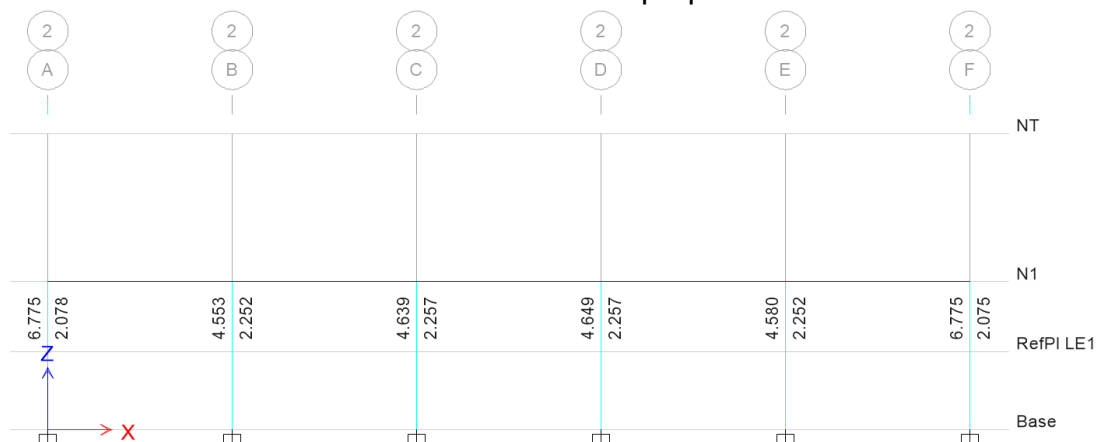


Figura 44. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

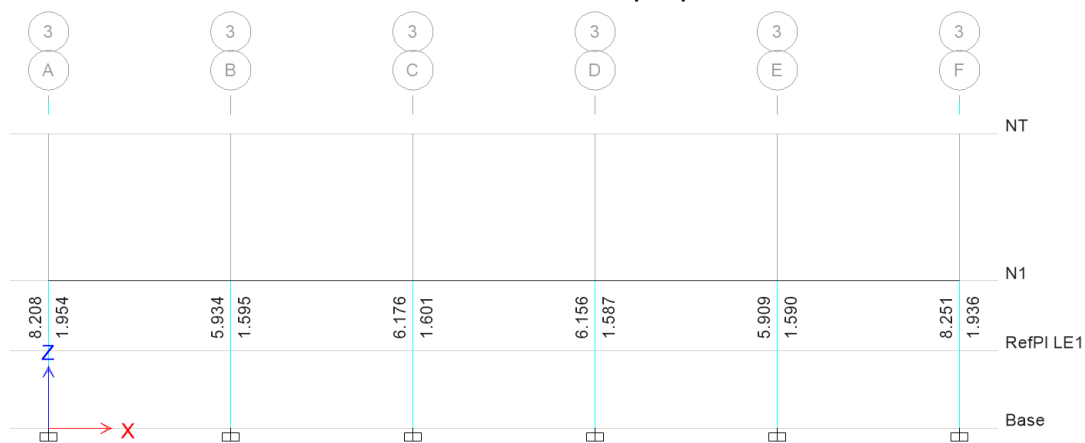


Figura 45. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

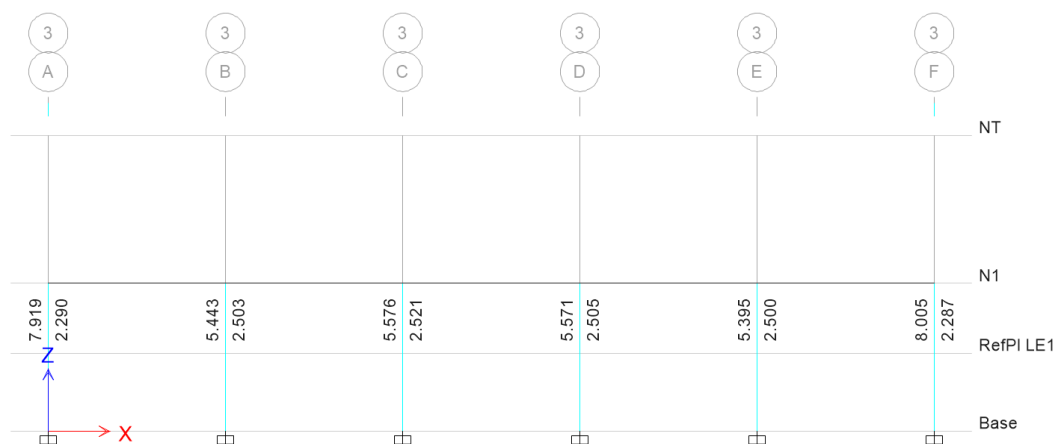


Figura 46. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

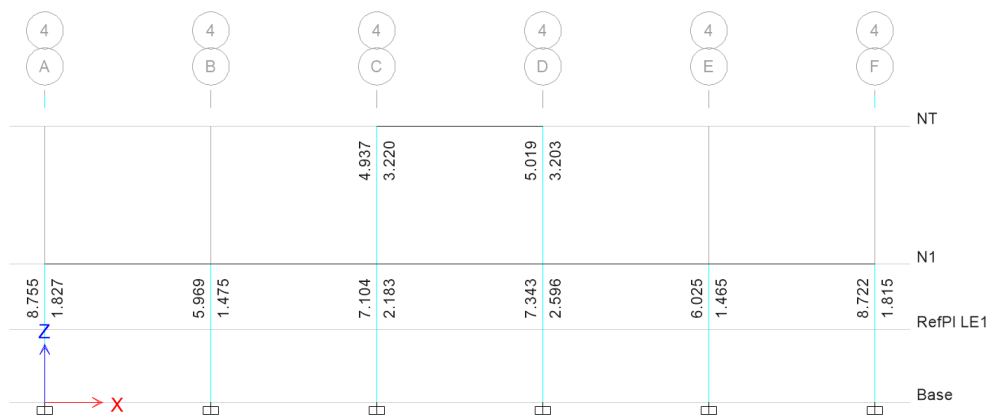


Figura 47. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

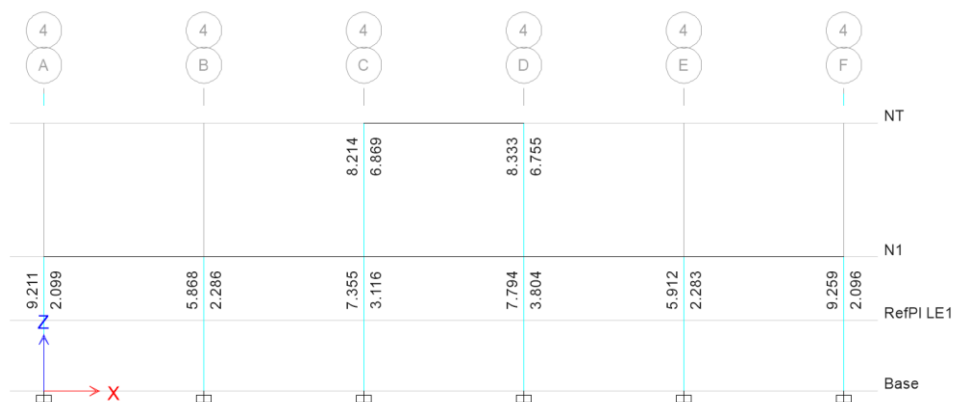


Figura 48. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

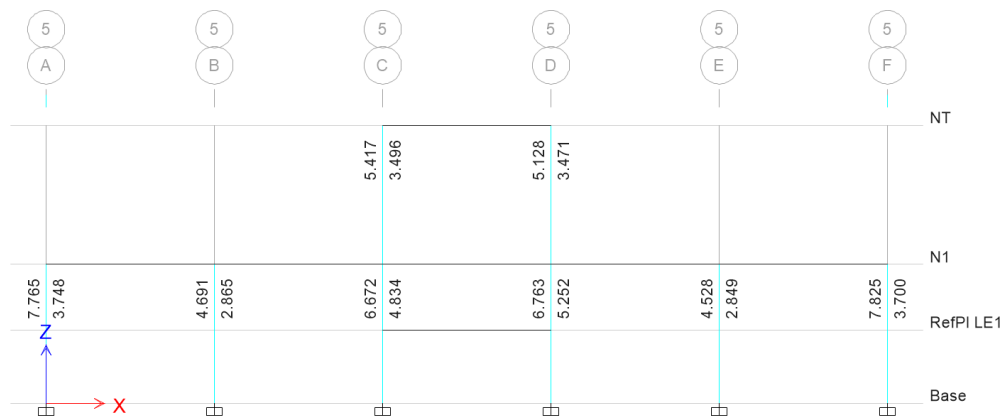


Figura 49. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

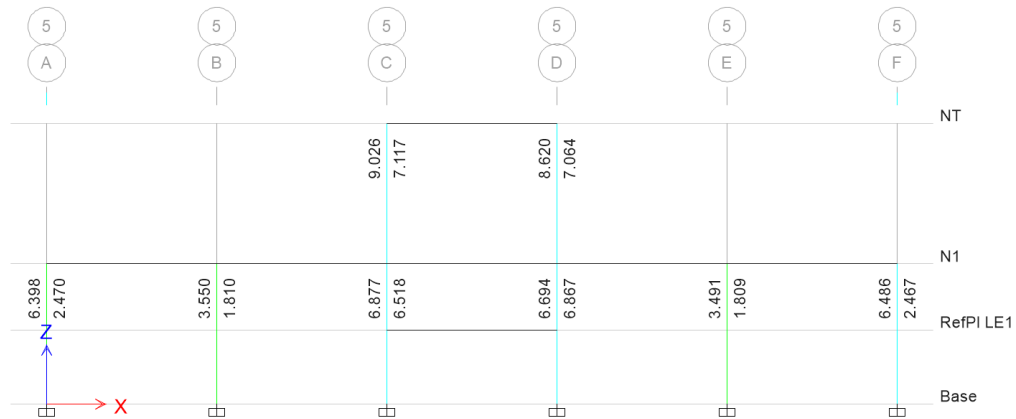


Figura 50. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

La información detallada en las figuras, indicaron que el criterio Columna Fuerte – Viga Débil en el caso 2 estuvo más cercano al límite que en el caso 1; sin embargo ambos casos cumplieron con la relación indicada por la Norma COVENIN 1753:2006, donde se especifica que la sumatoria de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión en las columnas, debe ser mayor o igual que 1.2 la sumatoria de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas.

Revisión corte en el nodo.

A continuación se presenta la verificación del corte en el nodo, para cada pórtico de las estructuras correspondientes a los casos 1 y 2.

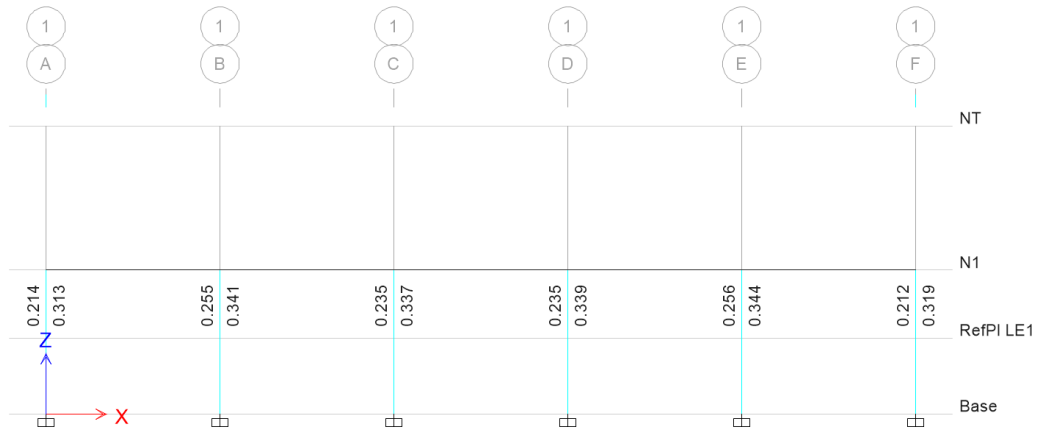


Figura 51. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 1 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

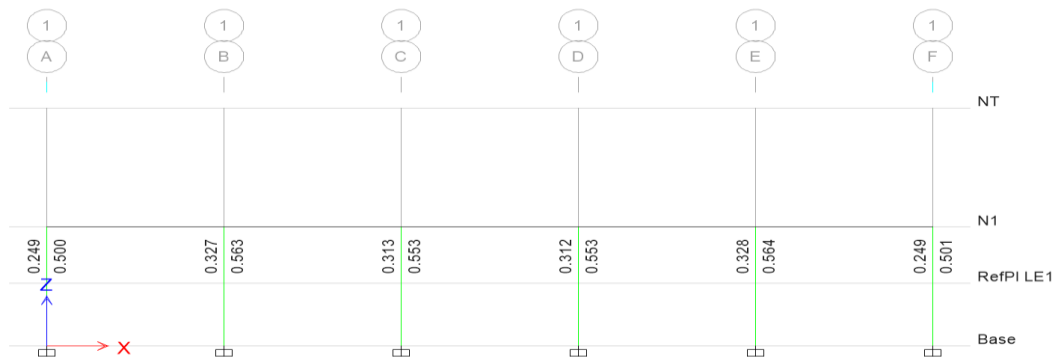


Figura 52. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 1 – Caso 2.

Fuente: Propia.

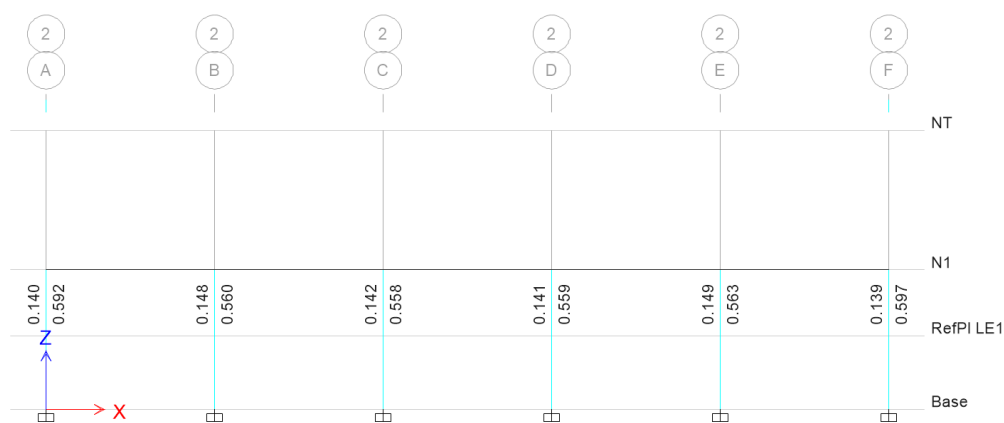


Figura 53. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 2 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

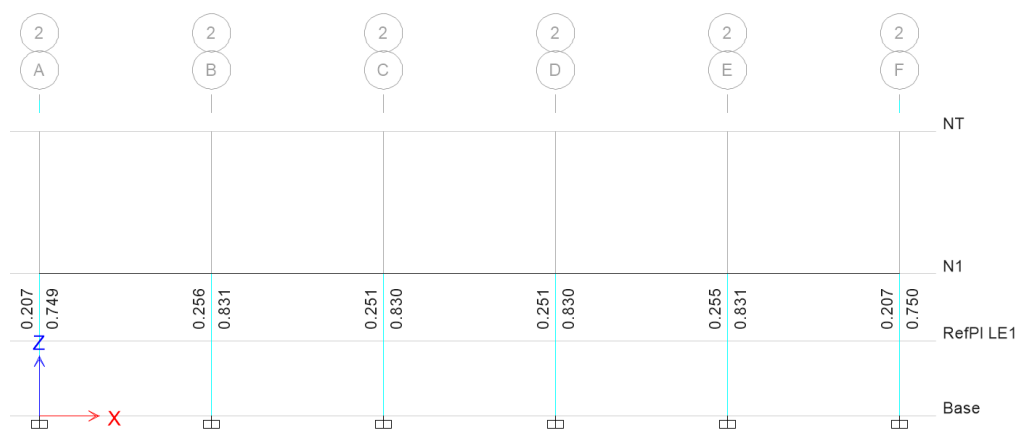


Figura 54. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 2 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

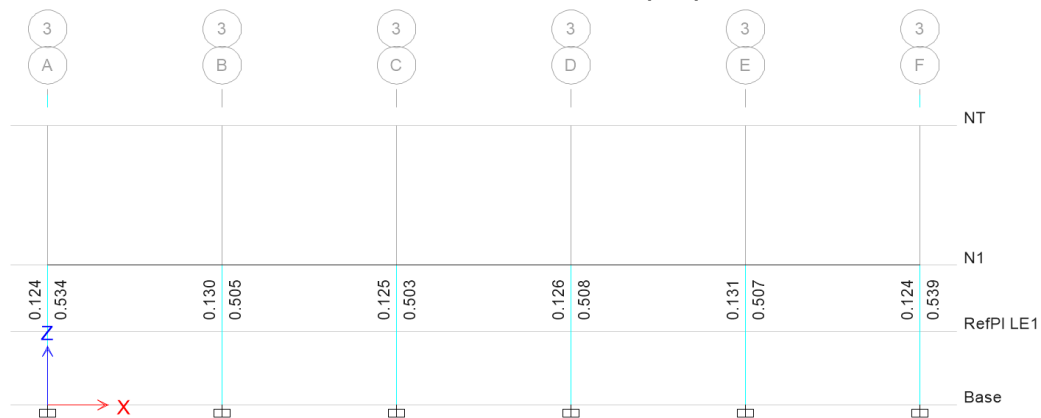


Figura 55. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 3 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

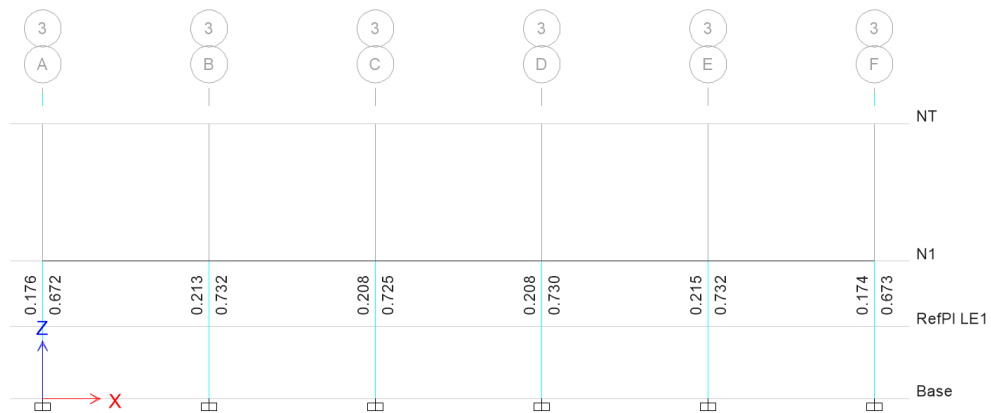


Figura 56. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 3 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

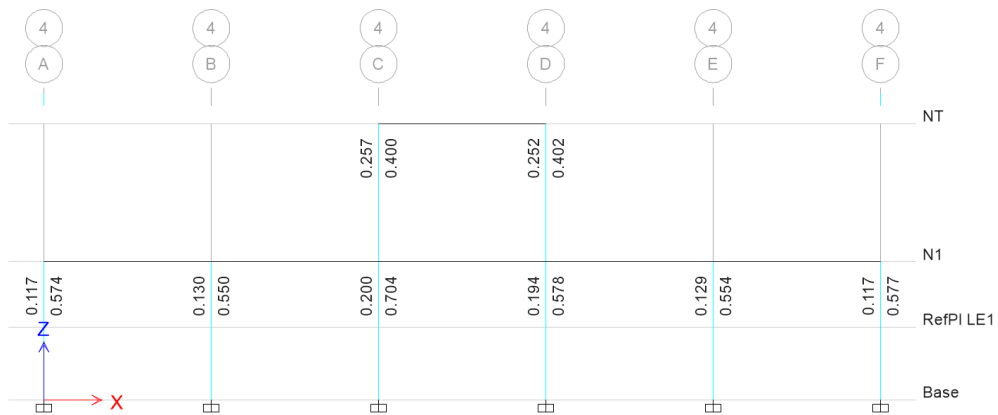


Figura 57. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 4 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

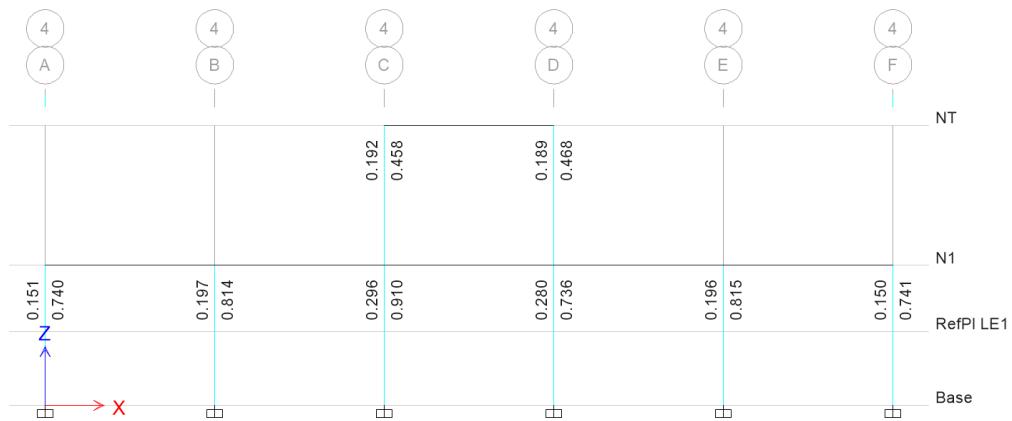


Figura 58. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 4 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

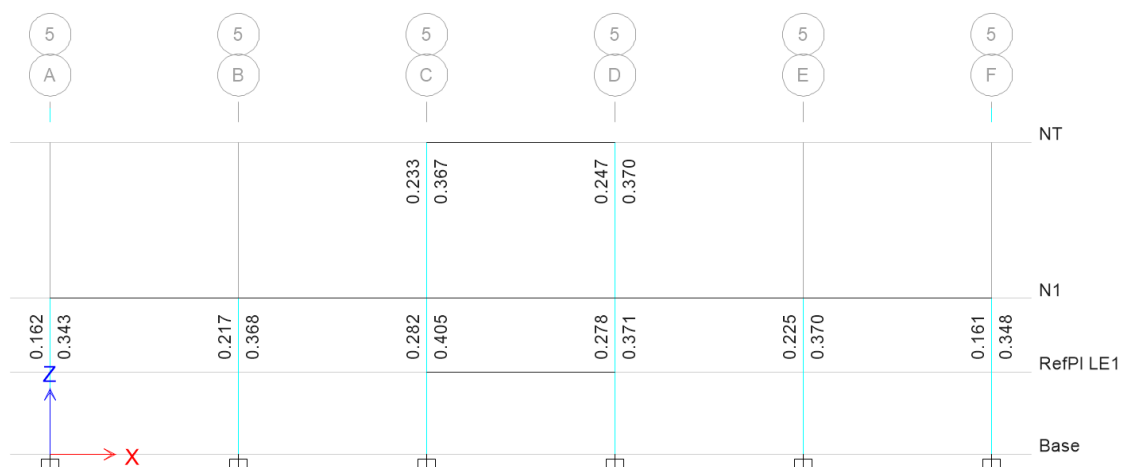


Figura 59. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 5 – Caso 1.

Fuente: Elaboración propia.

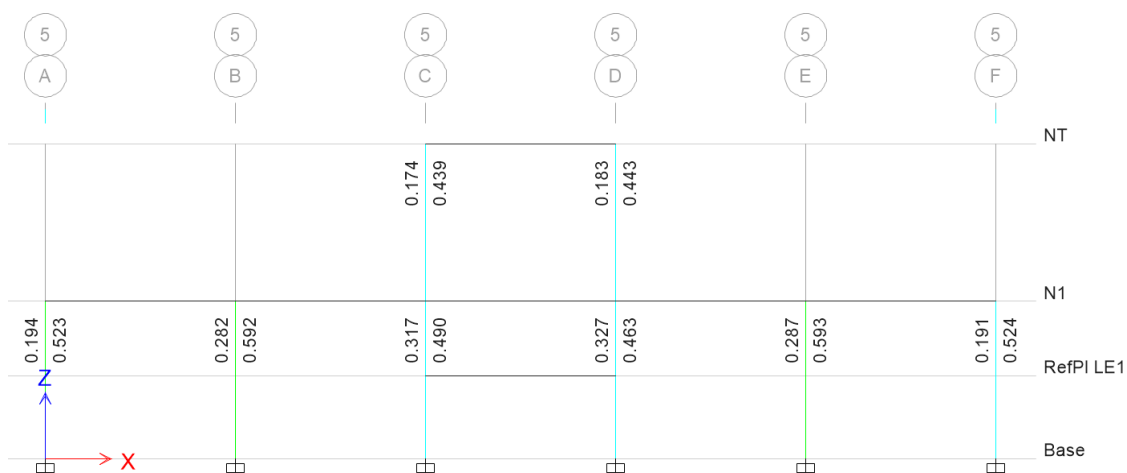


Figura 60. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 5 – Caso 2.

Fuente: Elaboración propia.

La información presentada en los pórticos, demostró que tanto para los pórticos correspondientes a los casos 1 y 2, se cumplió con la revisión del corte en el nodo, teniendo una relación demanda capacidad inferior a 1.

Resultados Comparativos Modelos Caso 3 y 4.

Las edificaciones modeladas para los casos 3 y 4, corresponden a edificaciones de dos (2) niveles con techo accesible, tal como se evidencia en la figura 61. La identificación de los miembros estructurales se presenta en las figuras subsiguientes.

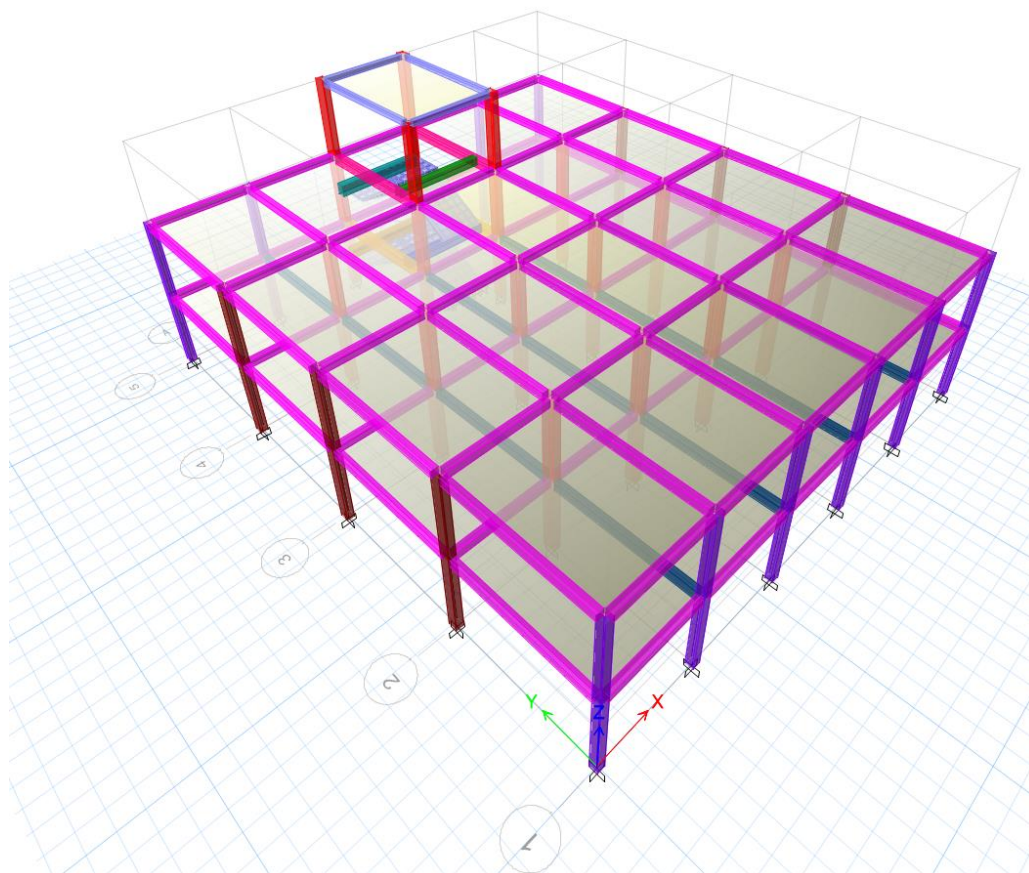


Figura 61. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3 Caso 3 y 4.

Fuente: Elaboración propia.

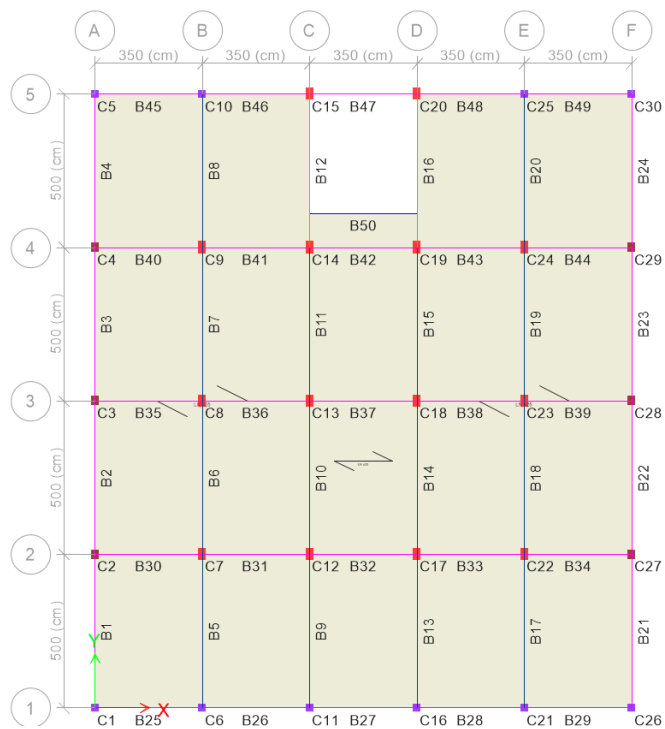


Figura 62. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 3 y 4.

Fuente: Elaboración propia.

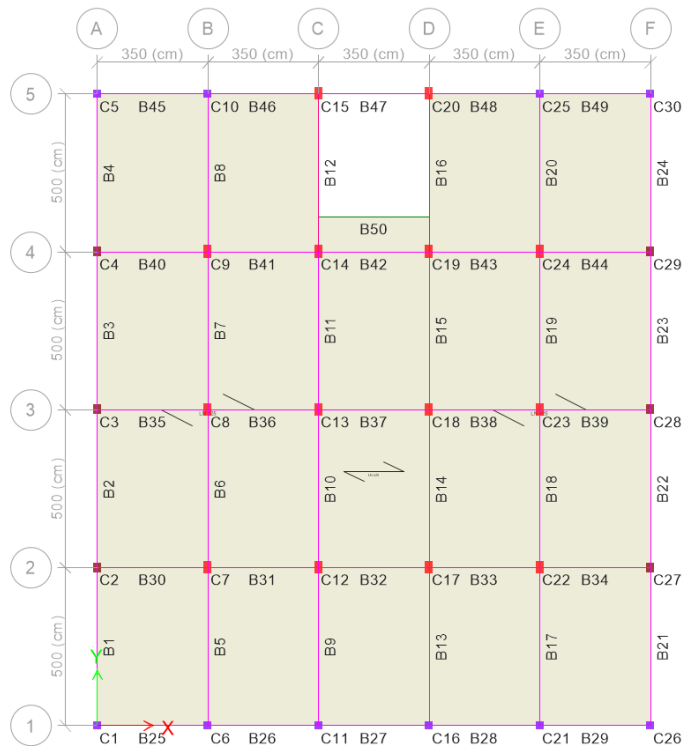


Figura 63. Planta Nivel 1, Elev. +5.78 m 3 y 4.

Fuente: Elaboración propia.

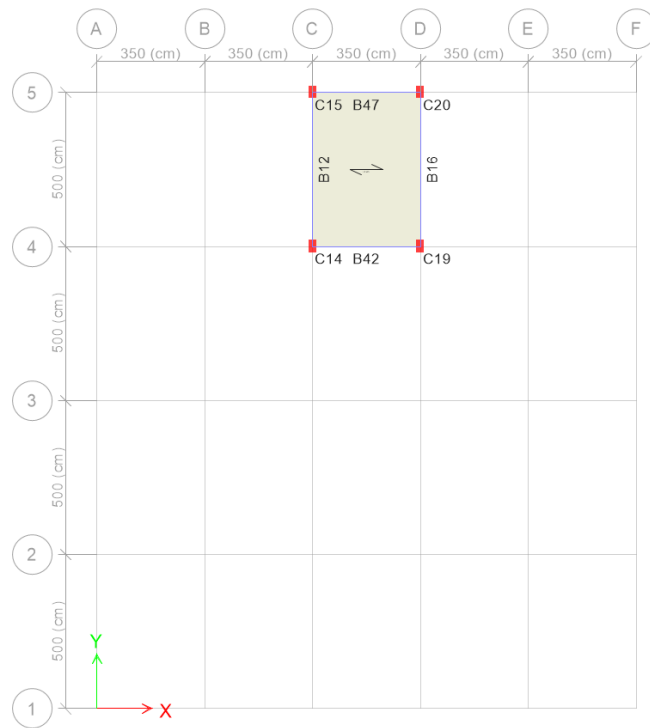


Figura 64. Planta Nivel 1, Elev. +8.67 m Caso 3 y 4.

Fuente: Elaboración propia.

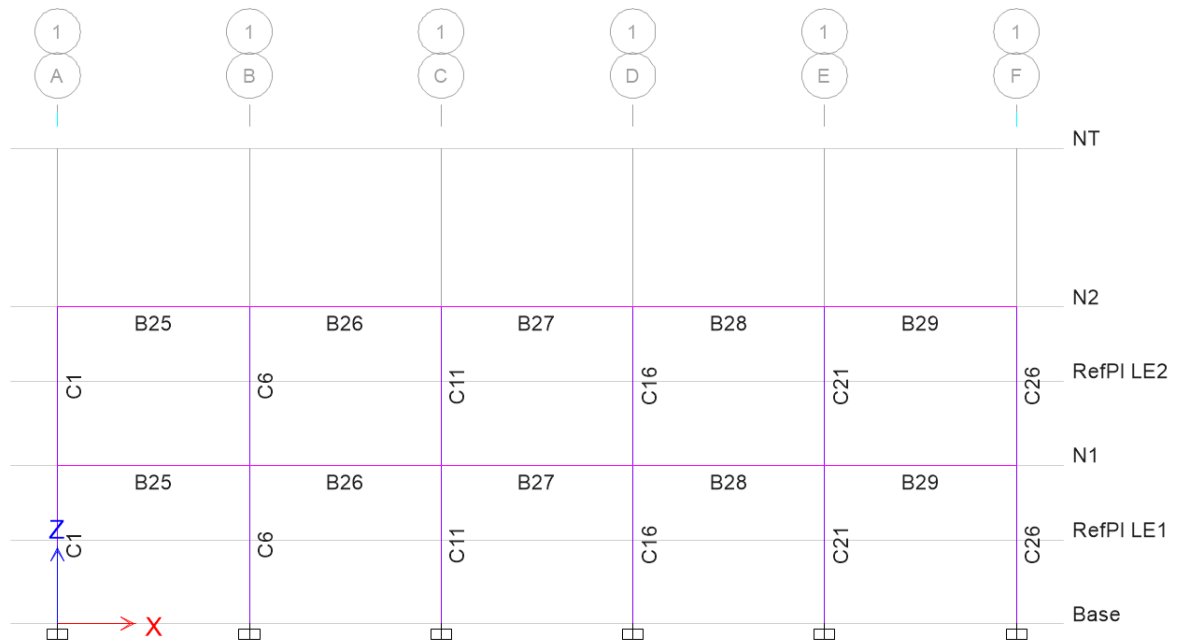


Figura 65. Pórtico 1 Caso 3 y 4.

Fuente: Elaboración propia.

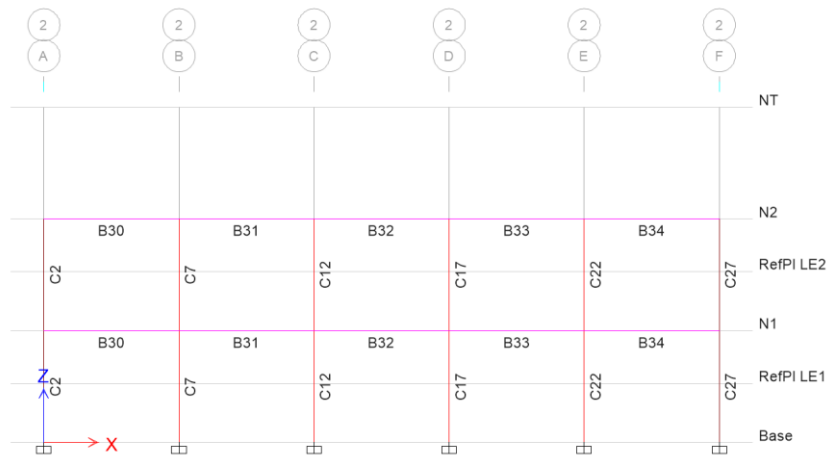


Figura 66. Pórtico 2 Caso 3 y 4.
Fuente: Elaboración propia.

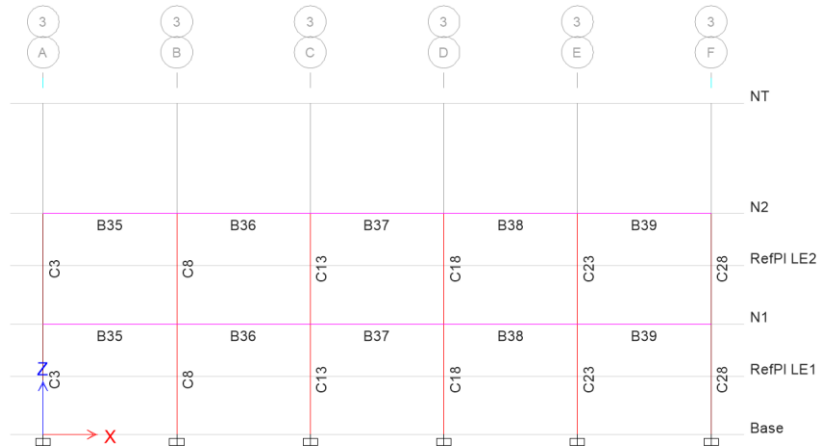


Figura 67. Pórtico 3 Caso 3 y 4.
Fuente: Elaboración propia.

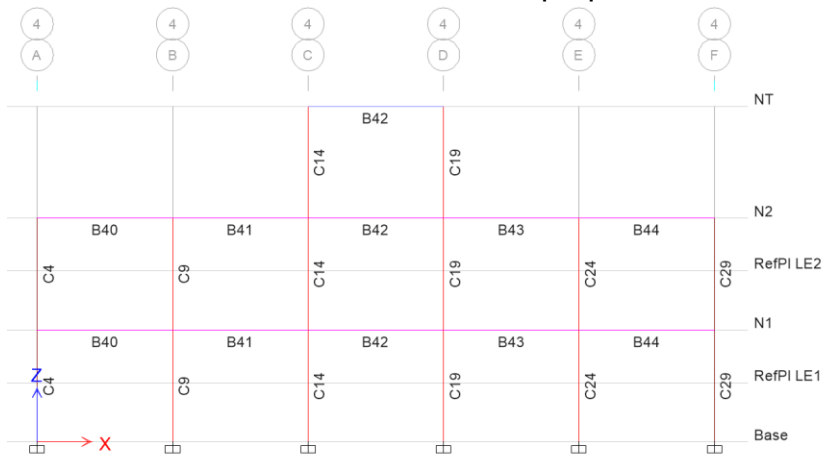


Figura 68. Pórtico 4 Caso 3 y 4.
Fuente: Elaboración propia.

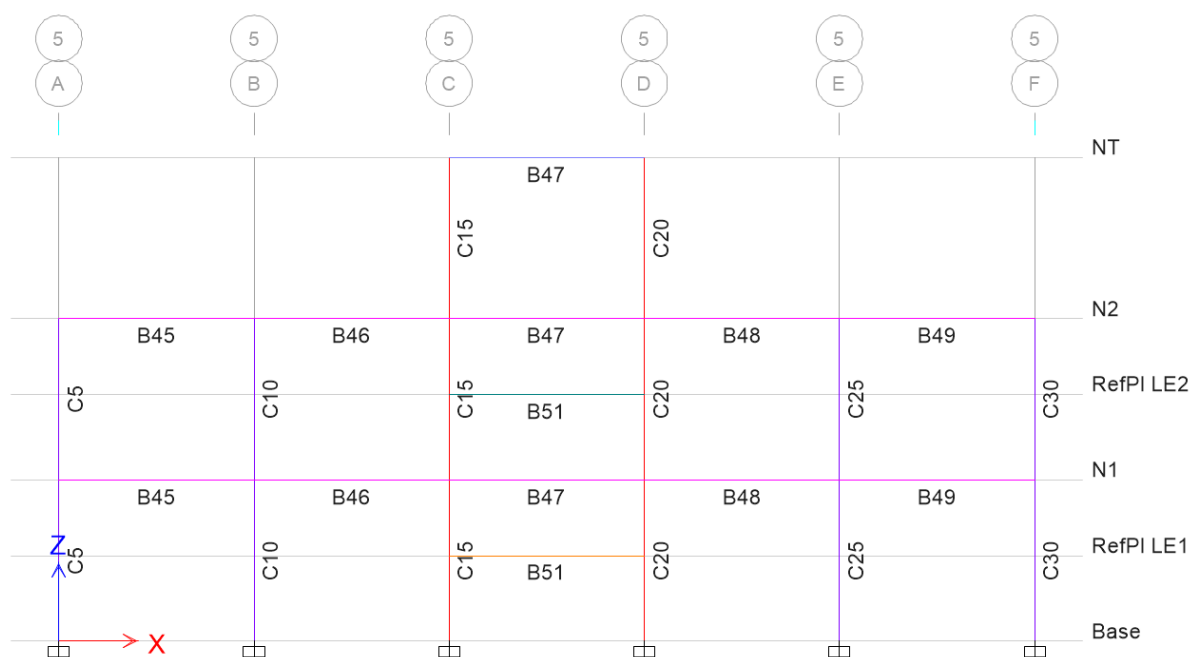


Figura 69. Pórtico 5 Caso 3 y 4.
Fuente: Elaboración propia.

Una vez visualizadas las plantas y pórticos se exponen las dimensiones para cada miembro de los casos 3 y 4 de forma comparativa en el cuadro x.

Cuadro 21: Resumen Secciones Caso 3 y 4.

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 3	Sección Diseño Caso 4
N1	C1	Column	C30x30	C25x25
N1	C2	Column	C30x30	C25x30
N1	C3	Column	C30x30	C25x30
N1	C4	Column	C30x30	C25x30
N1	C5	Column	C30x30	C25x25
N1	C6	Column	C30x30	C25x25
N1	C7	Column	C30x30	C25x40
N1	C8	Column	C30x30	C25x40
N1	C9	Column	C30x30	C25x40
N1	C10	Column	C30x30	C25x25
N1	C11	Column	C30x30	C25x25
N1	C12	Column	C30x30	C25x40
N1	C13	Column	C30x30	C25x40
N1	C14	Column	C30x30	C25x40
N1	C15	Column	C30x30	C25x40
N1	C16	Column	C30x30	C25x25
N1	C17	Column	C30x30	C25x40
N1	C18	Column	C30x30	C25x40

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 3	Sección Diseño Caso 4
N1	C19	Column	C30x30	C25x40
N1	C20	Column	C30x30	C25x40
N1	C21	Column	C30x30	C25x25
N1	C22	Column	C30x30	C25x40
N1	C23	Column	C30x30	C25x40
N1	C24	Column	C30x30	C25x40
N1	C25	Column	C30x30	C25x25
N1	C26	Column	C30x30	C25x25
N1	C27	Column	C30x30	C25x30
N1	C28	Column	C30x30	C25x30
N1	C29	Column	C30x30	C25x30
N1	C30	Column	C30x30	C25x25
N1	B1	Beam	V25x30	V20x25
N1	B2	Beam	V25x30	V20x25
N1	B3	Beam	V25x30	V20x25
N1	B4	Beam	V25x30	V20x25
N1	B5	Beam	V25x30	V20x30
N1	B6	Beam	V25x30	V20x30
N1	B7	Beam	V25x30	V20x30
N1	B8	Beam	V25x30	V20x30
N1	B9	Beam	V25x30	V20x30
N1	B10	Beam	V25x30	V20x30
N1	B11	Beam	V25x30	V20x30
N1	B12	Beam	V25x35	V30x40
N1	B13	Beam	V25x30	V20x30
N1	B14	Beam	V25x30	V20x30
N1	B15	Beam	V25x30	V20x30
N1	B16	Beam	V25x35	V30x40
N1	B17	Beam	V25x30	V20x30
N1	B18	Beam	V25x30	V20x30
N1	B19	Beam	V25x30	V20x30
N1	B20	Beam	V25x30	V20x30
N1	B21	Beam	V25x30	V20x25
N1	B22	Beam	V25x30	V20x25
N1	B23	Beam	V25x30	V20x25
N1	B24	Beam	V25x30	V20x25
N1	B25	Beam	V25x30	V20x25
N1	B26	Beam	V25x30	V20x25
N1	B27	Beam	V25x30	V20x25
N1	B28	Beam	V25x30	V20x25
N1	B29	Beam	V25x30	V20x25
N1	B30	Beam	V25x30	V20x25
N1	B31	Beam	V25x30	V20x25
N1	B32	Beam	V25x30	V20x25
N1	B33	Beam	V25x30	V20x25
N1	B34	Beam	V25x30	V20x25
N1	B35	Beam	V25x30	V20x25
N1	B36	Beam	V25x30	V20x25
N1	B37	Beam	V25x30	V20x25

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 3	Sección Diseño Caso 4
N1	B38	Beam	V25x30	V20x25
N1	B39	Beam	V25x30	V20x25
N1	B40	Beam	V25x30	V20x25
N1	B41	Beam	V25x30	V20x25
N1	B42	Beam	V25x30	V20x25
N1	B43	Beam	V25x30	V20x25
N1	B44	Beam	V25x30	V20x25
N1	B45	Beam	V25x30	V20x25
N1	B46	Beam	V25x30	V20x25
N1	B47	Beam	V25x30	V20x25
N1	B48	Beam	V25x30	V20x25
N1	B49	Beam	V25x30	V20x25
N1	B50	Beam	V25x35	V30x35
N1	B51	Beam	V30x40	V30x40
N2	C1	Column	C30x30	C25x25
N2	C2	Column	C30x30	C25x30
N2	C3	Column	C30x30	C25x30
N2	C4	Column	C30x30	C25x30
N2	C5	Column	C30x30	C25x25
N2	C6	Column	C30x30	C25x25
N2	C7	Column	C30x30	C25x40
N2	C8	Column	C30x30	C25x40
N2	C9	Column	C30x30	C25x40
N2	C10	Column	C30x30	C25x25
N2	C11	Column	C30x30	C25x25
N2	C12	Column	C30x30	C25x40
N2	C13	Column	C30x30	C25x40
N2	C14	Column	C30x30	C25x40
N2	C15	Column	C30x30	C25x40
N2	C16	Column	C30x30	C25x25
N2	C17	Column	C30x30	C25x40
N2	C18	Column	C30x30	C25x40
N2	C19	Column	C30x30	C25x40
N2	C20	Column	C30x30	C25x40
N2	C21	Column	C30x30	C25x25
N2	C22	Column	C30x30	C25x40
N2	C23	Column	C30x30	C25x40
N2	C24	Column	C30x30	C25x40
N2	C25	Column	C30x30	C25x25
N2	C26	Column	C30x30	C25x25
N2	C27	Column	C30x30	C25x30
N2	C28	Column	C30x30	C25x30
N2	C29	Column	C30x30	C25x30
N2	C30	Column	C30x30	C25x25
N2	B1	Beam	V25x30	V20x25
N2	B2	Beam	V25x30	V20x25
N2	B3	Beam	V25x30	V20x25
N2	B4	Beam	V25x30	V20x25
N2	B5	Beam	V25x30	V20x25

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 3	Sección Diseño Caso 4
N2	B6	Beam	V25x30	V20x25
N2	B7	Beam	V25x30	V20x25
N2	B8	Beam	V25x30	V20x25
N2	B9	Beam	V25x30	V20x25
N2	B10	Beam	V25x30	V20x25
N2	B11	Beam	V25x30	V20x25
N2	B12	Beam	V25x30	V25x35
N2	B13	Beam	V25x30	V20x25
N2	B14	Beam	V25x30	V20x25
N2	B15	Beam	V25x30	V20x25
N2	B16	Beam	V25x30	V25x35
N2	B17	Beam	V25x30	V20x25
N2	B18	Beam	V25x30	V20x25
N2	B19	Beam	V25x30	V20x25
N2	B20	Beam	V25x30	V20x25
N2	B21	Beam	V25x30	V20x25
N2	B22	Beam	V25x30	V20x25
N2	B23	Beam	V25x30	V20x25
N2	B24	Beam	V25x30	V20x25
N2	B25	Beam	V25x30	V20x25
N2	B26	Beam	V25x30	V20x25
N2	B27	Beam	V25x30	V20x25
N2	B28	Beam	V25x30	V20x25
N2	B29	Beam	V25x30	V20x25
N2	B30	Beam	V25x30	V20x25
N2	B31	Beam	V25x30	V20x25
N2	B32	Beam	V25x30	V20x25
N2	B33	Beam	V25x30	V20x25
N2	B34	Beam	V25x30	V20x25
N2	B35	Beam	V25x30	V20x25
N2	B36	Beam	V25x30	V20x25
N2	B37	Beam	V25x30	V20x25
N2	B38	Beam	V25x30	V20x25
N2	B39	Beam	V25x30	V20x25
N2	B40	Beam	V25x30	V20x25
N2	B41	Beam	V25x30	V20x25
N2	B42	Beam	V25x30	V20x25
N2	B43	Beam	V25x30	V20x25
N2	B44	Beam	V25x30	V20x25
N2	B45	Beam	V25x30	V20x25
N2	B46	Beam	V25x30	V20x25
N2	B47	Beam	V25x30	V20x25
N2	B48	Beam	V25x30	V20x25
N2	B49	Beam	V25x30	V20x25
N2	B50	Beam	V25x30	V25x30
N2	B51	Beam	V30x40	V30x45
NT	C14	Column	C30x30	C25x40
NT	C15	Column	C30x30	C25x40
NT	C19	Column	C30x30	C25x40

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 3	Sección Diseño Caso 4
NT	C20	Column	C30x30	C25x40
NT	B12	Beam	V25x30	V15x20
NT	B16	Beam	V25x30	V15x20
NT	B42	Beam	V25x30	V15x20
NT	B47	Beam	V25x30	V15x20

Nota: Elaboración propia

Análisis de las estructuras

Revisión de Masas Participativas

Se realizó la revisión de las masas participativas correspondientes a los casos 3 y 4, presentando los resultados en el cuadro x.

Cuadro 22: Sumatoria Masas Participativas 3 y 4.

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Caso 3					
1	0.357	0.000	0.877	0.00%	87.72%
2	0.328	0.600	0.000	60.00%	87.72%
3	0.277	0.283	0.000	88.28%	87.72%
4	0.144	0.001	0.044	88.34%	92.08%
5	0.130	0.036	0.000	91.98%	92.09%
6	0.127	0.001	0.000	92.06%	92.09%
7	0.108	0.048	0.006	96.89%	92.72%
8	0.107	0.004	0.069	97.27%	99.66%
9	0.088	0.023	0.000	99.54%	99.66%
Caso 4					
1	0.428	0.549	0.000	54.93%	0.00%
2	0.354	0.001	0.840	54.98%	83.98%
3	0.313	0.306	0.002	85.59%	84.19%
4	0.178	0.053	0.000	90.87%	84.19%
5	0.151	0.000	0.001	90.89%	84.29%
6	0.142	0.003	0.065	91.14%	90.79%
7	0.135	0.056	0.001	96.78%	90.90%
8	0.101	0.003	0.080	97.10%	98.91%
9	0.098	0.024	0.007	99.52%	99.65%

Nota: Elaboración propia

Los resultados expuestos en el cuadro x, indican que tanto para el caso 3 como para el caso 4 se obtuvieron masas participativas mayores al 99 %, utilizando nueve (9) modos de vibración, cumpliendo ambos casos con lo especificado por la Norma COVENIN 1756-2001. La representación gráfica del período vs los modos de vibración se presenta en la figura 70.

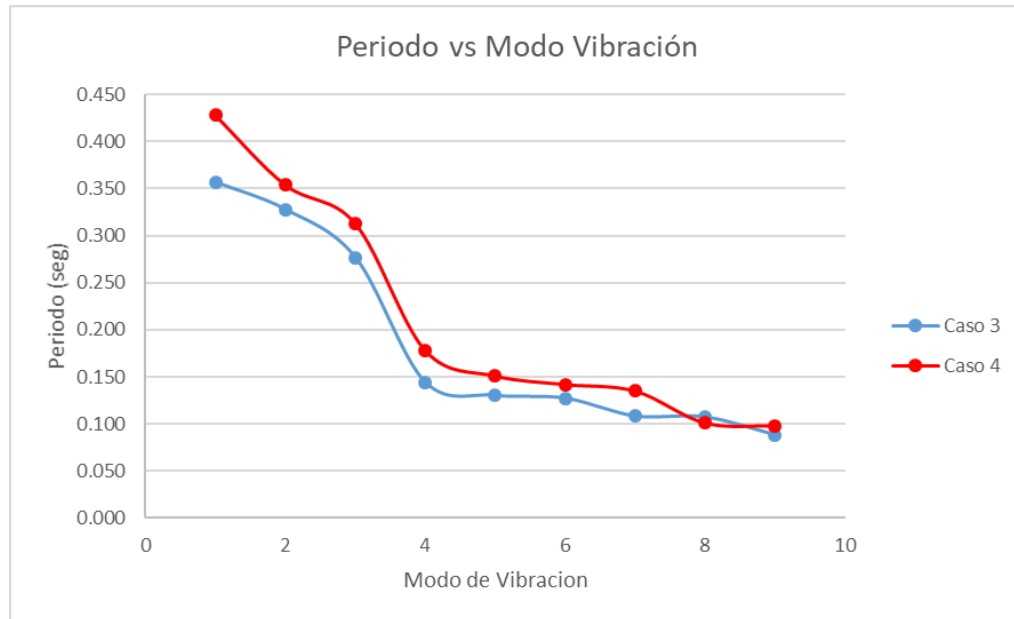


Figura 70. Período vs Modo de vibración Caso 3 y 4.

Fuente: Elaboración propia.

Este gráfico permitió observar que los periodos correspondientes al caso 4 son mayores a los periodos del caso 3; no obstante a pesar de esta diferencia ambos casos garantizan que la sumatoria de las masas participativas exceda el 90% de la masa total del edificio.

Revisión de cortante basal

Para la revisión de la cortante basal se calculó la fuerza cortante por piso para cada uno de los modelos 3 y 4; los resultados se resumen en el cuadro x, seguido de gráficos comparativos en las direcciones X y Y.

Cuadro 23: Fuerza Cortante por Piso Caso 3 y 4.

Nivel	Elevación (m)	Ubicación	Caso 3		Caso 4	
			X-Dir (Tonf)	Y-Dir (Tonf)	X-Dir (Tonf)	Y-Dir (Tonf)
NT	8.67	Top	2.34	2.56	2.54	3.10
		Bottom	2.34	2.56	2.54	3.10
N2	5.78	Top	23.54	25.59	19.97	27.26
		Bottom	23.96	26.10	20.31	27.81
N1	2.89	Top	37.74	40.35	31.69	41.84
		Bottom	37.89	40.55	31.81	42.05

Nota: Elaboración propia.

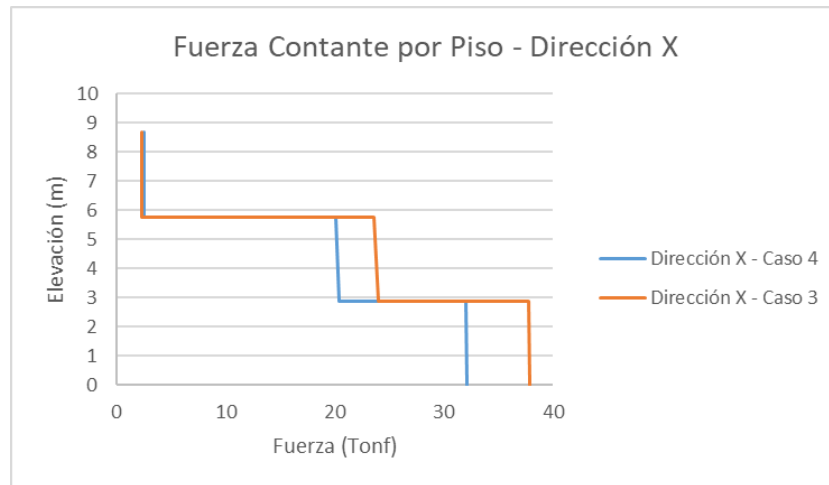


Figura 71. Fuerza cortante por piso en dirección X Caso 3 y 4.

Fuente: Elaboración propia.

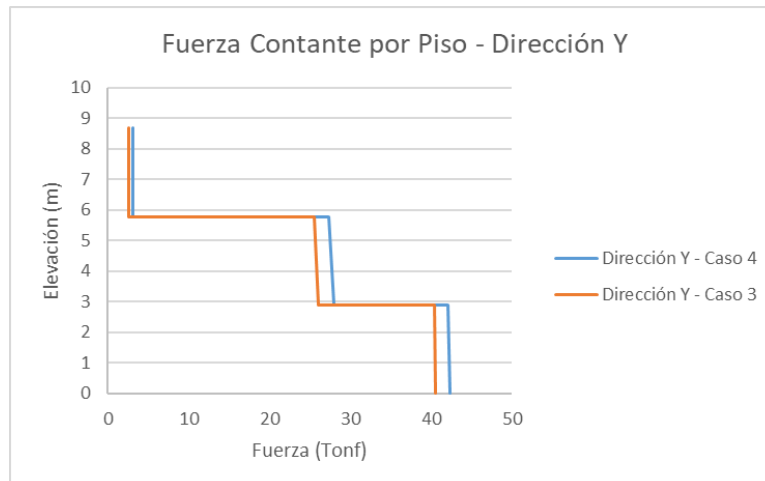


Figura 72. Fuerza cortante por piso en dirección Y Caso 3 y 4.

Fuente: Elaboración propia.

Con los resultados de la fuerza cortante obtenidos, y siguiendo las especificaciones citadas en la Norma COVENIN 1756:2001, el cuadro x detalla el cortante basal mínimo para el caso 3 y 4.

Cuadro 24: Cortante Basal Mínimo Caso 3 y 4.

Espectro de Diseño Cap. 7, Art. 7.2 Cortante Basal Mínimo Cap. 9, Art. 9.3.1		
Datos	Caso 3	Caso 4
μ	0.933	0.933
Ad	0.1170	0.1170
Vo	$\mu \cdot Ad \cdot W$	$\mu \cdot Ad \cdot W$
W	406.62 Tonf	383.67 Tonf
V*o	44.40 Tonf	41.90 Tonf
V*o/Vox	1.17	1.32
V*o/Voy	1.10	0.99

Nota: Elaboración propia.

Con base a los resultados expuestos, se pudo observar que al tener menor peso la edificación del caso 4 por utilizar dimensiones menores en las secciones de sus miembros, las fuerzas sísmicas resultaron inferiores a las obtenidas en el caso 3. De igual manera se verificó que el cortante basal dinámico es menor que el cortante basal estático estipulado por la Norma COVENIN 1756:2001, por lo que se amplificaron las fuerzas sísmicas para igualar el cortante basal al mínimo establecido por la normativa, a fin de chequear los desplazamientos, derivas de piso, y el diseño de los miembros.

Verificación efecto P- Δ

Los resultados de la verificación del efecto P- Δ se presentan en el cuadro x, calculados según los parámetros indicados por la Norma COVENIN 1756:2001.

Cuadro 25: Efecto P- Δ Caso 3 y 4.

Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Vi X (Tonf)	Vi Y (Tonf)	Θi X	Θi Y
Caso 3							
NT	8.67	0.0006	0.0008	2.74	2.82	0.0322	0.0410
N2	5.78	0.0010	0.0010	28.03	28.71	0.0048	0.0047
N1	2.89	0.0010	0.0009	44.33	44.61	0.0033	0.0030
Wj (Tonf)	406.62						
Caso 4							
NT	8.67	0.0017	0.0012	3.30	3.11	0.0691	0.0527
N2	5.78	0.0021	0.0014	26.54	27.93	0.0104	0.0065
N1	2.89	0.0020	0.0012	41.70	42.31	0.0063	0.0037
Wi (Tonf)	383.67						

Nota: Elaboración propia.

Según los resultados obtenidos ninguno de los casos 3 y 4 superó el valor límite establecido por la Norma COVENIN 1756:2001 de 0,08 para Θ_i , por lo que no se tomó en cuenta el efecto P- Δ en estos casos de estudio.

Control de desplazamientos

Para el control de desplazamientos en los casos 3 y 4, se calculó la deriva por piso descrita en el subcapítulo 10.1 de la Norma COVENIN 1756:2001. El cuadro x, presenta los resultados de las derivas elásticas e inelásticas obtenidos para cada nivel.

Cuadro 26: Derivas de Piso.

		Deriva Elastica		Deriva Inelastica	
Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
Caso 3					
NT	8.67	0.0006	0.0008	0.0030	0.0039
N2	5.78	0.0010	0.0010	0.0046	0.0046
N1	2.89	0.0010	0.0009	0.0049	0.0045
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Caso 4					
NT	8.67	0.0017	0.0012	0.0082	0.0059
N2	5.78	0.0021	0.0014	0.0100	0.0066
N1	2.89	0.0020	0.0012	0.0095	0.0057
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Nota: Elaboración propia.

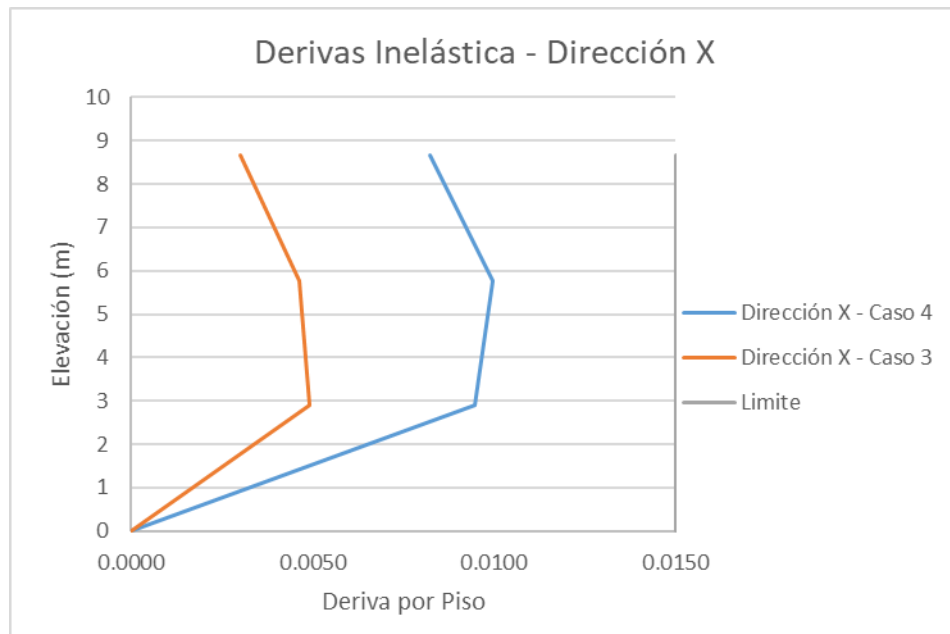


Figura 73. Derivas por piso en dirección X.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 74. Derivas por piso en dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

La representación gráfica de las derivas por piso en dirección X y Y correspondientes al caso 4 son mayores a las obtenidas para el caso 3; no obstante a pesar de esta diferencia ambos casos demostraron que tanto las derivas elásticas como inelásticas cumplieron con lo establecido por la Norma COVENIN 1756-2001 al no superar la deriva máxima normativa de 0,015.

Diseño de los miembros

Área de acero requerida.

Una vez realizado el análisis y verificado el cumplimiento de todos los criterios normativos, se llevó a cabo el diseño de los miembros para cada una de las estructuras correspondientes a los casos 3 y 4. En las siguientes figuras se detalla el área de acero requerida por pórticos para cada caso.

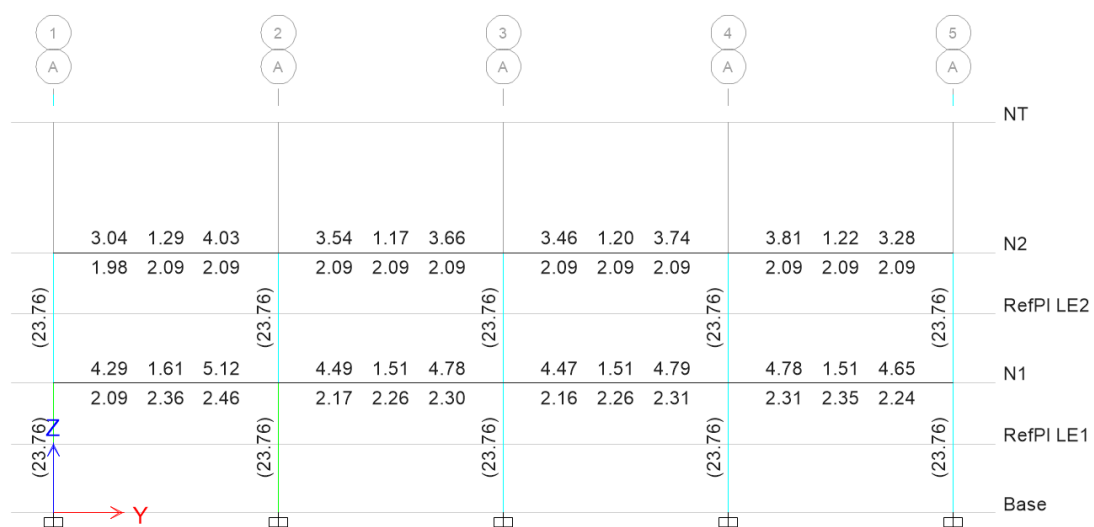


Figura 75. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 3.

Fuente: Elaboración propia.

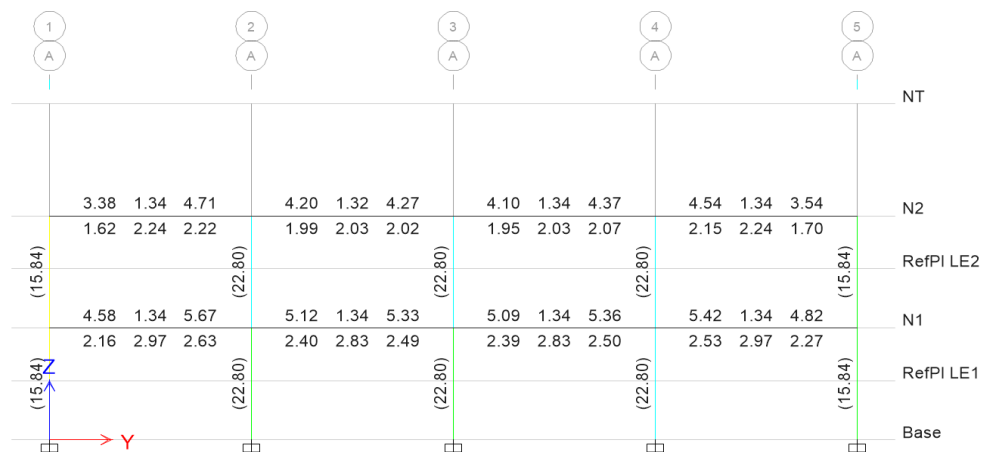


Figura 76. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 4.

Fuente: Elaboración propia.

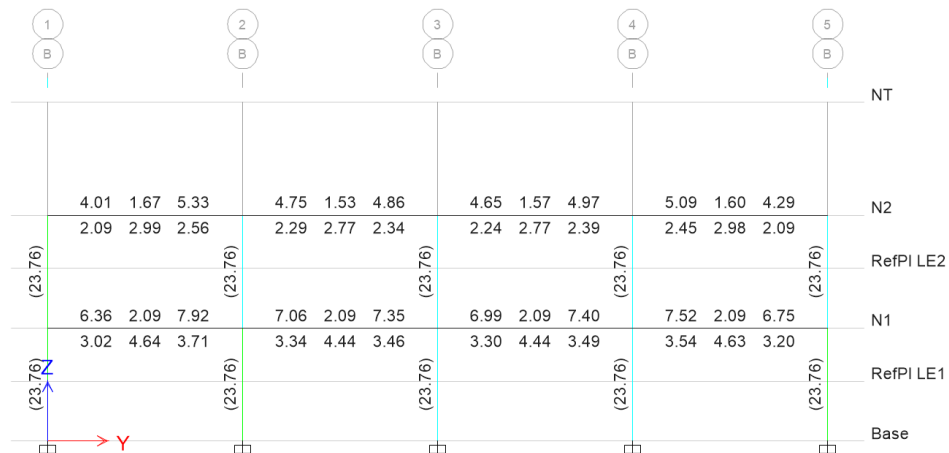


Figura 77. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 3.

Fuente: Elaboración propia.

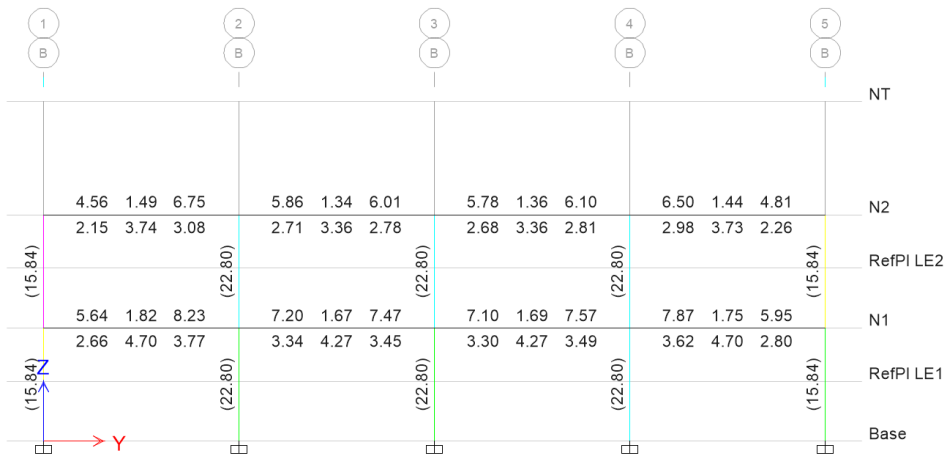


Figura 78. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 4.

Fuente: Elaboración propia.

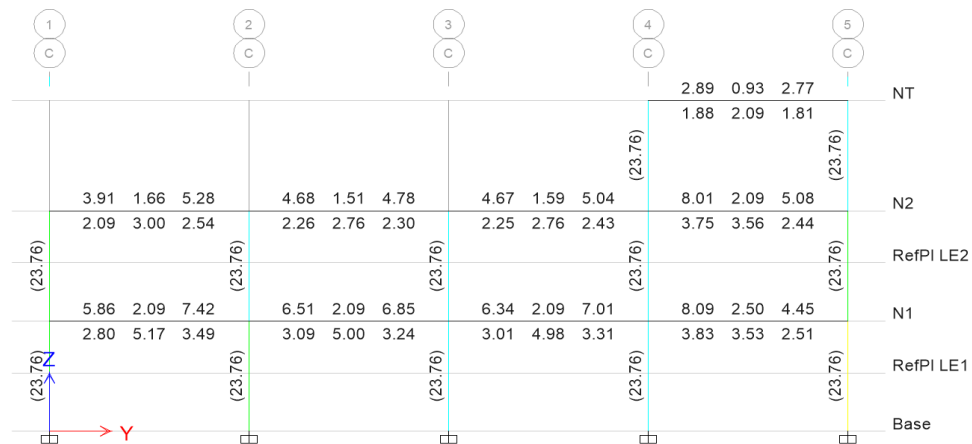


Figura 79. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

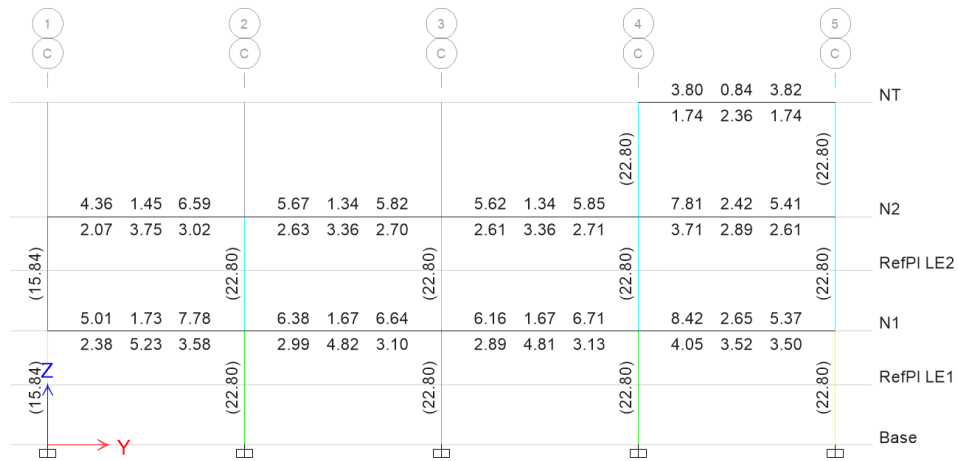


Figura 80. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

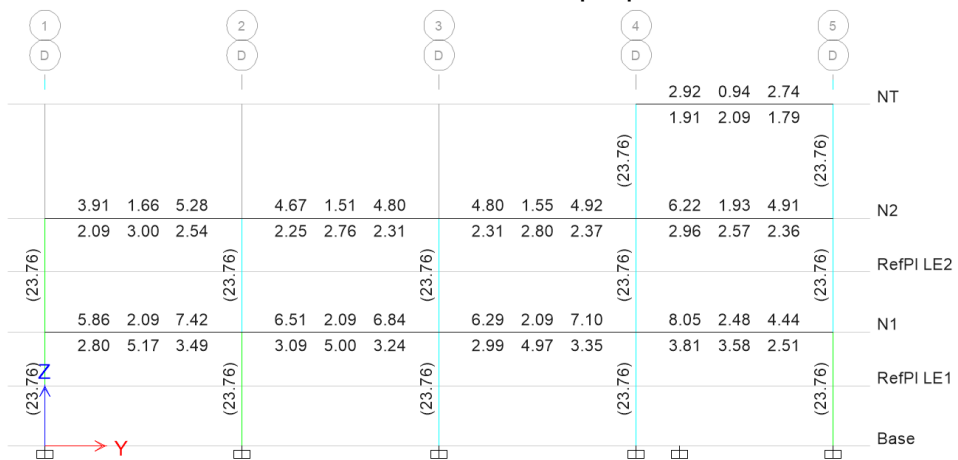


Figura 81. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

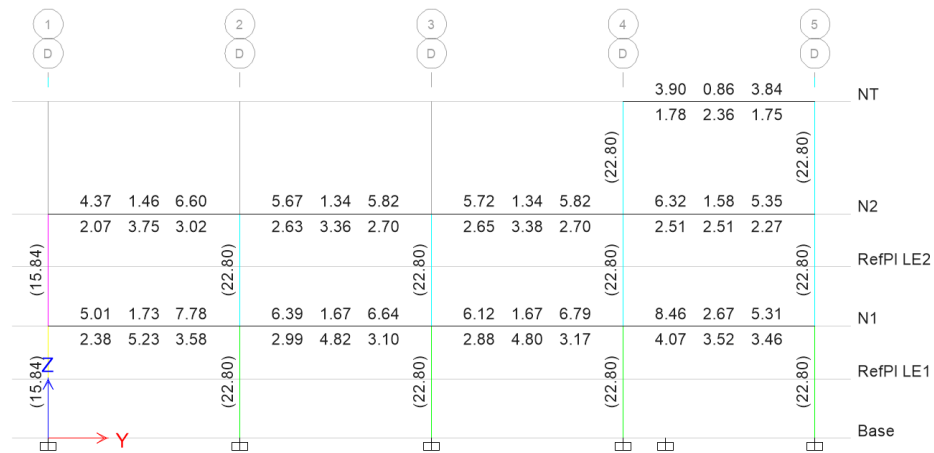


Figura 82. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

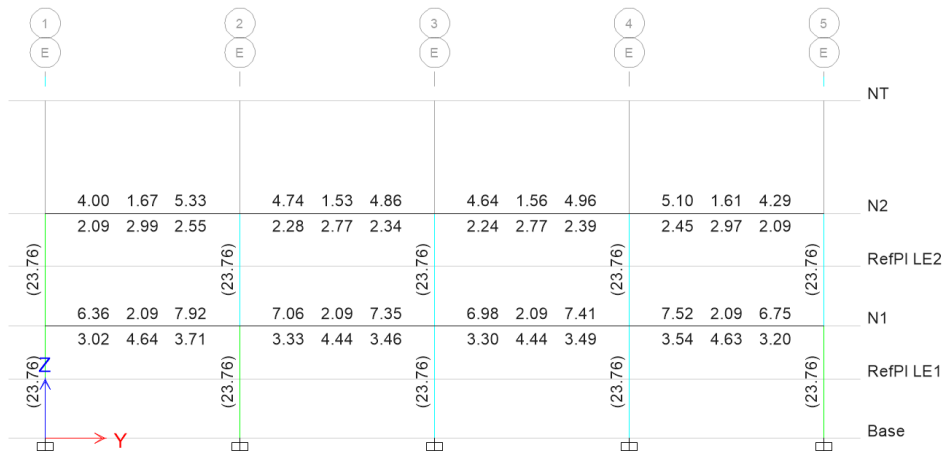


Figura 83. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

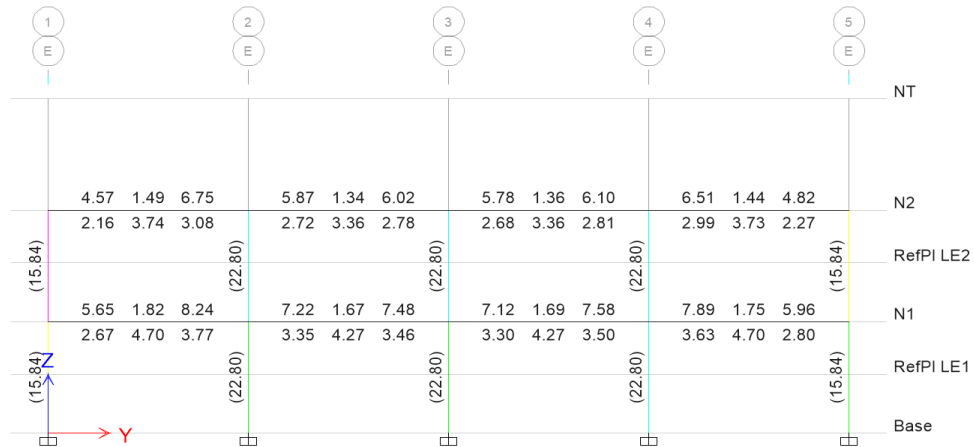


Figura 84. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

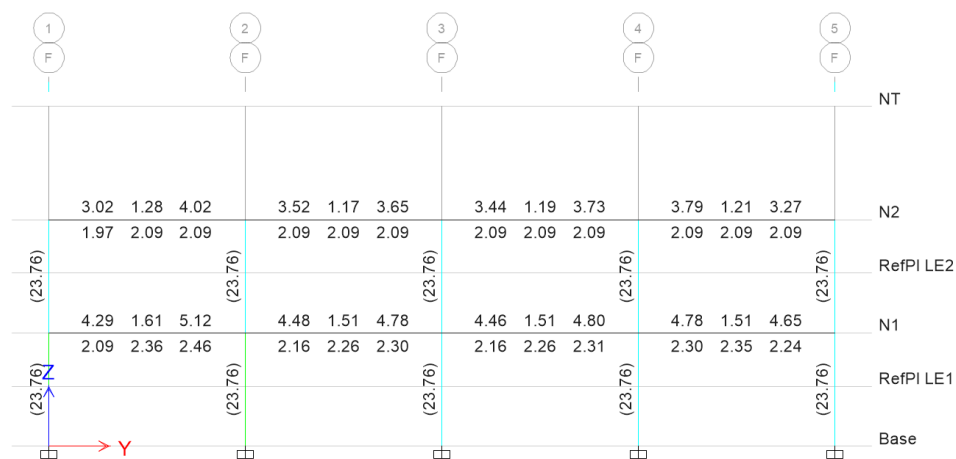


Figura 85. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 3.

Fuente: Elaboración propia.

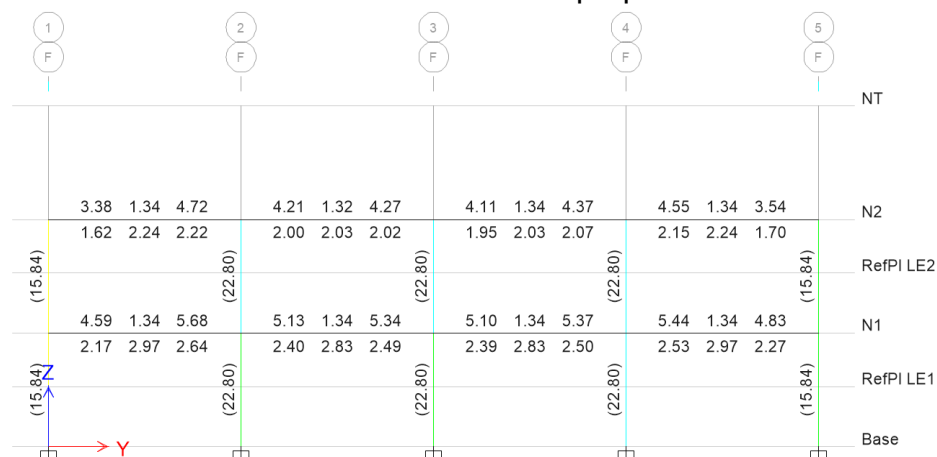


Figura 86. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 4.

Fuente: Elaboración propia.

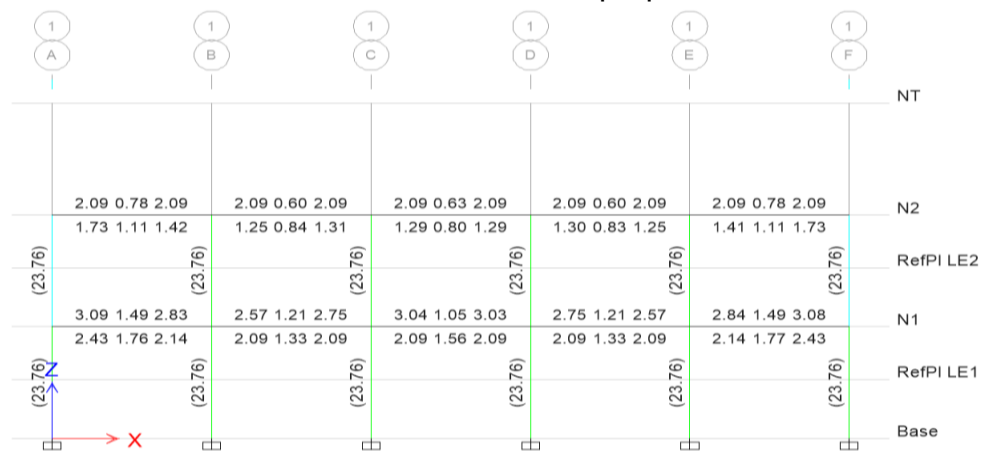


Figura 87. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 3.

Fuente: Elaboración propia.

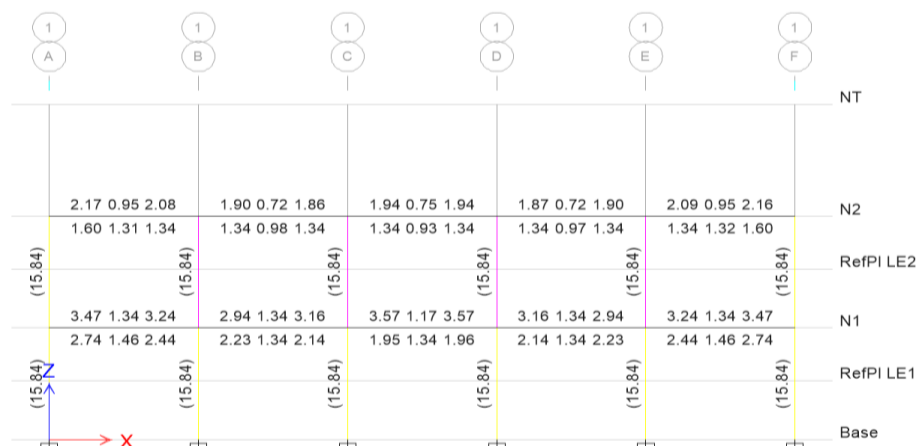


Figura 88. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 4.

Fuente: Elaboración propia.

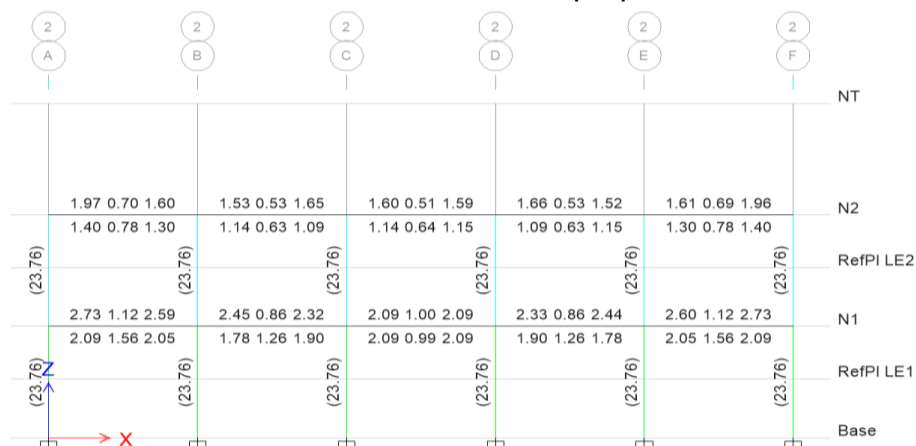


Figura 89. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 3.

Fuente: Elaboración propia.

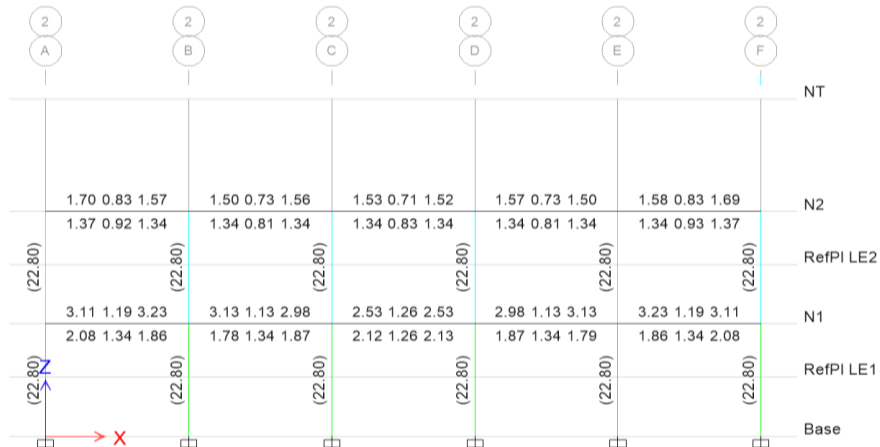


Figura 90. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 4.

Fuente: Elaboración propia.

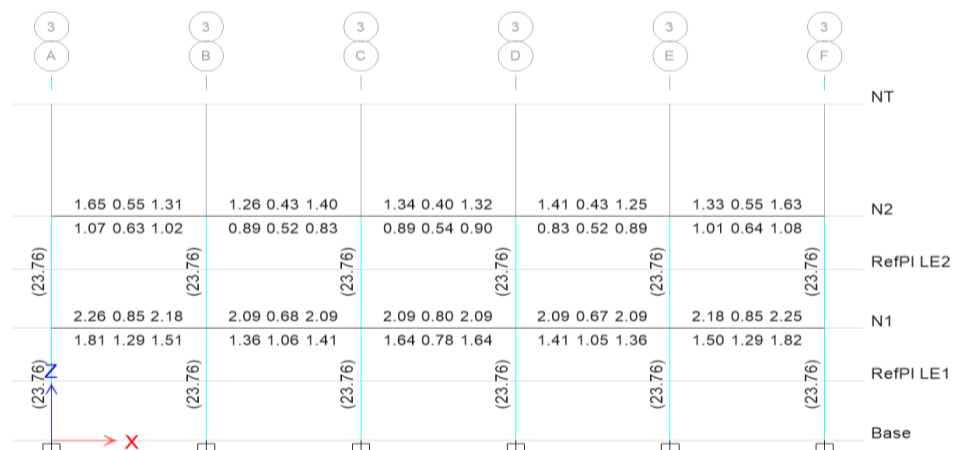


Figura 91. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 3.

Fuente: Elaboración propia.

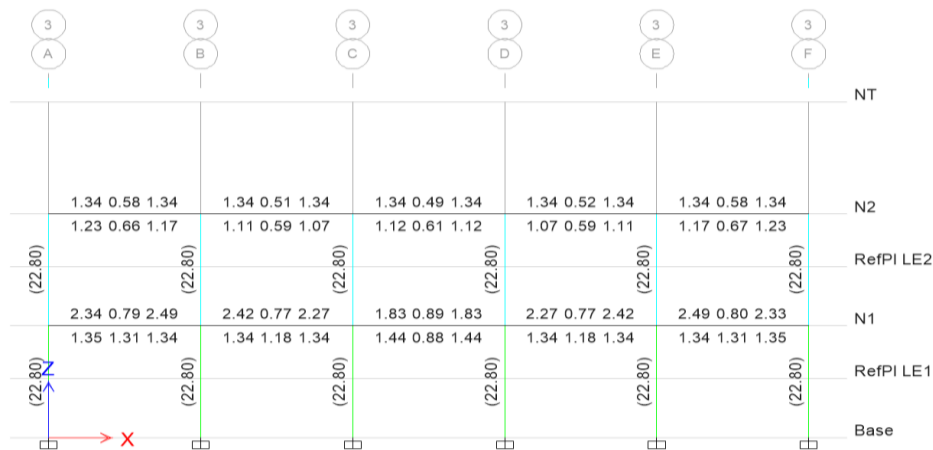


Figura 92. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 4.

Fuente: Elaboración propia.

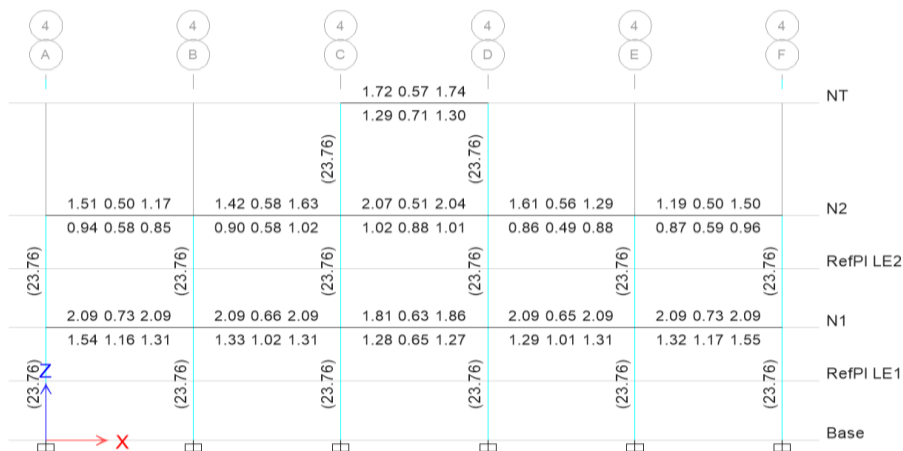


Figura 93. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 3.

Fuente: Elaboración propia.

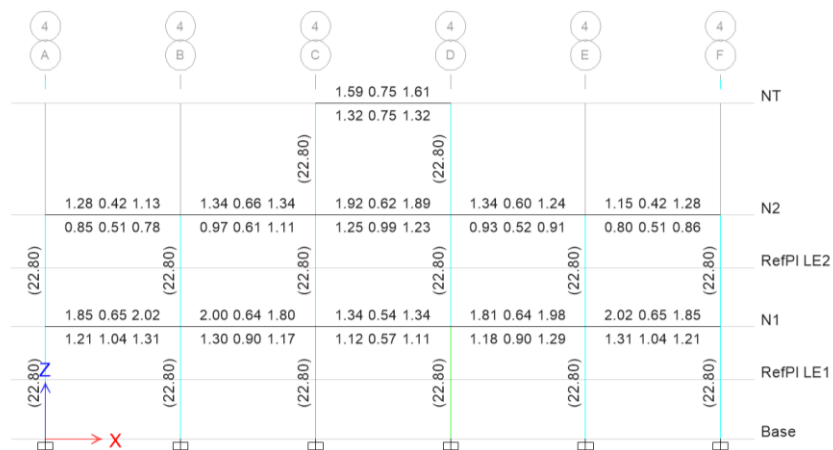


Figura 94. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

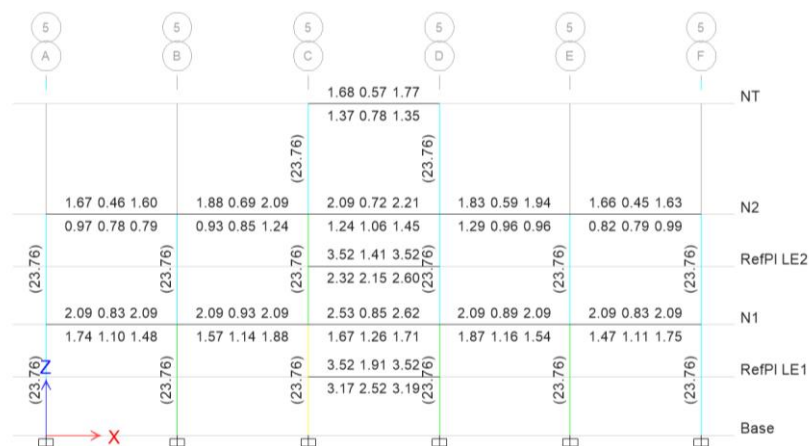


Figura 95. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

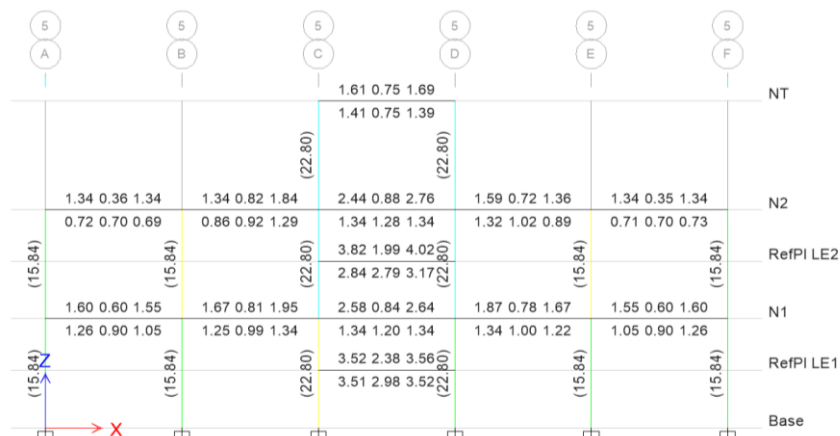


Figura 96. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

La información detallada en las figuras anteriormente expuestas, indicaron que el área de acero en cm^2 requerida en las vigas para el caso 4, es mayor con relación al área de acero requerida en vigas para el caso 3; sin embargo, para las columnas el área de acero en cm^2 correspondiente al caso 4 son menores que el área de acero requerida para las columnas del caso 3.

Revisión Columna fuerte – Viga débil.

A continuación se presenta la verificación del criterio Columna Fuerte- Viga Débil, para cada pórtico de las estructuras correspondientes a los casos 3 y 4.

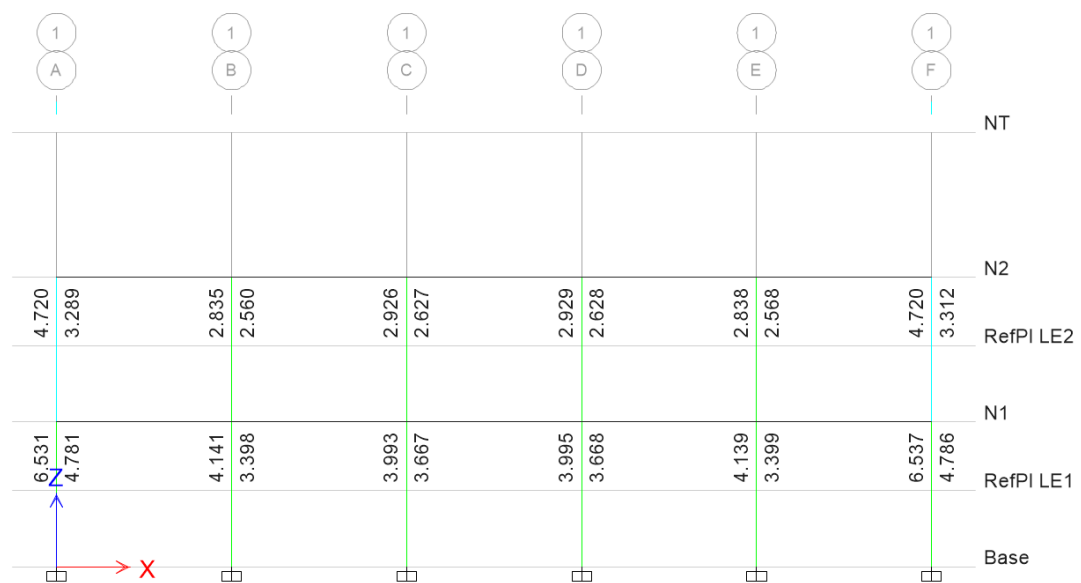


Figura 97. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 3.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 98. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

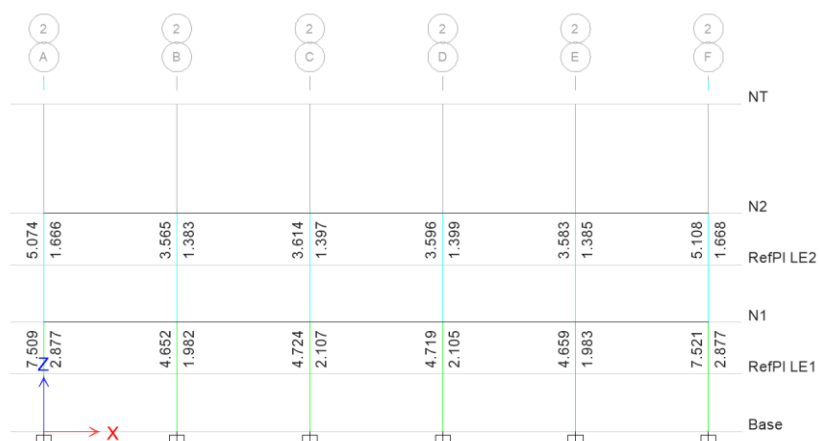


Figura 99. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

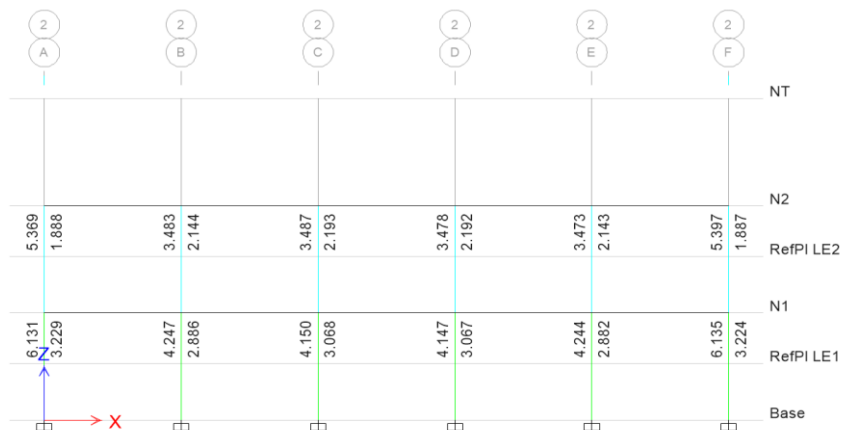


Figura 100. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

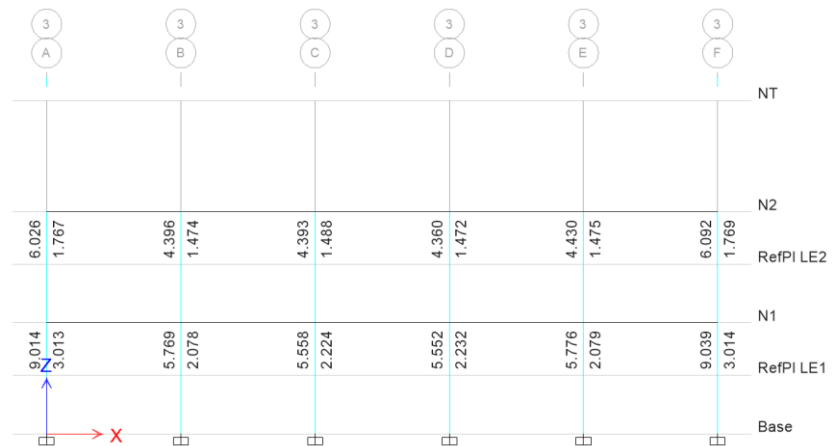


Figura 101. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

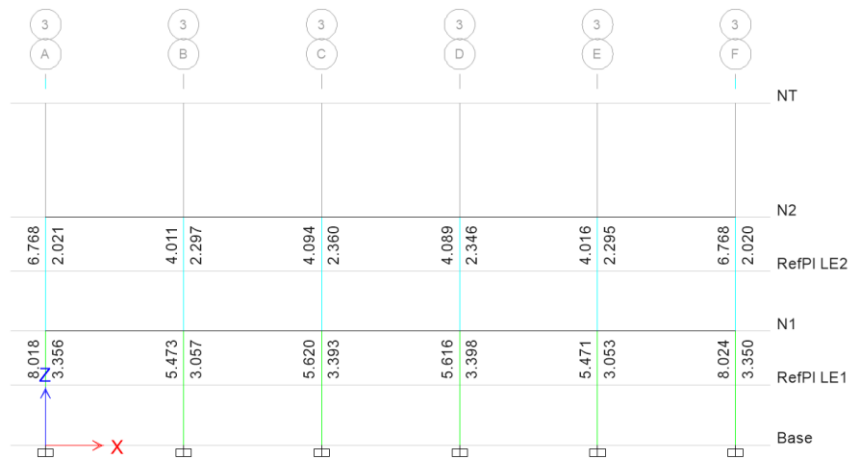


Figura 102. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

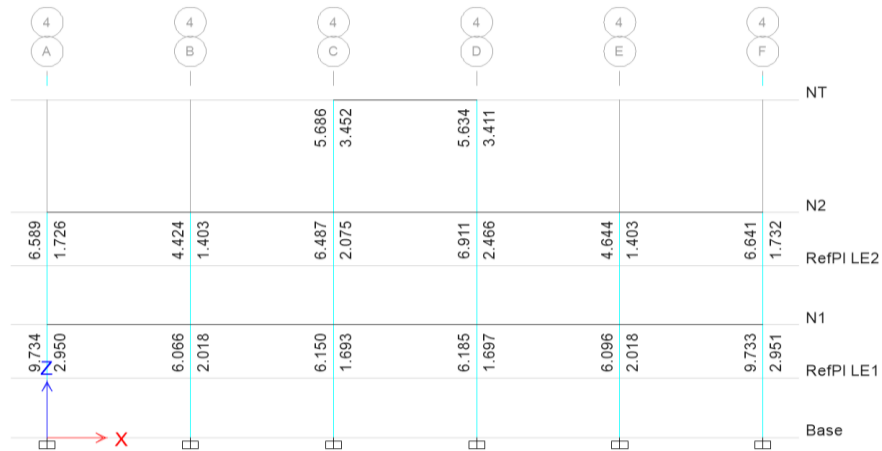


Figura 103. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

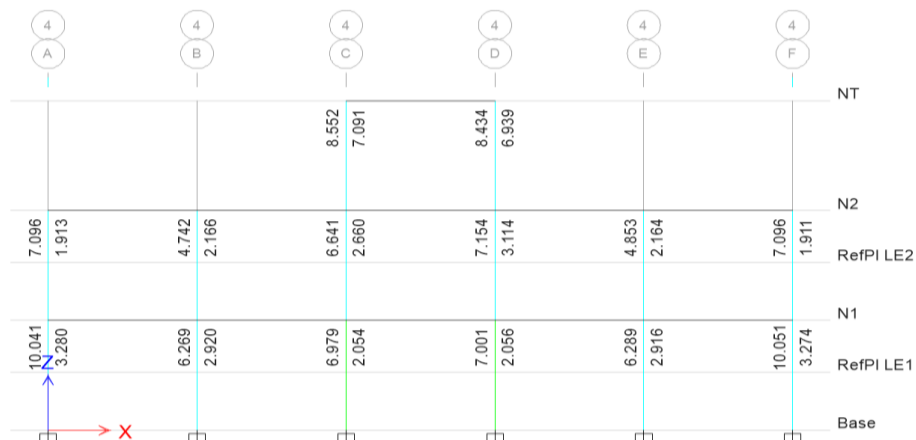


Figura 104. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

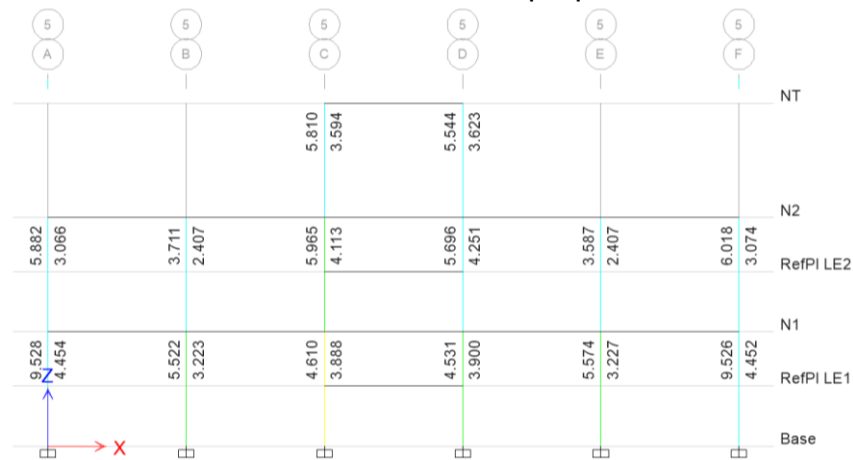


Figura 105. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

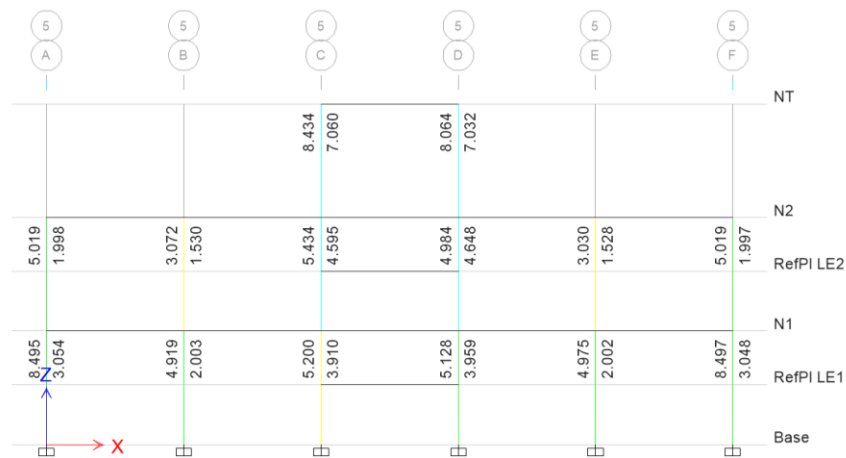


Figura 106. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

La información detallada en las figuras, indicaron que el criterio Columna Fuerte – Viga Débil en el caso 3 se estuvieron valores más conservadores que los obtenidos para el caso 4; sin embargo ambos casos cumplieron con la relación indicada por la Norma COVENIN 1753:2006, donde se especifica que la sumatoria de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión en las columnas, debe ser mayor o igual que 1.2 la sumatoria de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas.

Revisión Corte en el nodo.

A continuación se presenta la verificación del corte en el nodo, para cada pórtico de las estructuras correspondientes a los casos 3 y 4.

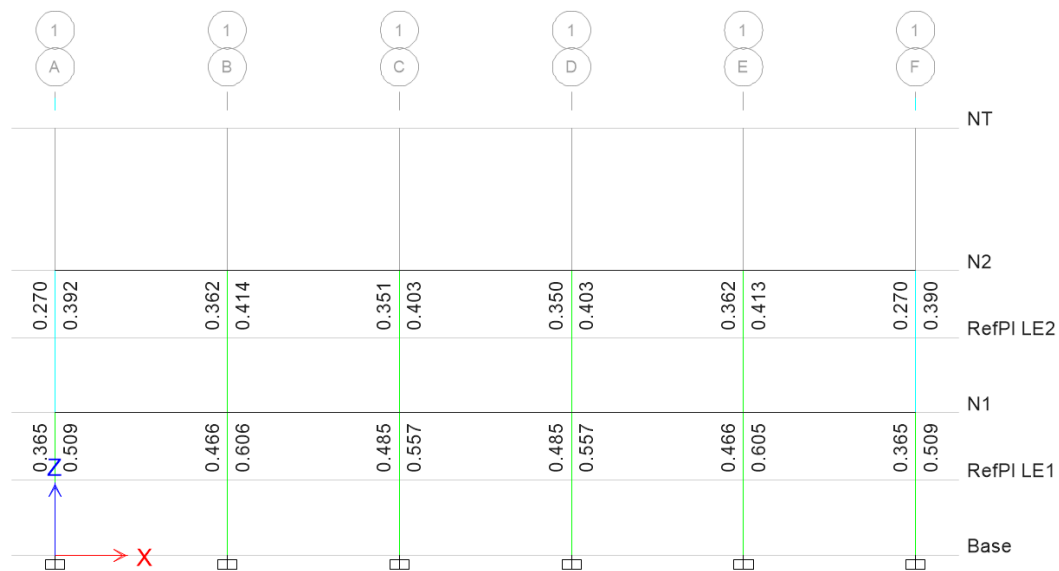


Figura 107. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 1 – Caso 3.

Fuente: Elaboración propia.

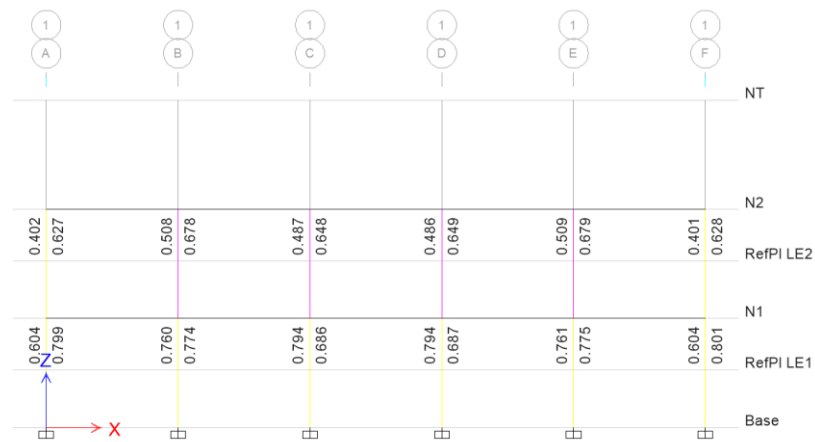


Figura 108. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 1 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

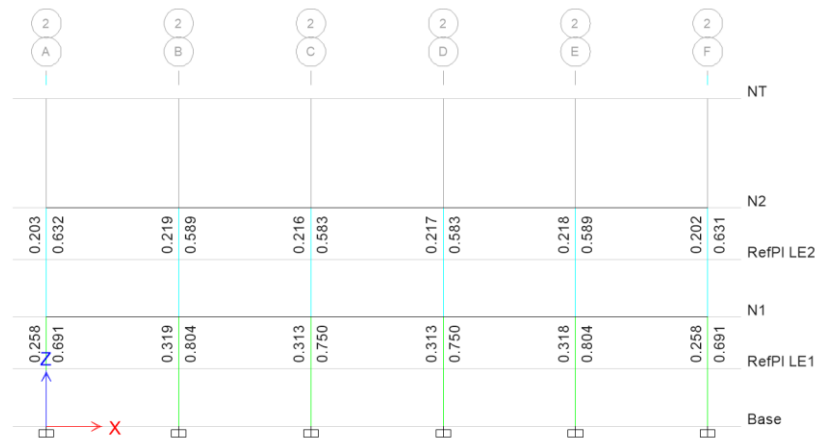


Figura 109. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 2 – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

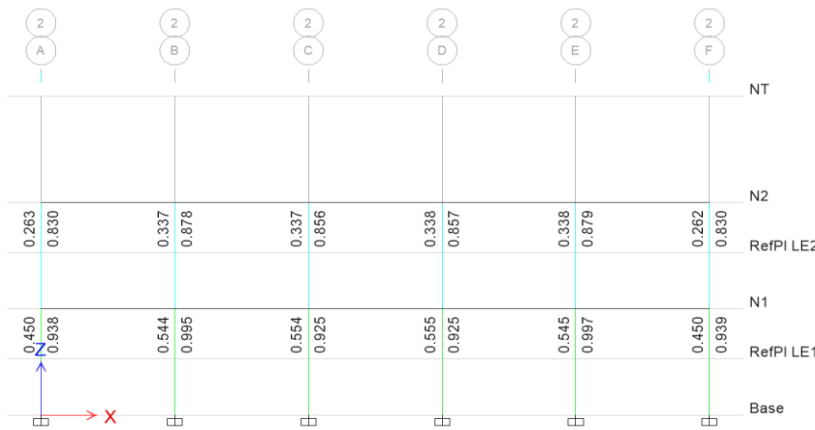


Figura 110. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 2 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

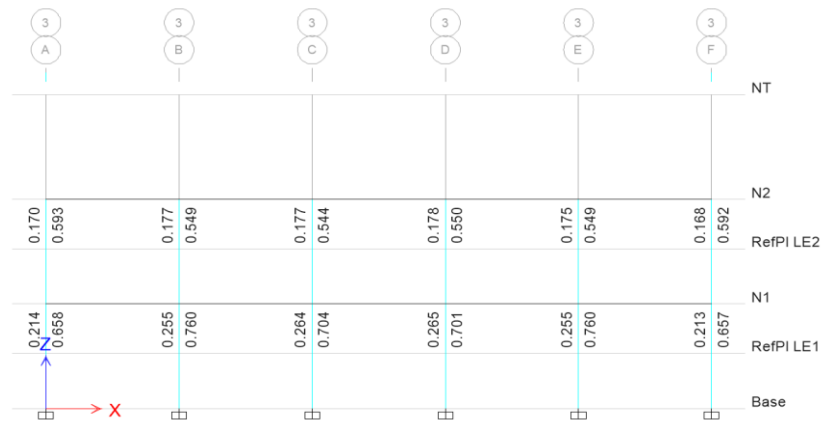


Figura 111. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 3 – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

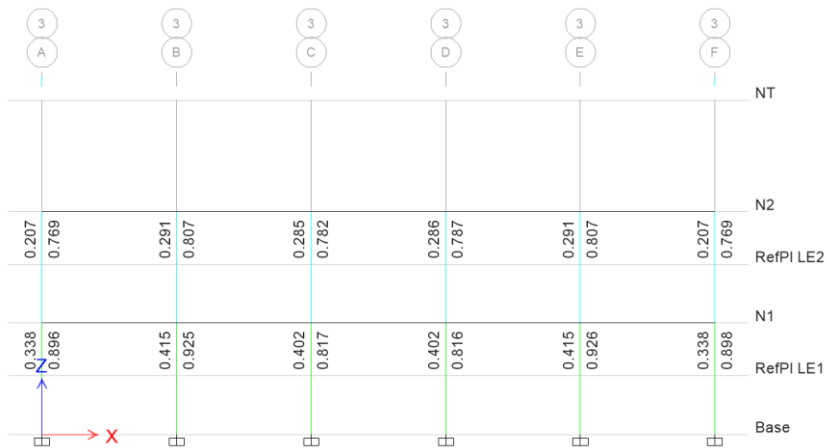


Figura 112. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 3 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

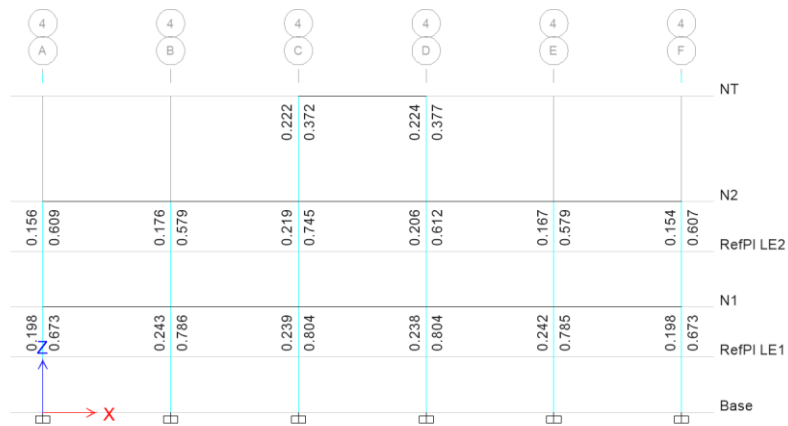


Figura 113. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 4 – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

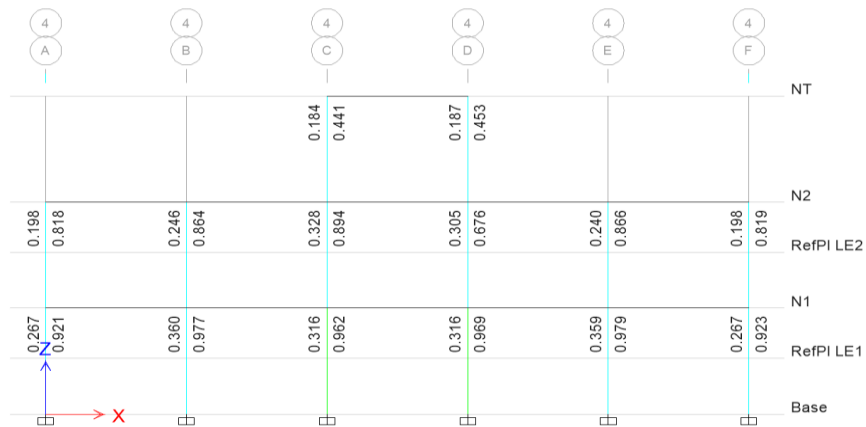


Figura 114. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 4 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

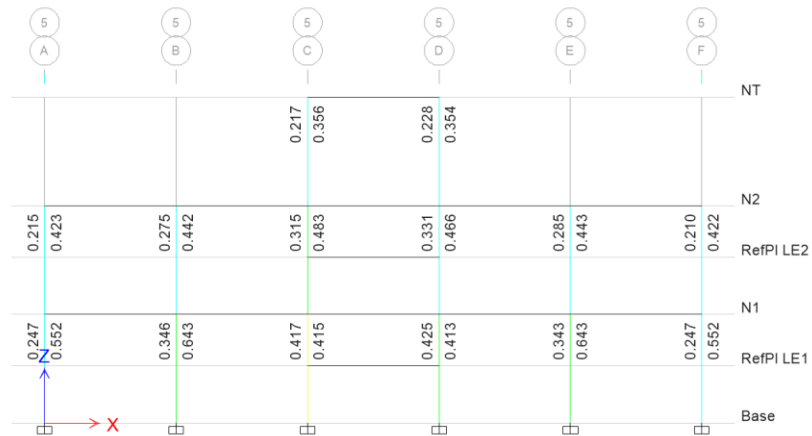


Figura 115. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 5 – Caso 3.
Fuente: Elaboración propia.

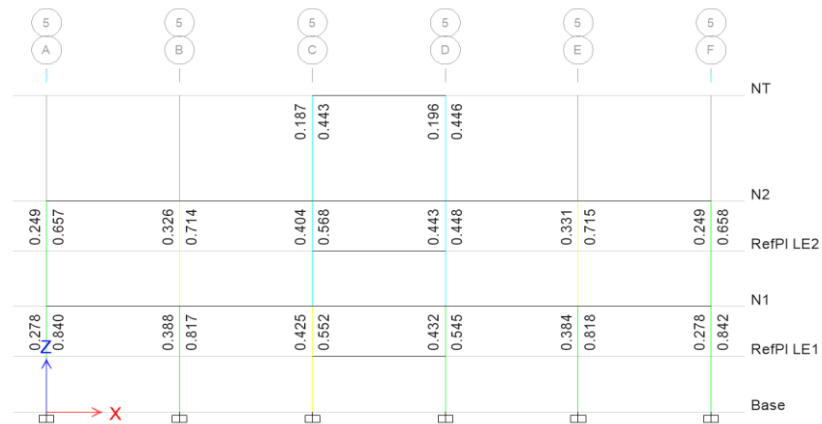


Figura 116. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 5 – Caso 4.
Fuente: Elaboración propia.

La información presentada, demostró que tanto para los pórticos correspondientes a los casos 3 y 4, se cumplió con la verificación del corte en el nodo, teniendo una relación demanda capacidad inferior a 1.

Resultados Comparativos Modelos Caso 5 y 6.

Las edificaciones modeladas para los casos 5 y 6, corresponden a edificaciones de tres (3) niveles con techo accesible, tal como se evidencia en la figura 117. La identificación de los miembros estructurales se presenta en las figuras subsiguientes.

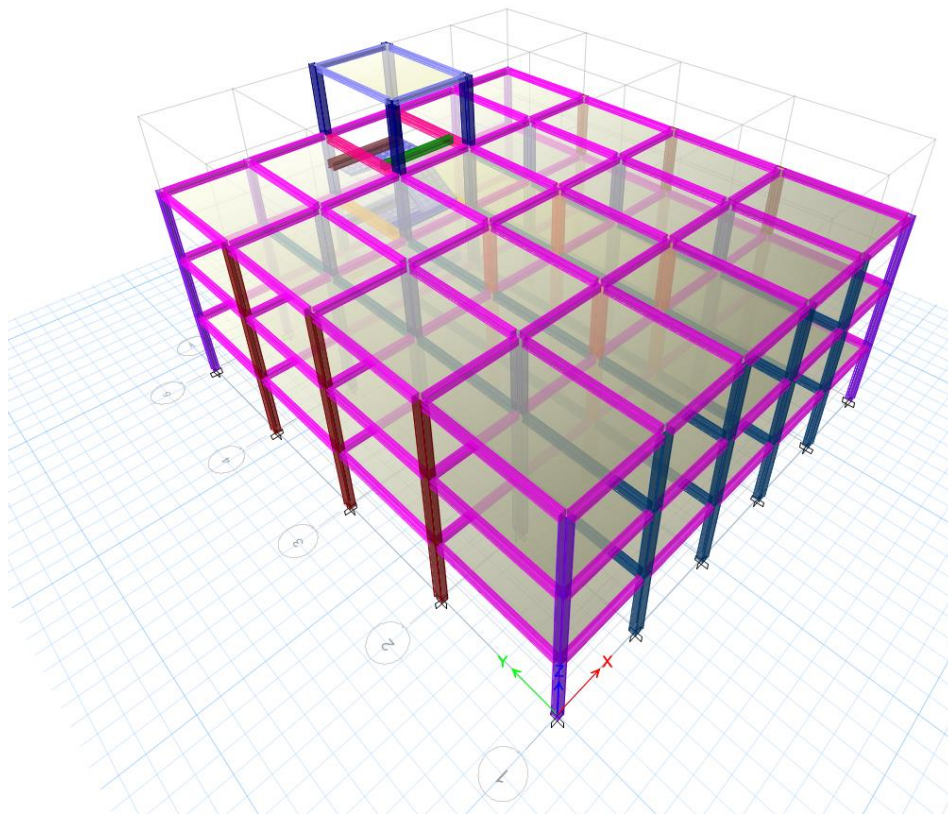


Figura 117. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3 Caso 5 y 6.

Fuente: Elaboración propia.

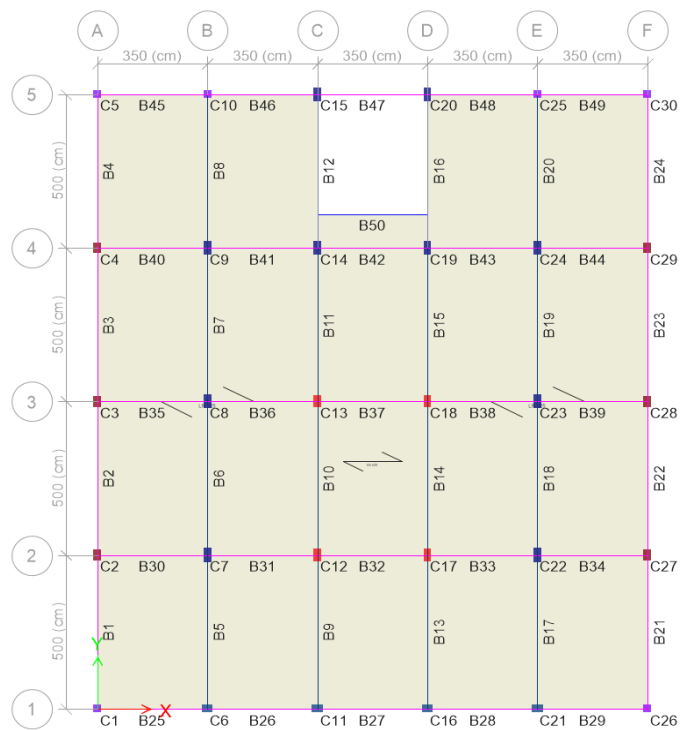


Figura 118. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 5 y 6.
Fuente: Elaboración propia.

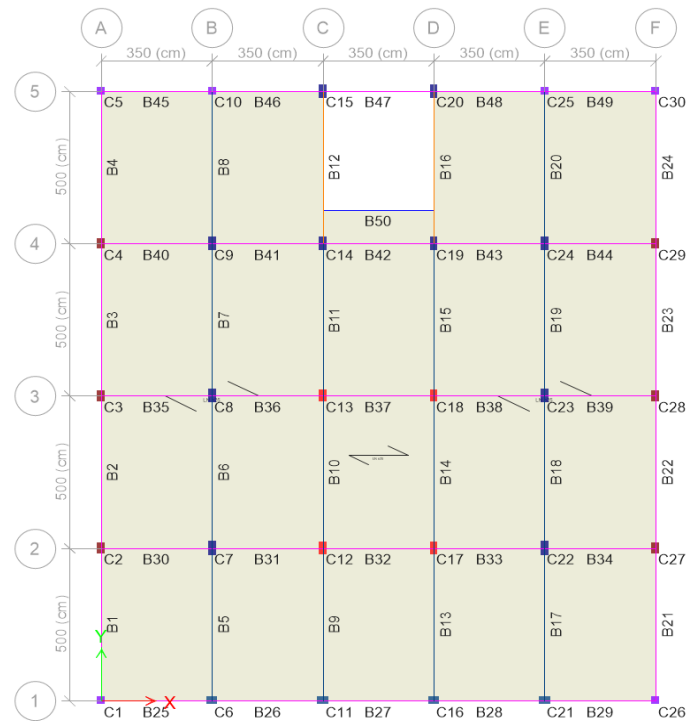


Figura 119. Planta Nivel 2, Elev. +5.78 m Caso 5 y 6.
Fuente: Elaboración propia.

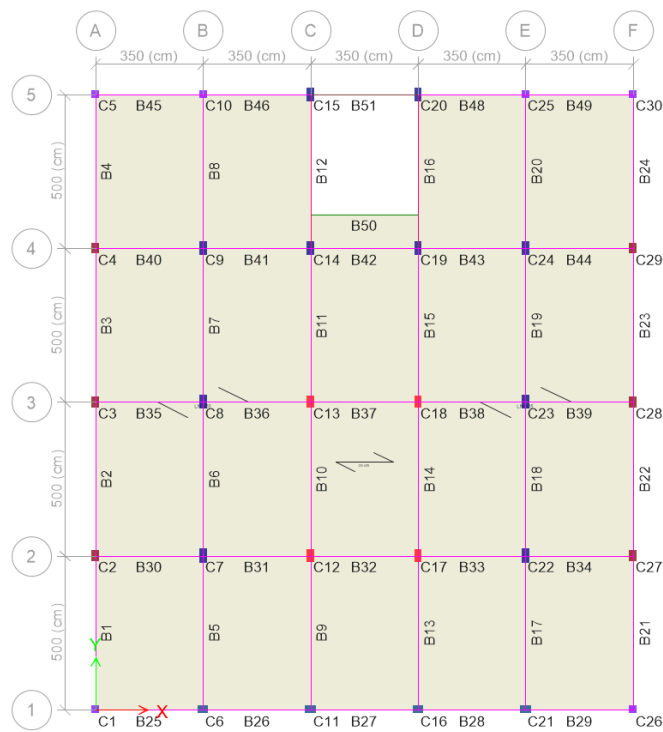


Figura 120. Planta Nivel 3, Elev. +8.67 m Caso 5 y 6.
Fuente: Elaboración propia.

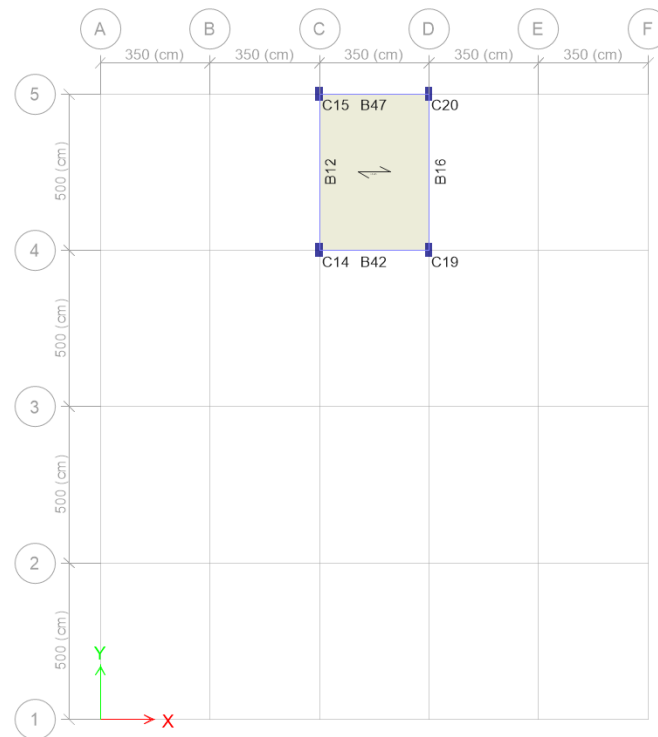


Figura 121. Planta Nivel Techo Escalera, Elev. +11.56 m Caso 5 y 6.
Fuente: Elaboración propia.

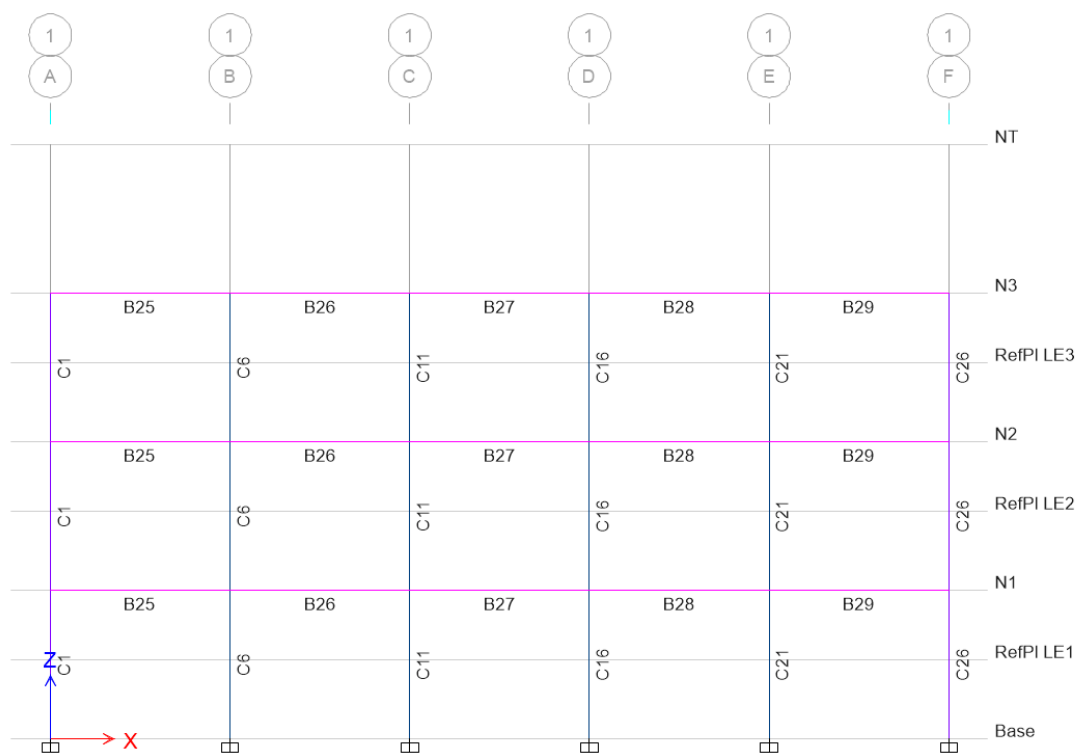


Figura 122. Pórtico 1 Caso 5 y 6.

Fuente: Elaboración propia.

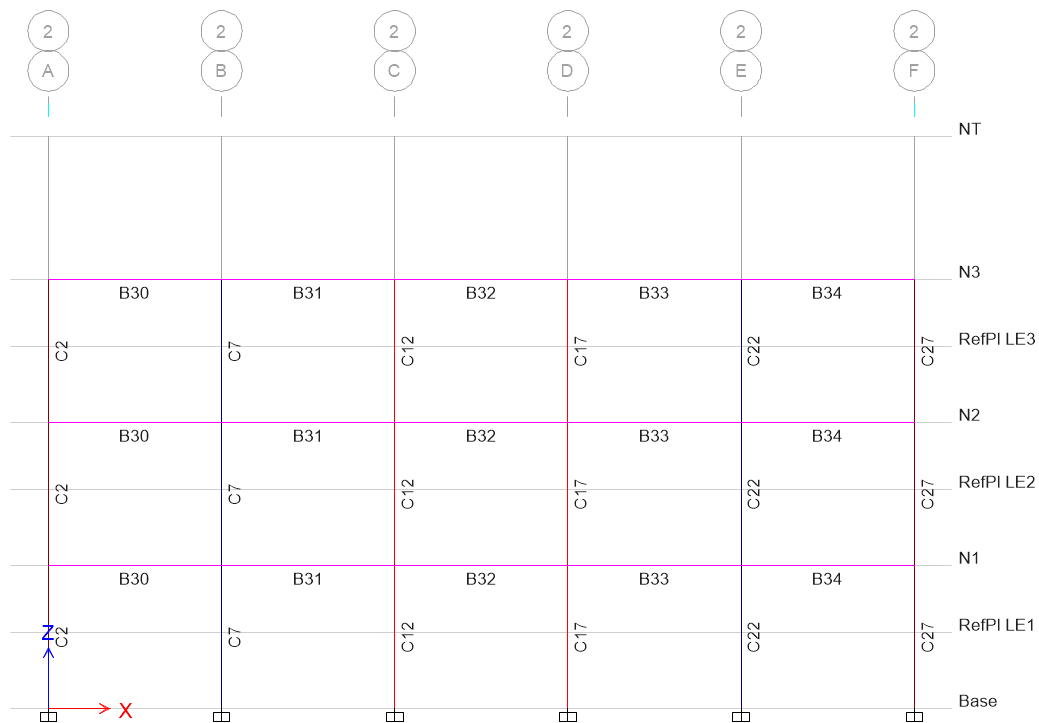


Figura 123. Pórtico 2 Caso 5 y 6.

Fuente: Elaboración propia.

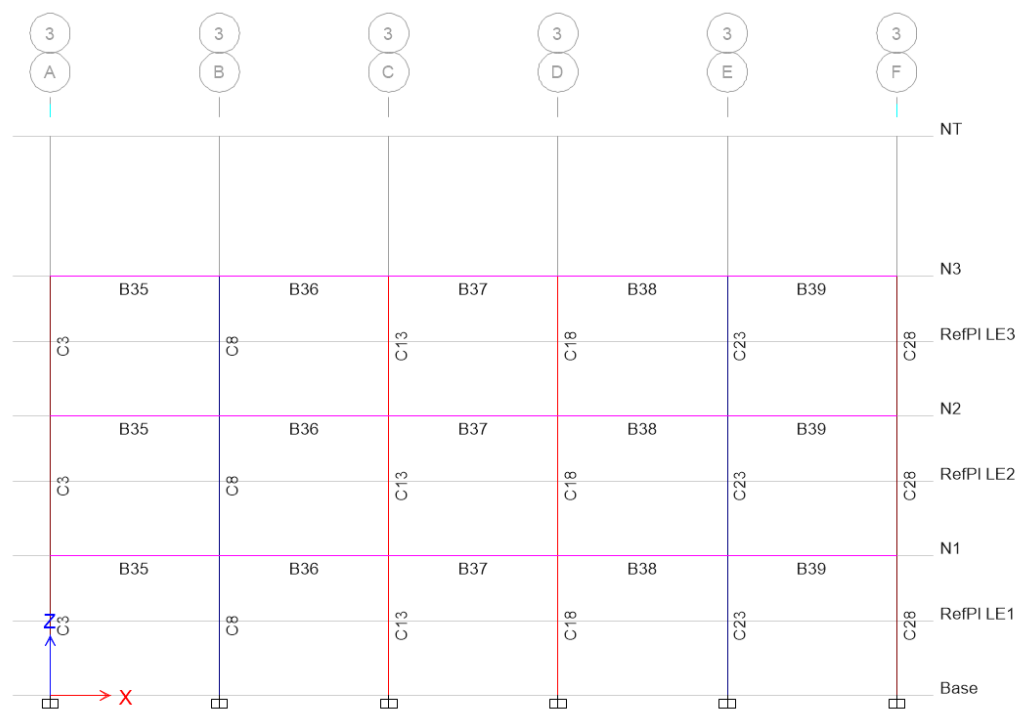


Figura 124. Pórtico 3 Caso 5 y 6.

Fuente: Elaboración propia.

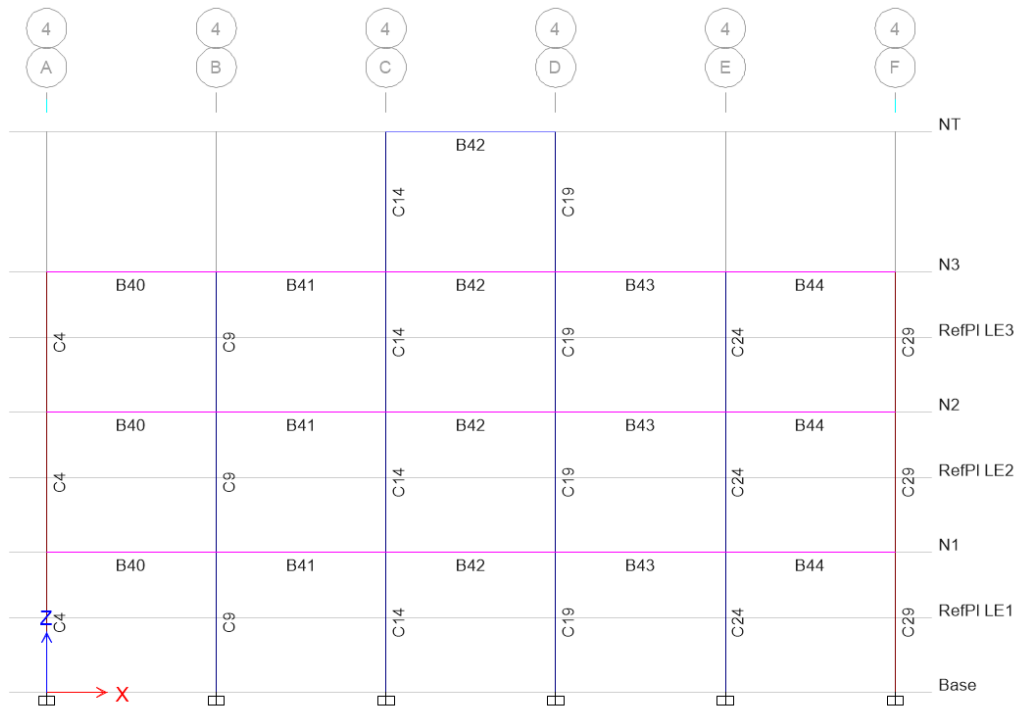


Figura 125. Pórtico 4 Caso 5 y 6.

Fuente: Elaboración propia.

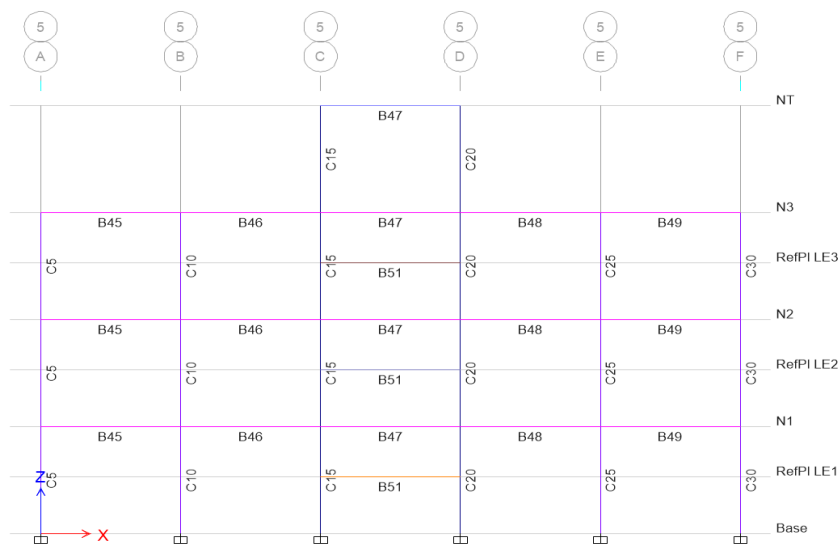


Figura 126. Pórtico 5 Caso 5 y 6.
Fuente: Elaboración propia.

Cuadro 27: Resumen Secciones Caso 5 y 6.

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N1	C1	Column	C30x30	C25x25
N1	C2	Column	C30x30	C25x35
N1	C3	Column	C30x30	C25x35
N1	C4	Column	C30x30	C25x35
N1	C5	Column	C30x30	C25x25
N1	C6	Column	C30x30	C35x25
N1	C7	Column	C30x30	C25x45
N1	C8	Column	C30x30	C25x45
N1	C9	Column	C30x30	C25x45
N1	C10	Column	C30x30	C25x25
N1	C11	Column	C30x30	C35x25
N1	C12	Column	C30x30	C25x40
N1	C13	Column	C30x30	C25x40
N1	C14	Column	C30x30	C25x45
N1	C15	Column	C30x30	C25x45
N1	C16	Column	C30x30	C35x25
N1	C17	Column	C30x30	C25x40
N1	C18	Column	C30x30	C25x40
N1	C19	Column	C30x30	C25x45
N1	C20	Column	C30x30	C25x45
N1	C21	Column	C30x30	C35x25
N1	C22	Column	C30x30	C25x45
N1	C23	Column	C30x30	C25x45
N1	C24	Column	C30x30	C25x45
N1	C25	Column	C30x30	C25x25
N1	C26	Column	C30x30	C25x25

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N1	C27	Column	C30x30	C25x35
N1	C28	Column	C30x30	C25x35
N1	C29	Column	C30x30	C25x35
N1	C30	Column	C30x30	C25x25
N1	B1	Beam	V25x30	V20x25
N1	B2	Beam	V25x30	V20x25
N1	B3	Beam	V25x30	V20x25
N1	B4	Beam	V25x30	V20x25
N1	B5	Beam	V25x30	V20x30
N1	B6	Beam	V25x30	V20x30
N1	B7	Beam	V25x30	V20x30
N1	B8	Beam	V25x30	V20x30
N1	B9	Beam	V25x30	V20x30
N1	B10	Beam	V25x30	V20x30
N1	B11	Beam	V25x30	V20x30
N1	B12	Beam	V25x35	V30x50
N1	B13	Beam	V25x30	V20x30
N1	B14	Beam	V25x30	V20x30
N1	B15	Beam	V25x30	V20x30
N1	B16	Beam	V25x35	V30x50
N1	B17	Beam	V25x30	V20x30
N1	B18	Beam	V25x30	V20x30
N1	B19	Beam	V25x30	V20x30
N1	B20	Beam	V25x30	V20x30
N1	B21	Beam	V25x30	V20x25
N1	B22	Beam	V25x30	V20x25
N1	B23	Beam	V25x30	V20x25
N1	B24	Beam	V25x30	V20x25
N1	B25	Beam	V25x30	V20x25
N1	B26	Beam	V25x30	V20x25
N1	B27	Beam	V25x30	V20x25
N1	B28	Beam	V25x30	V20x25
N1	B29	Beam	V25x30	V20x25
N1	B30	Beam	V25x30	V20x25
N1	B31	Beam	V25x30	V20x25
N1	B32	Beam	V25x30	V20x25
N1	B33	Beam	V25x30	V20x25
N1	B34	Beam	V25x30	V20x25
N1	B35	Beam	V25x30	V20x25
N1	B36	Beam	V25x30	V20x25
N1	B37	Beam	V25x30	V20x25
N1	B38	Beam	V25x30	V20x25
N1	B39	Beam	V25x30	V20x25
N1	B40	Beam	V25x30	V20x25
N1	B41	Beam	V25x30	V20x25
N1	B42	Beam	V25x30	V20x25
N1	B43	Beam	V25x30	V20x25
N1	B44	Beam	V25x30	V20x25
N1	B45	Beam	V25x30	V20x25

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N1	B46	Beam	V25x30	V20x25
N1	B47	Beam	V25x30	V20x25
N1	B48	Beam	V25x30	V20x25
N1	B49	Beam	V25x30	V20x25
N1	B50	Beam	V30x35	V30x35
N1	B51	Beam	V30x45	V30x40
N2	C1	Column	C30x30	C25x25
N2	C2	Column	C30x30	C25x35
N2	C3	Column	C30x30	C25x35
N2	C4	Column	C30x30	C25x35
N2	C5	Column	C30x30	C25x25
N2	C6	Column	C30x30	C35x25
N2	C7	Column	C30x30	C25x45
N2	C8	Column	C30x30	C25x45
N2	C9	Column	C30x30	C25x45
N2	C10	Column	C30x30	C25x25
N2	C11	Column	C30x30	C35x25
N2	C12	Column	C30x30	C25x40
N2	C13	Column	C30x30	C25x40
N2	C14	Column	C30x30	C25x45
N2	C15	Column	C30x30	C25x45
N2	C16	Column	C30x30	C35x25
N2	C17	Column	C30x30	C25x40
N2	C18	Column	C30x30	C25x40
N2	C19	Column	C30x30	C25x45
N2	C20	Column	C30x30	C25x45
N2	C21	Column	C30x30	C35x25
N2	C22	Column	C30x30	C25x45
N2	C23	Column	C30x30	C25x45
N2	C24	Column	C30x30	C25x45
N2	C25	Column	C30x30	C25x25
N2	C26	Column	C30x30	C25x25
N2	C27	Column	C30x30	C25x35
N2	C28	Column	C30x30	C25x35
N2	C29	Column	C30x30	C25x35
N2	C30	Column	C30x30	C25x25
N2	B1	Beam	V25x30	V20x25
N2	B2	Beam	V25x30	V20x25
N2	B3	Beam	V25x30	V20x25
N2	B4	Beam	V25x30	V20x25
N2	B5	Beam	V25x30	V20x30
N2	B6	Beam	V25x30	V20x30
N2	B7	Beam	V25x30	V20x30
N2	B8	Beam	V25x30	V20x30
N2	B9	Beam	V25x30	V20x30
N2	B10	Beam	V25x30	V20x30
N2	B11	Beam	V25x30	V20x30
N2	B12	Beam	V25x35	V30x40
N2	B13	Beam	V25x30	V20x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N2	B14	Beam	V25x30	V20x30
N2	B15	Beam	V25x30	V20x30
N2	B16	Beam	V25x35	V30x40
N2	B17	Beam	V25x30	V20x30
N2	B18	Beam	V25x30	V20x30
N2	B19	Beam	V25x30	V20x30
N2	B20	Beam	V25x30	V20x30
N2	B21	Beam	V25x30	V20x25
N2	B22	Beam	V25x30	V20x25
N2	B23	Beam	V25x30	V20x25
N2	B24	Beam	V25x30	V20x25
N2	B25	Beam	V25x30	V20x25
N2	B26	Beam	V25x30	V20x25
N2	B27	Beam	V25x30	V20x25
N2	B28	Beam	V25x30	V20x25
N2	B29	Beam	V25x30	V20x25
N2	B30	Beam	V25x30	V20x25
N2	B31	Beam	V25x30	V20x25
N2	B32	Beam	V25x30	V20x25
N2	B33	Beam	V25x30	V20x25
N2	B34	Beam	V25x30	V20x25
N2	B35	Beam	V25x30	V20x25
N2	B36	Beam	V25x30	V20x25
N2	B37	Beam	V25x30	V20x25
N2	B38	Beam	V25x30	V20x25
N2	B39	Beam	V25x30	V20x25
N2	B40	Beam	V25x30	V20x25
N2	B41	Beam	V25x30	V20x25
N2	B42	Beam	V25x30	V20x25
N2	B43	Beam	V25x30	V20x25
N2	B44	Beam	V25x30	V20x25
N2	B45	Beam	V25x30	V20x25
N2	B46	Beam	V25x30	V20x25
N2	B47	Beam	V25x30	V20x25
N2	B48	Beam	V25x30	V20x25
N2	B49	Beam	V25x30	V20x25
N2	B50	Beam	V30x35	V30x35
N2	B51	Beam	V30x50	V30x50
N3	C1	Column	C30x30	C25x25
N3	C2	Column	C30x30	C25x35
N3	C3	Column	C30x30	C25x35
N3	C4	Column	C30x30	C25x35
N3	C5	Column	C30x30	C25x25
N3	C6	Column	C30x30	C35x25
N3	C7	Column	C30x30	C25x45
N3	C8	Column	C30x30	C25x45
N3	C9	Column	C30x30	C25x45
N3	C10	Column	C30x30	C25x25
N3	C11	Column	C30x30	C35x25

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N3	C12	Column	C30x30	C25x40
N3	C13	Column	C30x30	C25x40
N3	C14	Column	C30x30	C25x45
N3	C15	Column	C30x30	C25x45
N3	C16	Column	C30x30	C35x25
N3	C17	Column	C30x30	C25x40
N3	C18	Column	C30x30	C25x40
N3	C19	Column	C30x30	C25x45
N3	C20	Column	C30x30	C25x45
N3	C21	Column	C30x30	C35x25
N3	C22	Column	C30x30	C25x45
N3	C23	Column	C30x30	C25x45
N3	C24	Column	C30x30	C25x45
N3	C25	Column	C30x30	C25x25
N3	C26	Column	C30x30	C25x25
N3	C27	Column	C30x30	C25x35
N3	C28	Column	C30x30	C25x35
N3	C29	Column	C30x30	C25x35
N3	C30	Column	C30x30	C25x25
N3	B1	Beam	V25x30	V20x25
N3	B2	Beam	V25x30	V20x25
N3	B3	Beam	V25x30	V20x25
N3	B4	Beam	V25x30	V20x25
N3	B5	Beam	V25x30	V20x25
N3	B6	Beam	V25x30	V20x25
N3	B7	Beam	V25x30	V20x25
N3	B8	Beam	V25x30	V20x25
N3	B9	Beam	V25x30	V20x25
N3	B10	Beam	V25x30	V20x25
N3	B11	Beam	V25x30	V20x25
N3	B12	Beam	V25x30	V25x35
N3	B13	Beam	V25x30	V20x25
N3	B14	Beam	V25x30	V20x25
N3	B15	Beam	V25x30	V20x25
N3	B16	Beam	V25x30	V25x35
N3	B17	Beam	V25x30	V20x25
N3	B18	Beam	V25x30	V20x25
N3	B19	Beam	V25x30	V20x25
N3	B20	Beam	V25x30	V20x25
N3	B21	Beam	V25x30	V20x25
N3	B22	Beam	V25x30	V20x25
N3	B23	Beam	V25x30	V20x25
N3	B24	Beam	V25x30	V20x25
N3	B25	Beam	V25x30	V20x25
N3	B26	Beam	V25x30	V20x25
N3	B27	Beam	V25x30	V20x25
N3	B28	Beam	V25x30	V20x25
N3	B29	Beam	V25x30	V20x25
N3	B30	Beam	V25x30	V20x25

Nivel	Label	Tipo Diseño	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N3	B31	Beam	V25x30	V20x25
N3	B32	Beam	V25x30	V20x25
N3	B33	Beam	V25x30	V20x25
N3	B34	Beam	V25x30	V20x25
N3	B35	Beam	V25x30	V20x25
N3	B36	Beam	V25x30	V20x25
N3	B37	Beam	V25x30	V20x25
N3	B38	Beam	V25x30	V20x25
N3	B39	Beam	V25x30	V20x25
N3	B40	Beam	V25x30	V20x25
N3	B41	Beam	V25x30	V20x25
N3	B42	Beam	V25x30	V20x25
N3	B43	Beam	V25x30	V20x25
N3	B44	Beam	V25x30	V20x25
N3	B45	Beam	V25x30	V20x25
N3	B46	Beam	V25x30	V20x25
N3	B47	Beam	V25x30	V20x25
N3	B48	Beam	V25x30	V20x25
N3	B49	Beam	V25x30	V20x25
N3	B50	Beam	V25x30	V25x30
N3	B51	Beam	V30x40	V40x35
NT	C14	Column	C30x30	C25x45
NT	C15	Column	C30x30	C25x45
NT	C19	Column	C30x30	C25x45
NT	C20	Column	C30x30	C25x45
NT	B12	Beam	V25x30	V15x20
NT	B16	Beam	V25x30	V15x20
NT	B42	Beam	V25x30	V15x20
NT	B47	Beam	V25x30	V15x20

Nota: Elaboración propia

Análisis de las estructuras.

Revisión de Masas Participativas

Se realizó la revisión de las masas participativas correspondientes a los casos 5 y 6, presentando los resultados en el cuadro x.

Cuadro 28: Sumatoria Masas Participativas.

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Caso 5					
1	0.532	0.000	0.855	0.00%	85.52%
	0.496	0.552	0.000	55.22%	85.52%
3	0.400	0.308	0.000	85.98%	85.52%
4	0.177	0.000	0.095	86.00%	95.03%
5	0.160	0.085	0.000	94.54%	95.04%
6	0.147	0.008	0.001	95.29%	95.11%
7	0.133	0.000	0.021	95.31%	97.24%
8	0.127	0.002	0.000	95.47%	97.24%
9	0.113	0.019	0.000	97.34%	97.24%
Caso 6					
1	0.593	0.559	0.000	55.93%	0.00%
2	0.490	0.000	0.818	55.93%	81.79%
3	0.431	0.284	0.000	84.36%	81.79%
4	0.194	0.071	0.000	91.45%	81.80%
5	0.176	0.025	0.000	93.99%	81.83%
6	0.164	0.000	0.117	94.01%	93.50%
7	0.142	0.010	0.001	94.96%	93.64%
8	0.129	0.019	0.001	96.83%	93.75%
9	0.112	0.001	0.028	96.97%	96.50%

Nota: Elaboración propia.

Los resultados expuestos en el cuadro x, indican que tanto para el caso 5 como para el caso 6 se obtuvieron masas participativas mayores al 96 % utilizando nueve (9) modos de vibración, cumpliendo ambos casos con lo especificado por la Norma COVENIN 1756-2001.

La representación gráfica del período vs los modos de vibración se presenta en la figura 127.

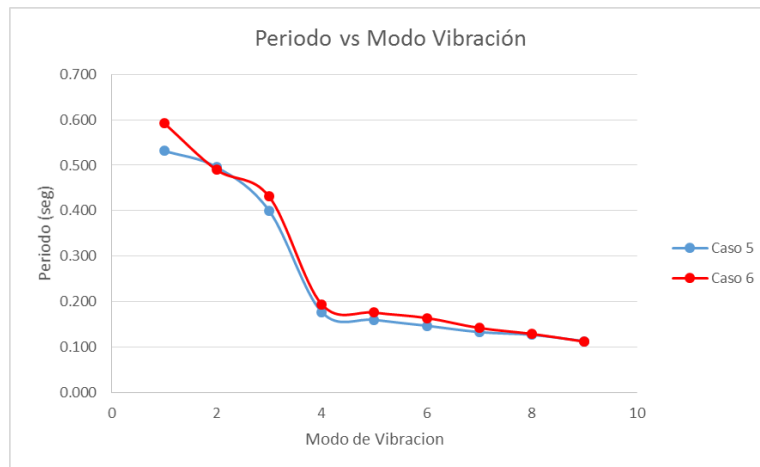


Figura 127. Periodo vs Modo de vibración Caso 5 y 6.

Fuente: Elaboración propia.

Se puede observar que los periodos de la estructura para los diferentes modos de vibración son más altos para el caso 6; no obstante a pesar de esta diferencia ambos casos garantizan que la sumatoria de las masas participativas exceda el 90% de la masa total de la edificación.

Revisión de cortante basal

Para la revisión del cortante basal se calculó la fuerza cortante por piso para cada uno de los modelos 5 y 6; los resultados se resumen en el cuadro x, seguido de gráficos comparativos en las direcciones X y Y.

Cuadro 29: Fuerza Cortante por Piso Caso 5 y 6.

Nivel	Elevación (m)	Ubicación	Caso 5		Caso 6	
			X-Dir (Tonf)	Y-Dir (Tonf)	X-Dir (Tonf)	Y-Dir (Tonf)
NT	11.56	Top	2.12	2.54	2.46	3.19
		Bottom	2.12	2.54	2.46	3.19
N3	8.67	Top	22.23	26.11	21.78	28.84
		Bottom	22.64	26.70	22.17	29.48
N2	5.78	Top	39.17	46.71	39.01	49.81
		Bottom	39.45	47.09	39.26	50.21
N1	2.89	Top	48.99	57.73	48.40	60.90
		Bottom	49.09	57.86	48.49	61.05

Nota: Elaboración propia.

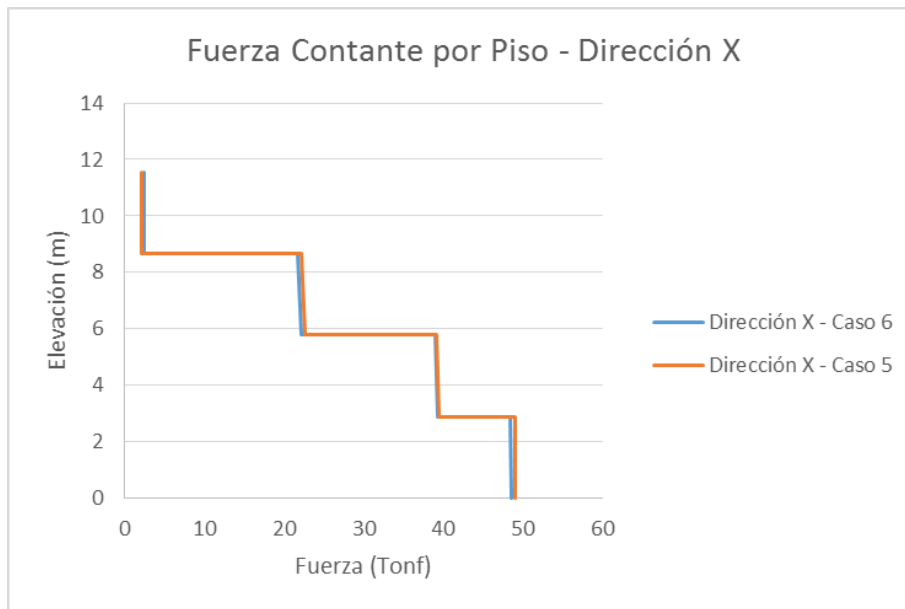


Figura 128. Fuerza cortante por piso en dirección X Caso 5 y 6.

Fuente: Elaboración propia.

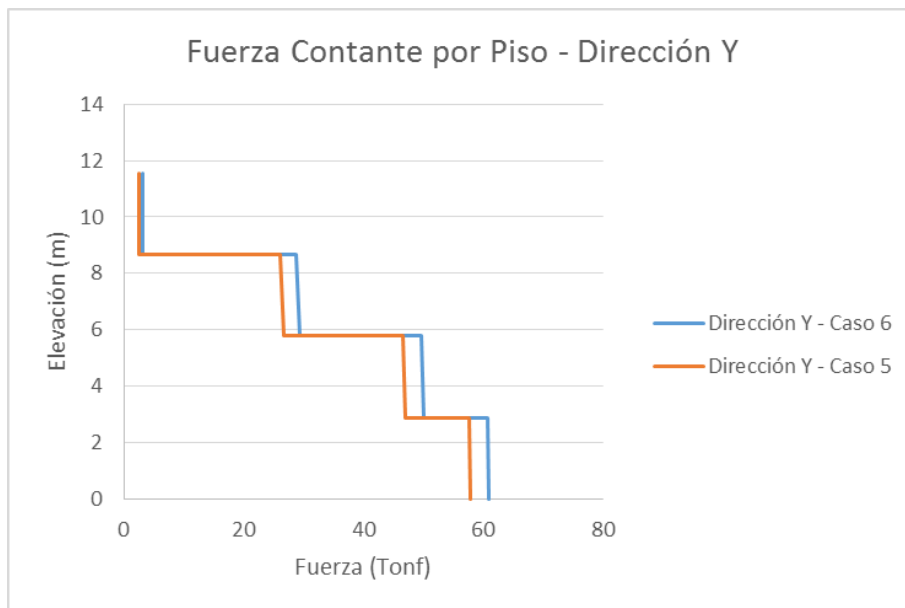


Figura 129. Fuerza cortante por piso en dirección Y Caso 5 y 6.

Fuente: Elaboración propia.

Con los resultados de la fuerza cortante obtenidos y siguiendo las especificaciones citadas en la Norma COVENIN 1756:2001, el cuadro x detalla el cortante basal mínimo para el caso 5 y 6.

Cuadro 30: Cortante Basal Mínimo Caso 5 y 6.

Espectro de Diseño Cap. 7, Art. 7.2 Cortante Basal Mínimo Cap. 9, Art. 9.3.1		
Datos	Caso 5	Caso 6
μ	0.910	0.910
Ad	0.1166	0.1166
Vo	$\mu \cdot Ad \cdot W$	$\mu \cdot Ad \cdot W$
W	627.75 Tonf	600.06 Tonf
V*o	66.63 Tonf	63.69 Tonf
V*o/Vox	1.36	1.31
V*o/Voy	1.15	1.04

Nota: Elaboración propia

Con base a los resultados expuestos, se pudo observar que al tener menor peso la edificación del caso 6 por utilizar dimensiones menores en las secciones de sus miembros, las fuerzas sísmicas resultaron inferiores en comparación a las obtenidas en el caso 5.

De igual manera se verificó que el cortante basal dinámico es menor que el cortante basal estático estipulado por la Norma COVENIN 1756:2001, por lo que se amplificaron las fuerzas sísmicas para igualar el cortante basal al mínimo establecido por la normativa, a fin de chequear los desplazamientos, derivas de piso, y el diseño de los miembros.

Verificación efecto P- Δ

Los resultados de la verificación del efecto P- Δ se presentan en el cuadro x, calculados según los parámetros indicados por la Norma COVENIN 1756:2001.

Cuadro 31: Efecto P- Δ Caso 5 y 6.

Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Vi X (Tonf)	Vi Y (Tonf)	Θi X	Θi Y
Caso 5							
NT	11.56	0.0007	0.0009	2.12	2.54	0.0733	0.0780
N3	8.67	0.0012	0.0012	22.64	26.70	0.0119	0.0096
N2	5.78	0.0021	0.0018	39.45	47.09	0.0113	0.0085
N1	2.89	0.0018	0.0015	49.09	57.86	0.0078	0.0057
Wj (Tonf)	627.75						
Caso 6							
NT	11.56	0.0014	0.0013	2.46	3.19	0.1010	0.0829
N3	8.67	0.0021	0.0015	22.17	29.48	0.0193	0.0104
N2	5.78	0.0031	0.0020	39.26	50.21	0.0162	0.0081
N1	2.89	0.0023	0.0014	48.49	61.05	0.0099	0.0048
Wj (Tonf)	600.06						

Nota: Elaboración propia

Según los resultados obtenidos el caso 6 superó el valor límite establecido por la Norma COVENIN 1756:2001 de 0,08 para Θ_i en el nivel techo, por lo que se tomó en cuenta el efecto P- Δ de manera no iterativa, basado en la masa para este caso de estudio. Para el caso 5, no se superó el valor límite establecido para Θ_i , por lo que no se tomó en cuenta el efecto P- Δ en este caso.

Control de desplazamientos

Para el control de desplazamientos en los casos 5 y 6, se calculó la deriva por piso descrita en la Norma COVENIN 1756:2001. El cuadro x, presenta los resultados de las derivas elásticas e inelásticas obtenidos para cada nivel.

Cuadro 32: Derivas de Piso Caso 5 y 6.

		Deriva Elastica		Deriva Inelastica	
Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
Caso 5					
NT	11.56	0.0007	0.0009	0.0034	0.0044
N3	8.67	0.0012	0.0012	0.0059	0.0056
N2	5.78	0.0021	0.0018	0.0098	0.0088
N1	2.89	0.0018	0.0015	0.0084	0.0073
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Caso 6					
NT	11.56	0.0014	0.0013	0.0069	0.0061
N3	8.67	0.0021	0.0015	0.0099	0.0071
N2	5.78	0.0031	0.0020	0.0147	0.0094
N1	2.89	0.0023	0.0014	0.0111	0.0068
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Nota: Elaboración propia

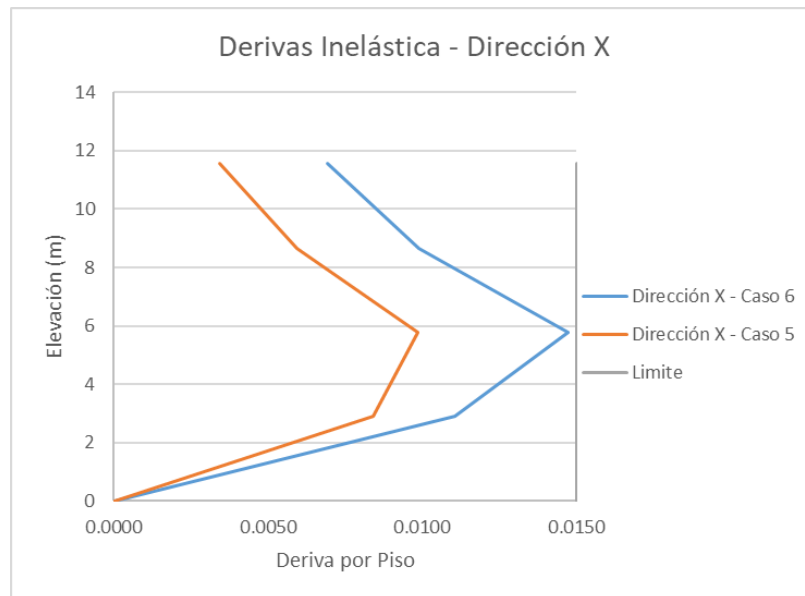


Figura 130. Derivas por piso en dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

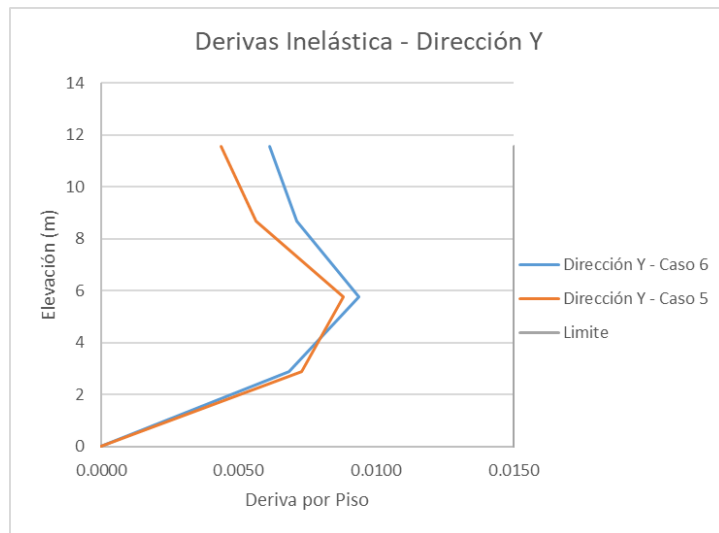


Figura 131. Derivas por piso en dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

La representación gráfica de las derivas por piso en dirección X y Y correspondientes al caso 6 son mayores a las obtenidas para el caso 5; no obstante a pesar de esta diferencia ambos casos demostraron que tanto las derivas elásticas como inelásticas cumplieron con lo establecido por la Norma COVENIN 1756-2001 al no superar la deriva máxima normativa de 0,015.

Diseño de los miembros

Área de acero requerida.

Una vez realizado el análisis y verificado el cumplimiento de todos los criterios normativos, se llevó a cabo el diseño para cada una de las estructuras correspondientes a los casos 5 y 6. En las siguientes figuras se detalla el área de acero requerida por pórticos para cada caso.

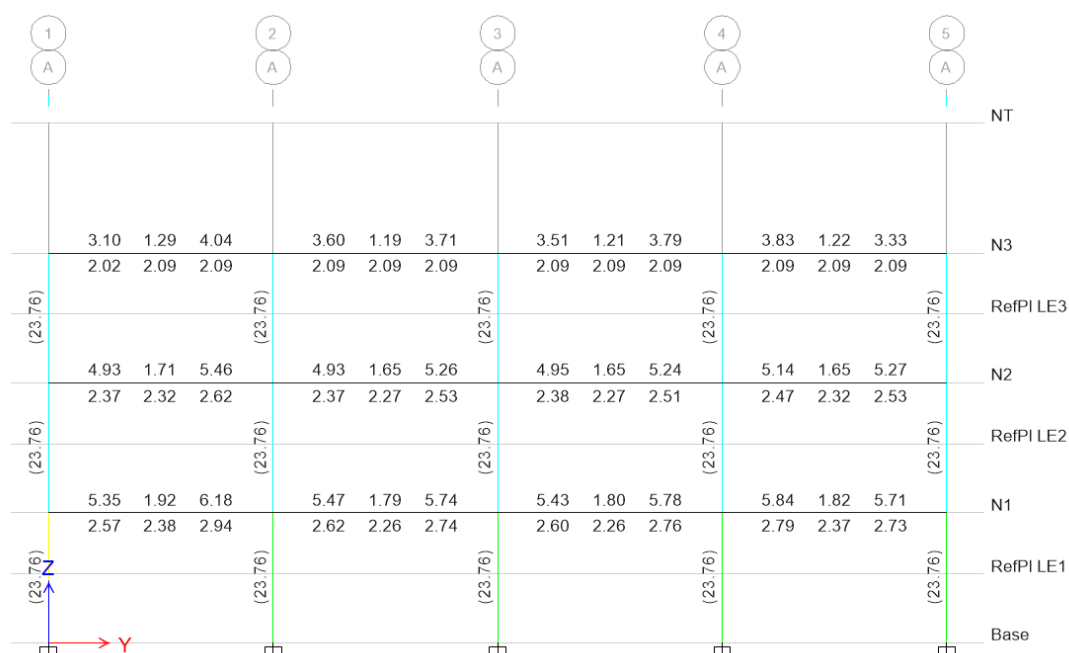


Figura 132. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

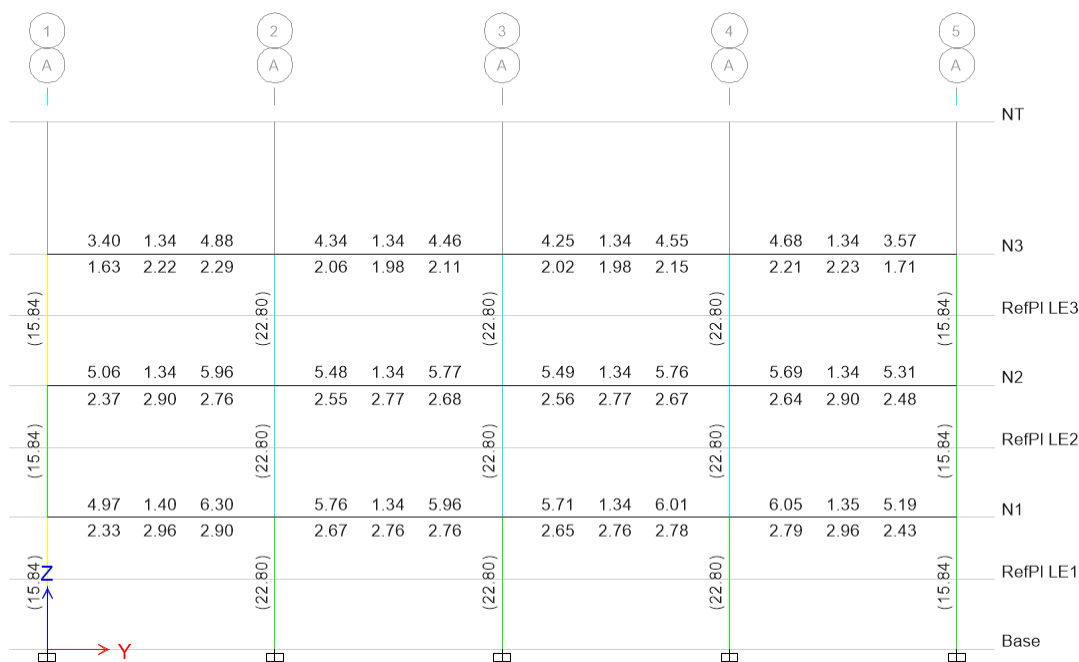


Figura 133. Área acero en miembros, Pórtico A – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

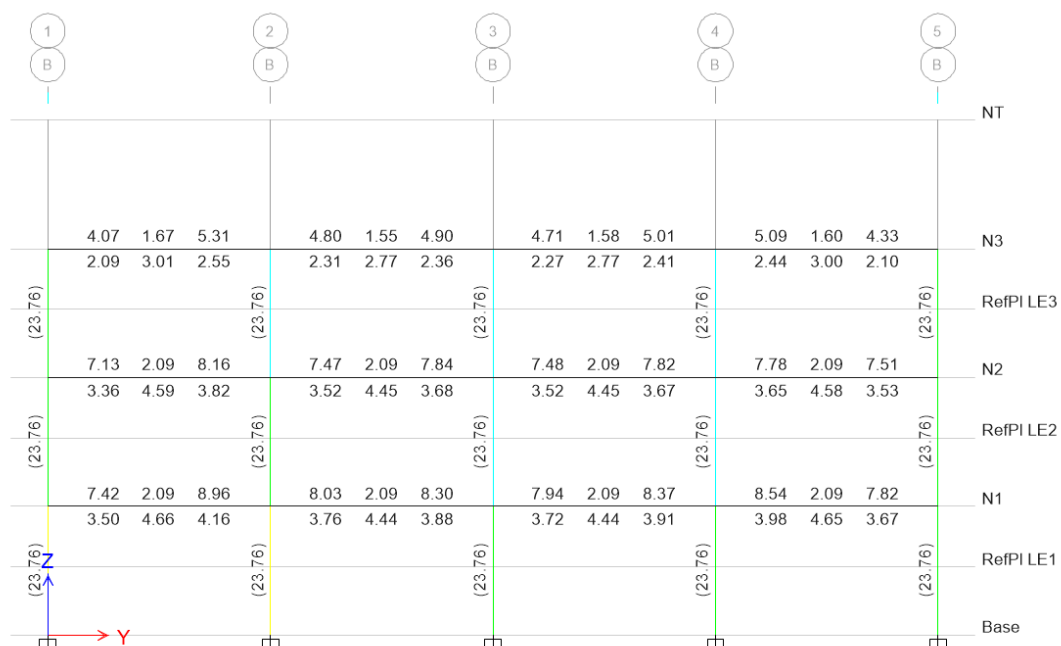


Figura 134. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

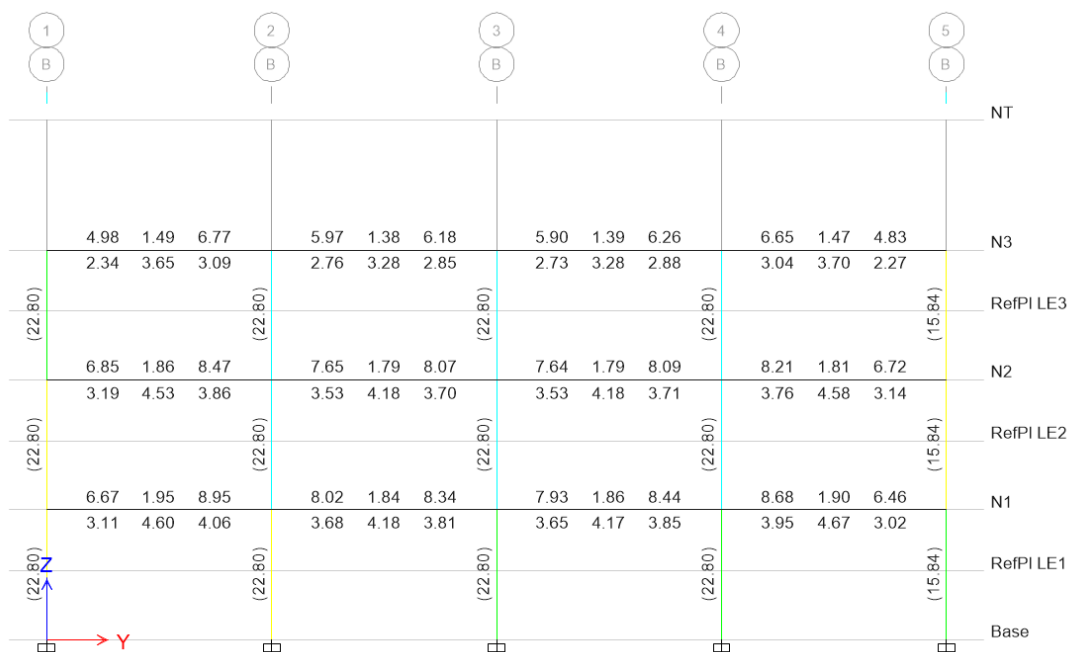


Figura 135. Área acero en miembros, Pórtico B – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

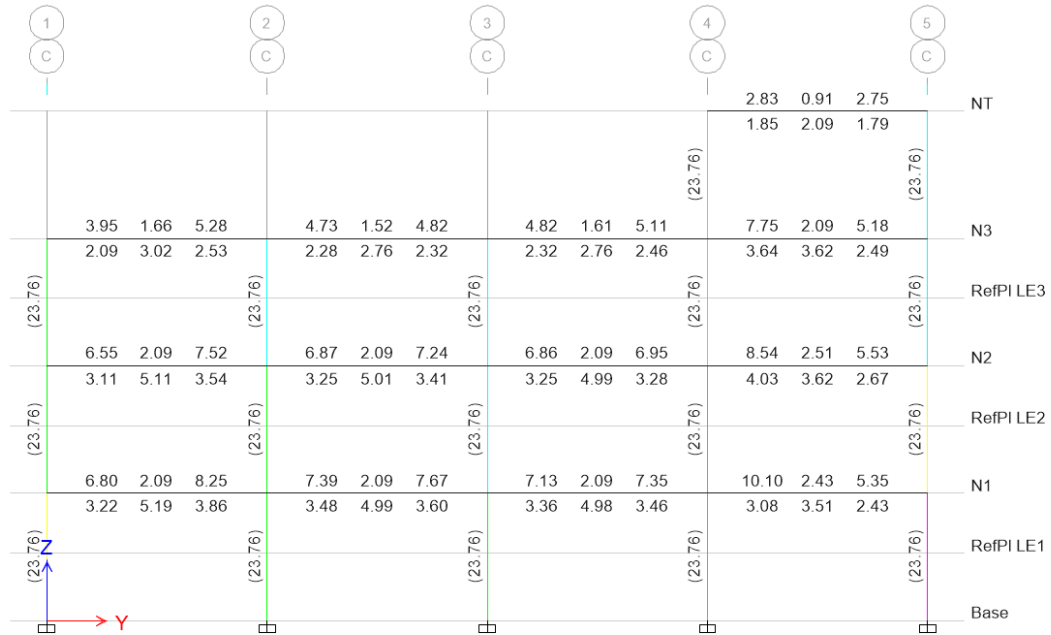


Figura 136. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

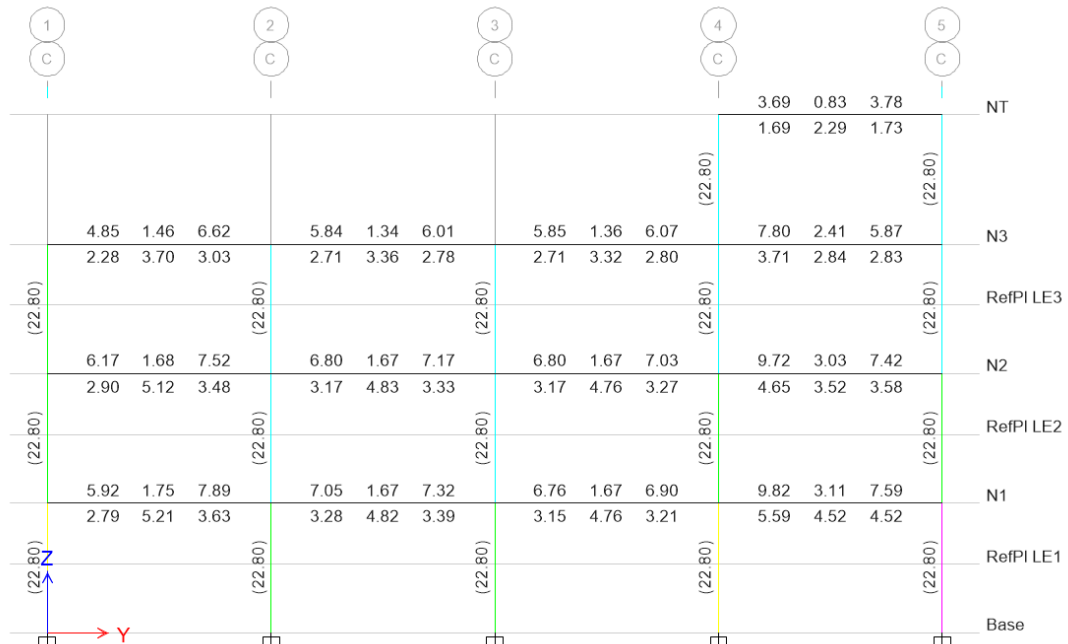


Figura 137. Área acero en miembros, Pórtico C – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

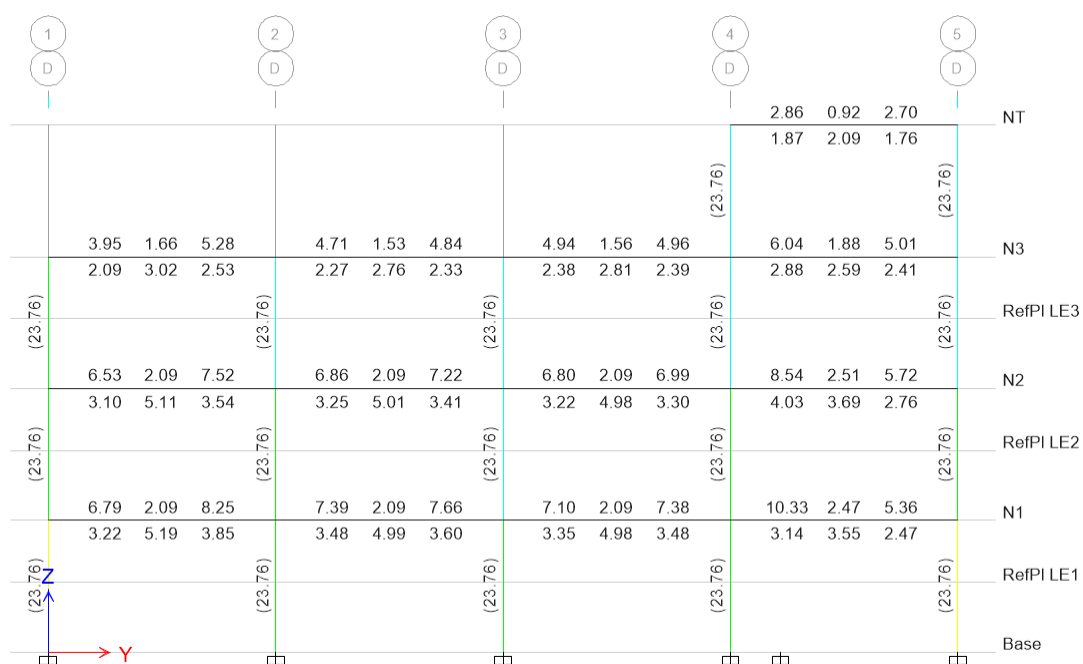


Figura 138. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

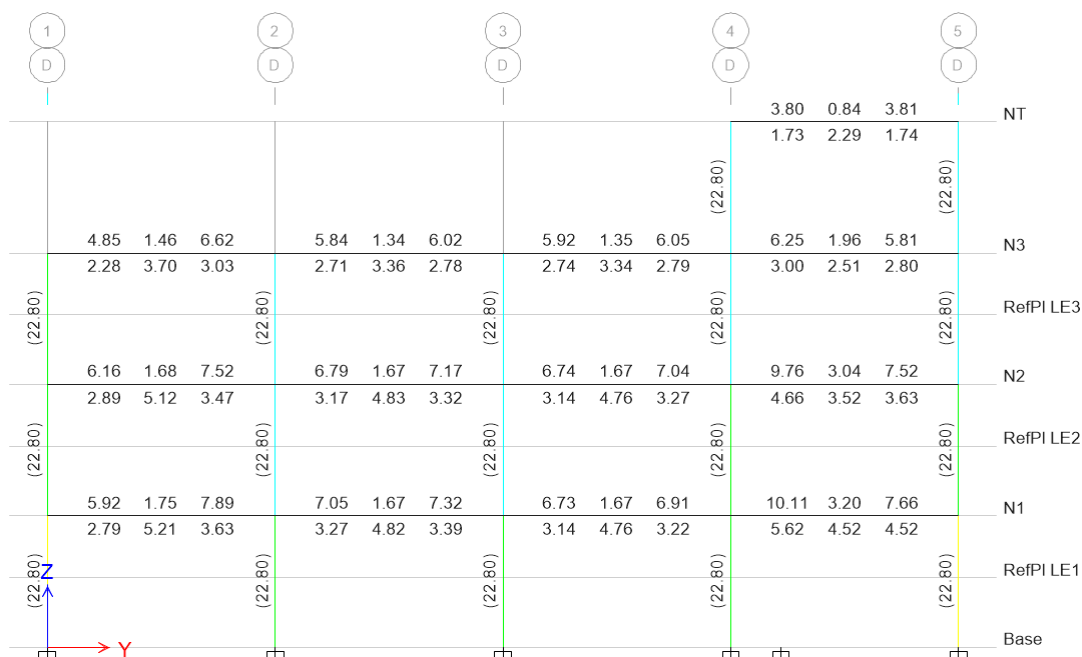


Figura 139. Área acero en miembros, Pórtico D – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

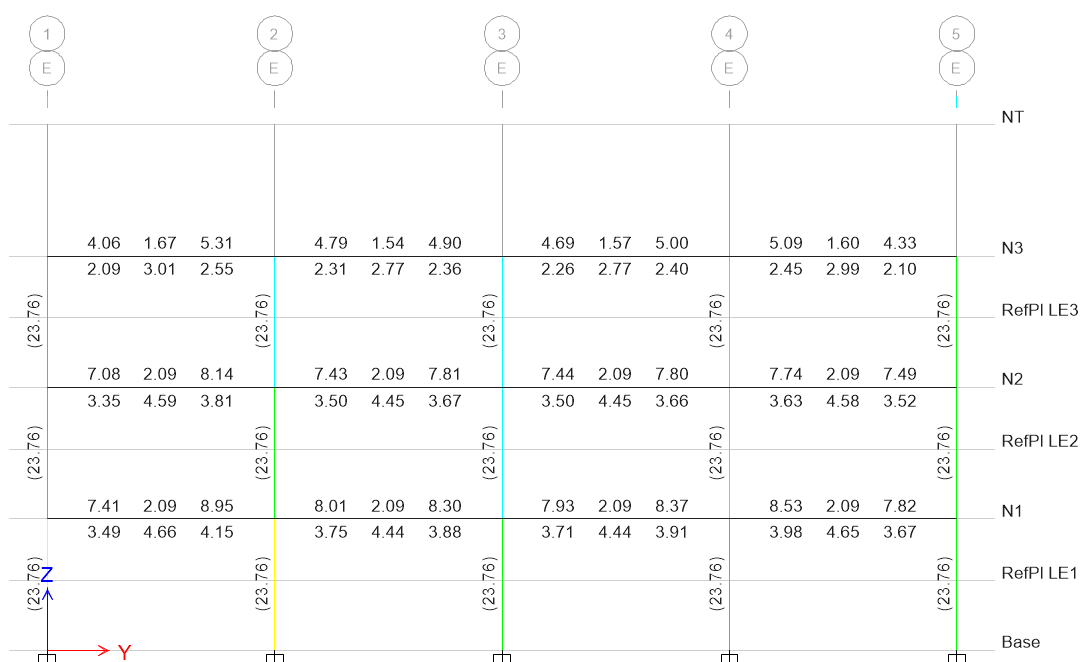


Figura 140. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

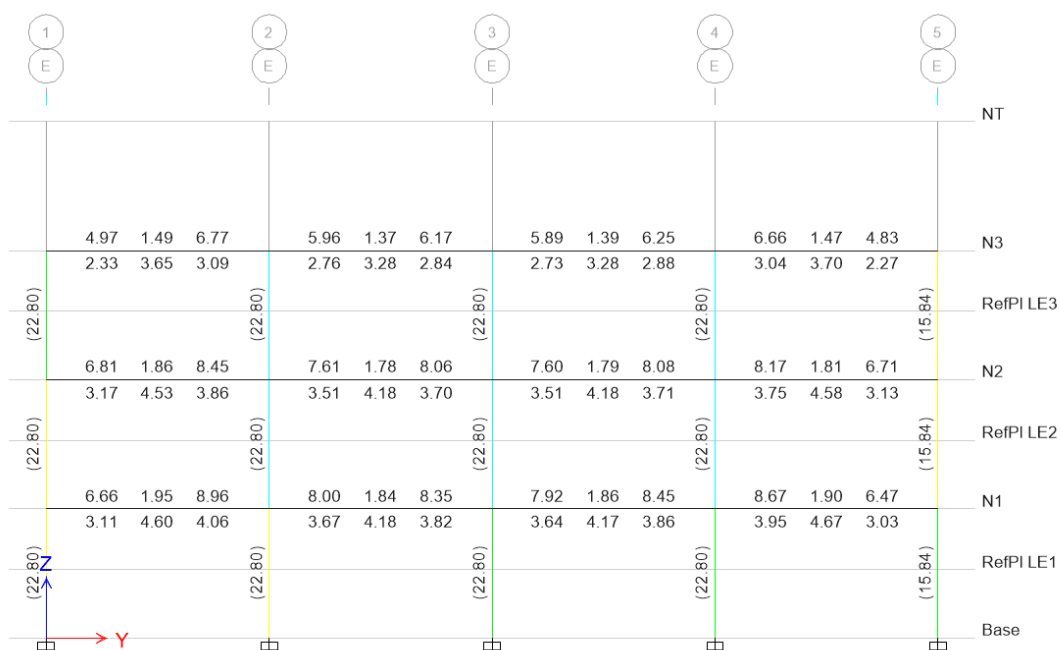


Figura 141. Área acero en miembros, Pórtico E – Caso 6.

Fuente: Propia.

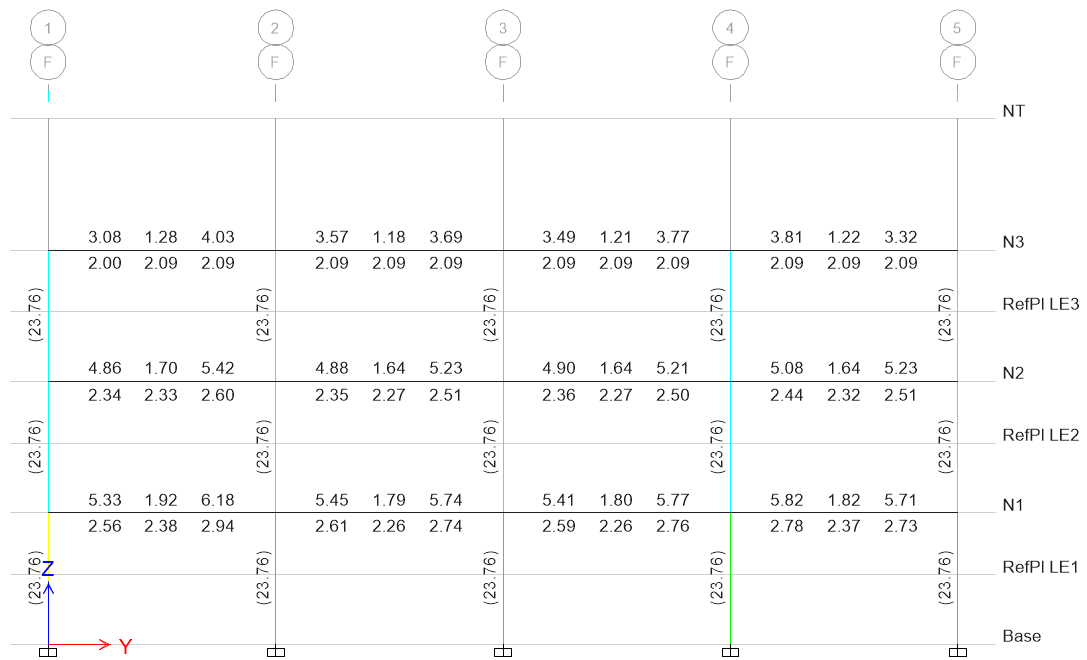


Figura 142. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

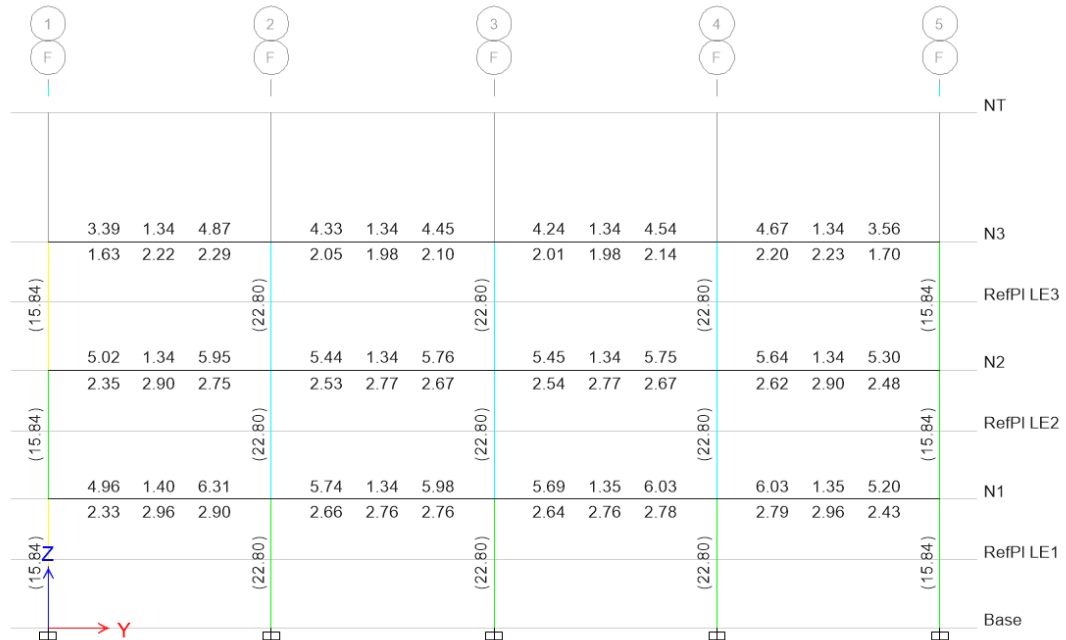


Figura 143. Área acero en miembros, Pórtico F – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

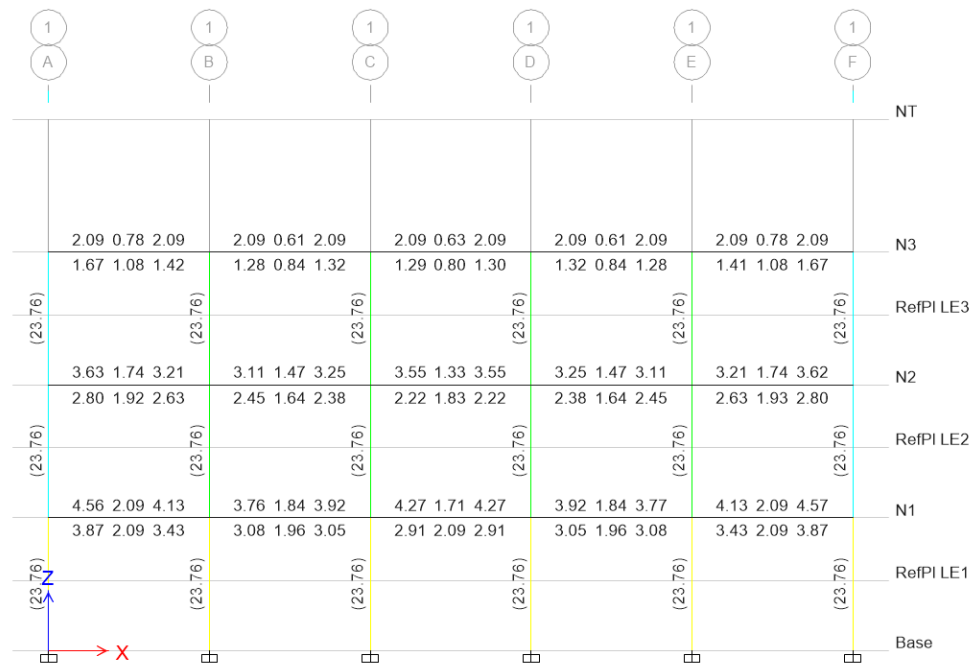


Figura 144. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

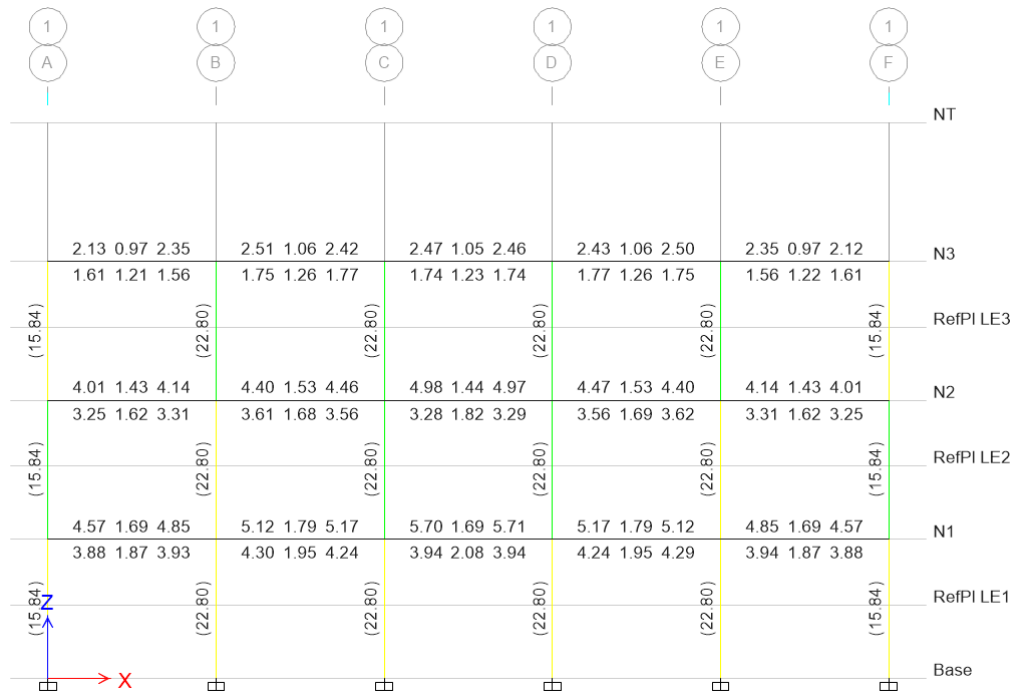


Figura 145. Área acero en miembros, Pórtico 1 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

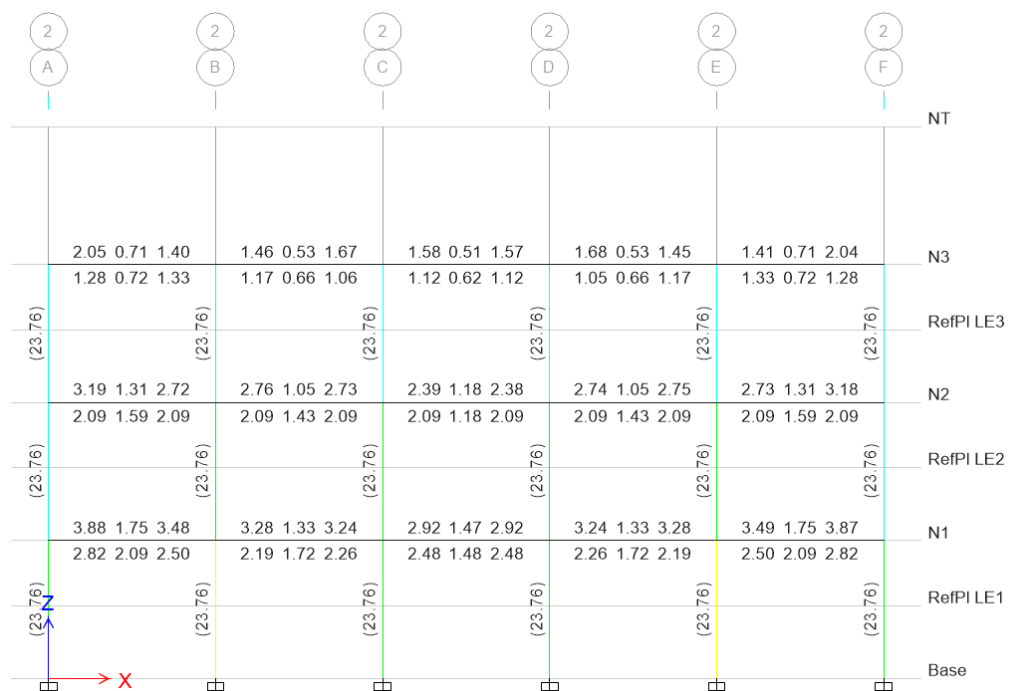


Figura 146. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

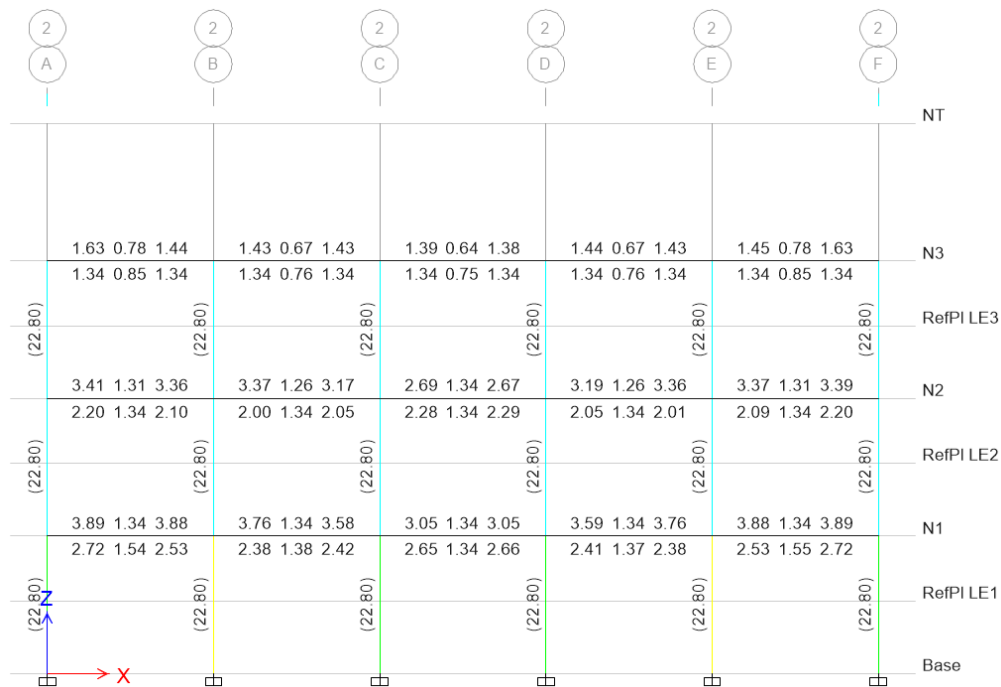


Figura 147. Área acero en miembros, Pórtico 2 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

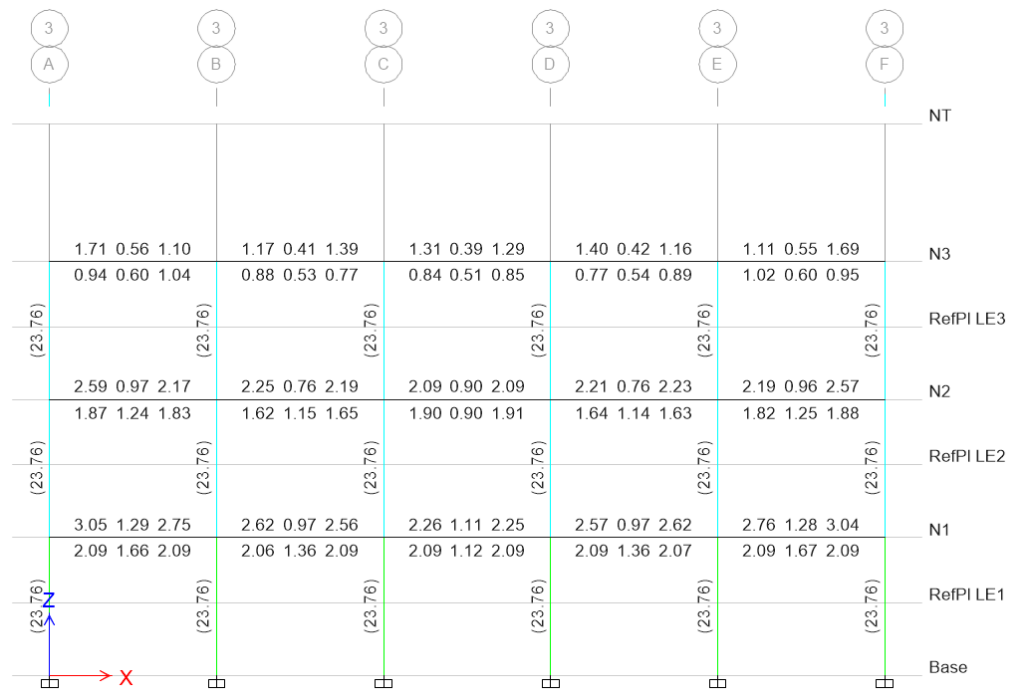


Figura 148. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

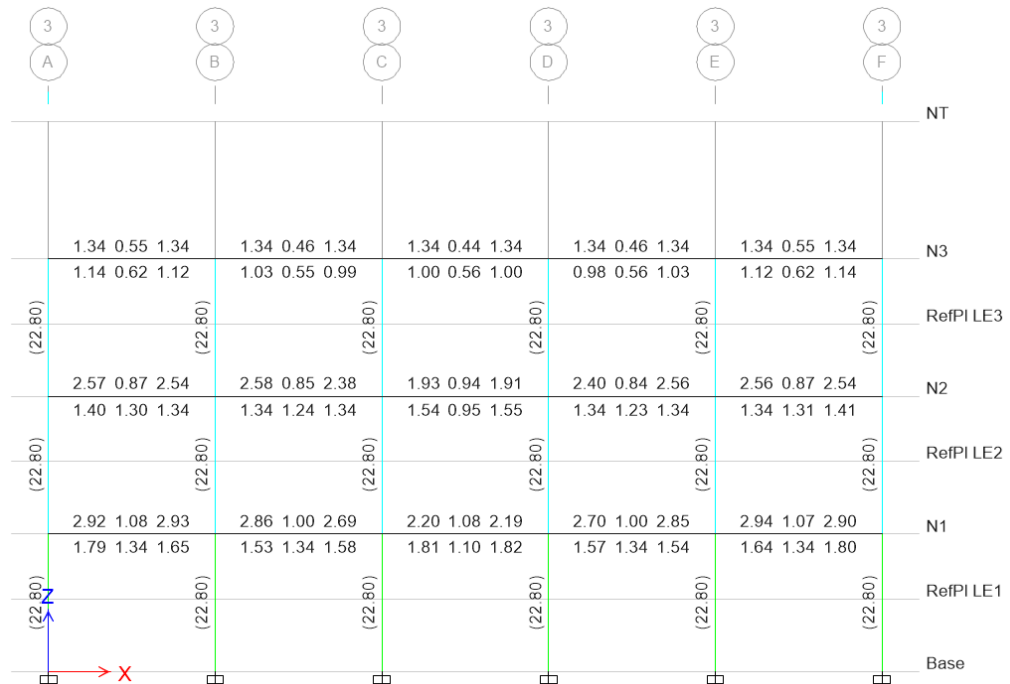


Figura 149. Área acero en miembros, Pórtico 3 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

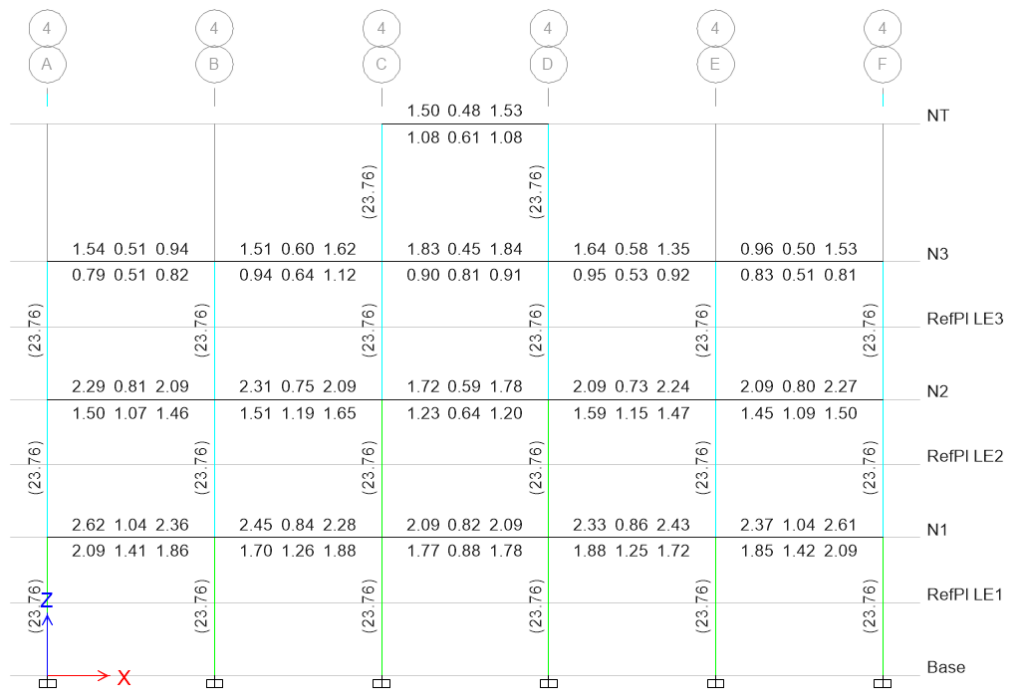


Figura 150. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

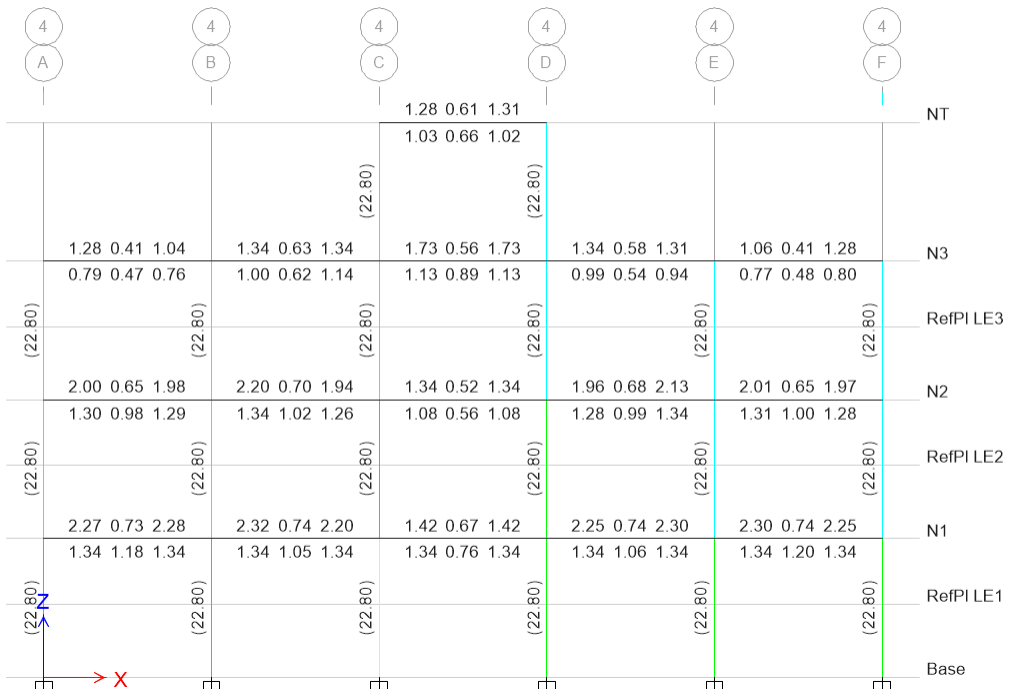


Figura 151. Área acero en miembros, Pórtico 4 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

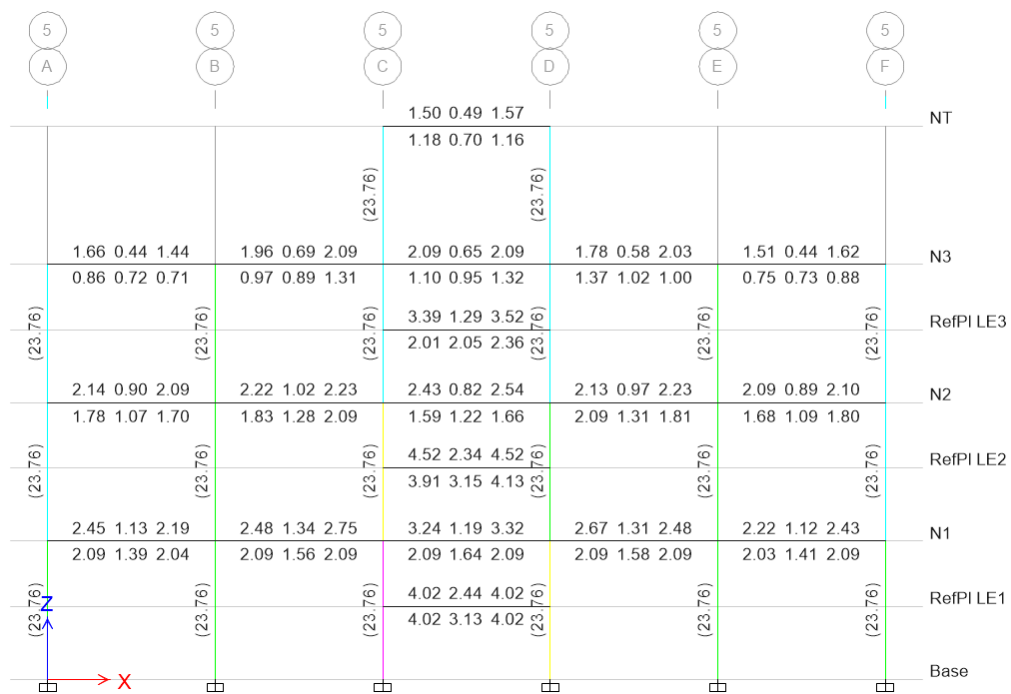


Figura 152. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

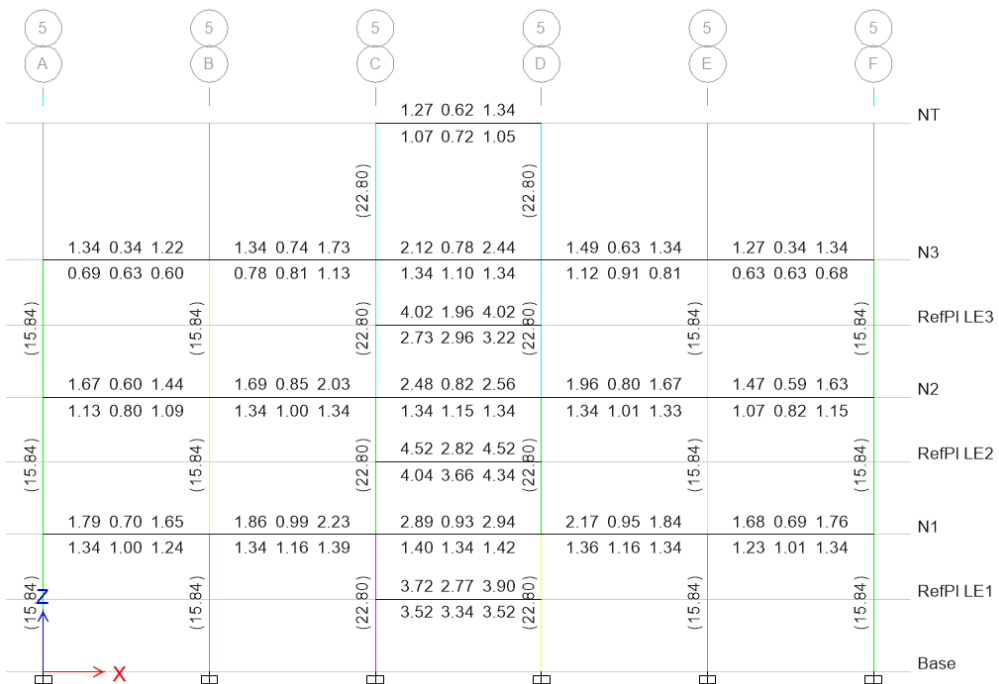


Figura 153. Área acero en miembros, Pórtico 5 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

La información detallada en las figuras anteriormente expuestas, indicaron que el área de acero en cm^2 requerida en las vigas para el caso 6, es mayor con relación al área de acero requerida en vigas para el caso 5; sin embargo, para las columnas el área de acero en cm^2 correspondiente al caso 6 son menores que el área de acero requerida para las columnas del caso 5.

Revisión Columna fuerte – Viga débil.

A continuación se presenta la verificación del criterio Columna Fuerte- Viga Débil, para cada pórtico de las estructuras correspondientes a los casos 5 y 6.

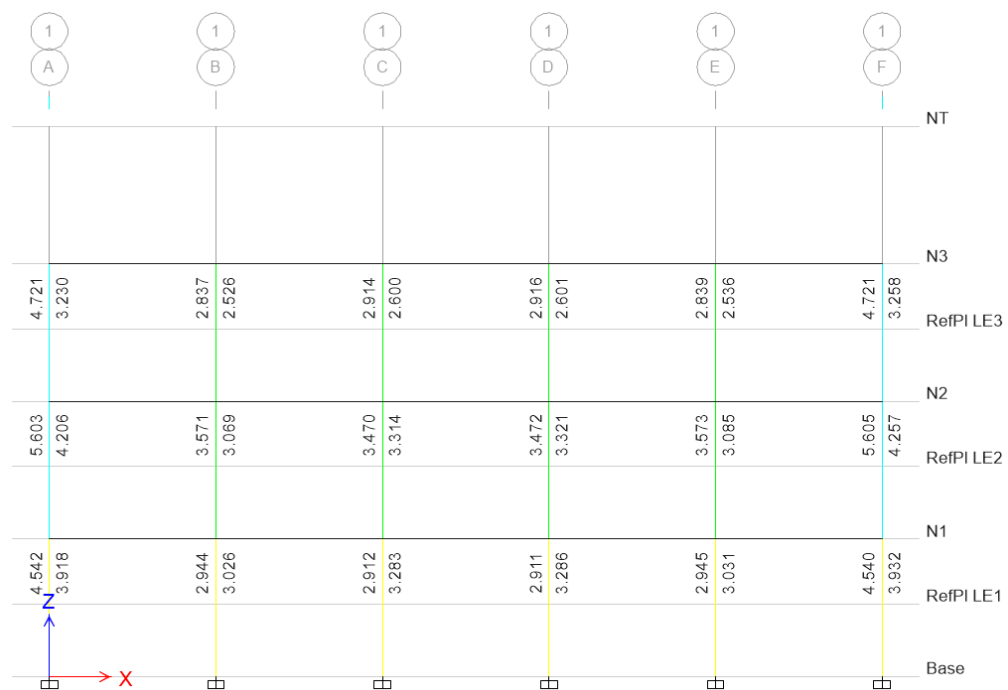


Figura 154. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 155. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 1 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

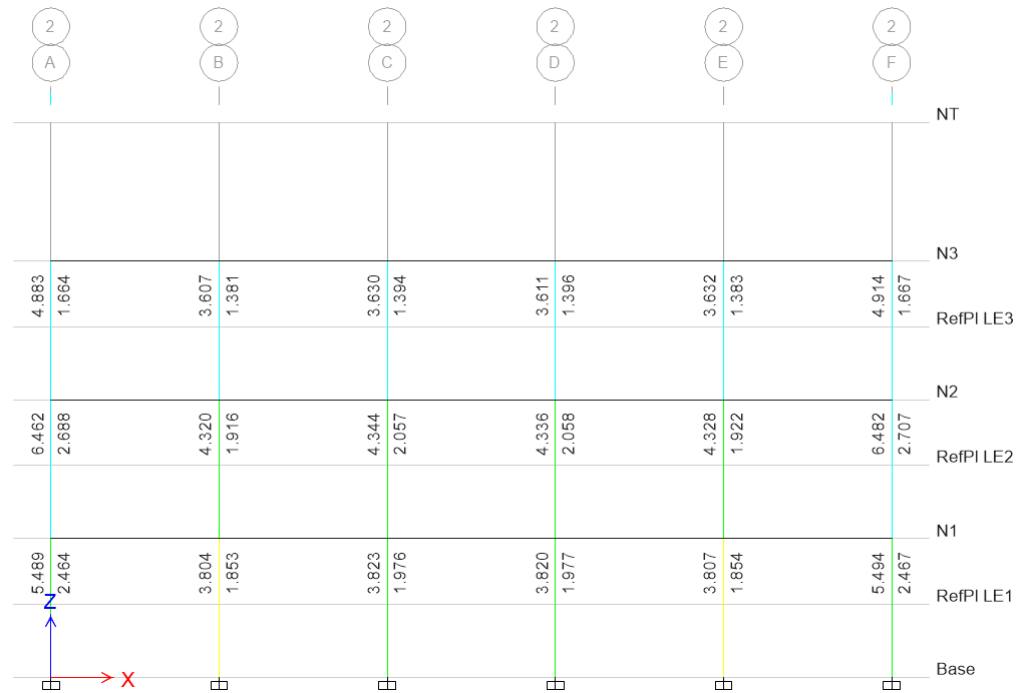


Figura 156. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 5.

Fuente: Propia.

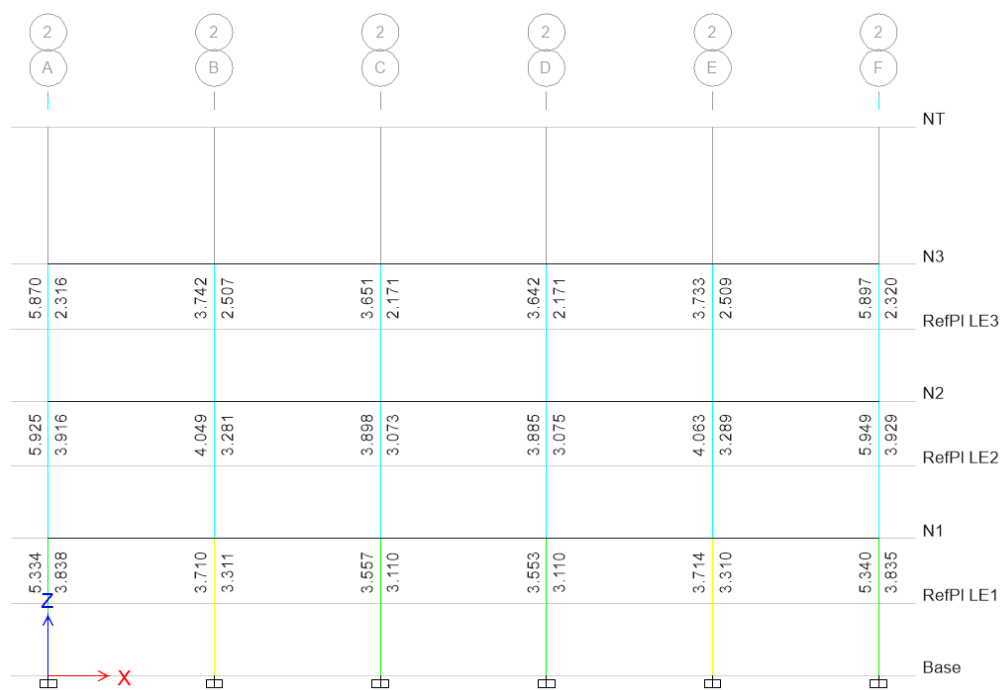


Figura 157. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 2 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia

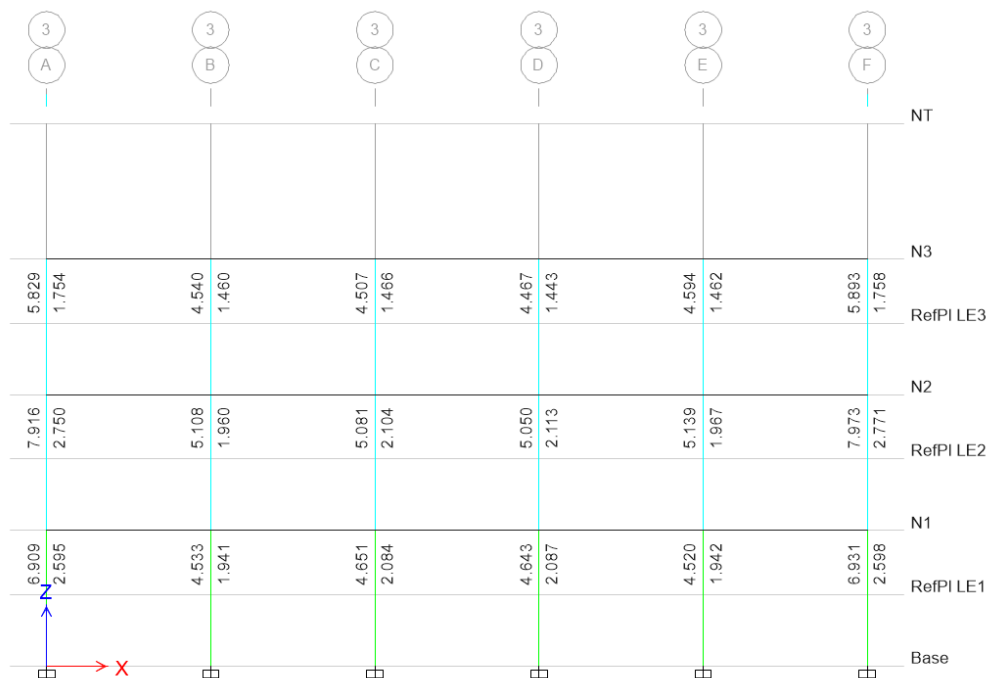


Figura 158. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

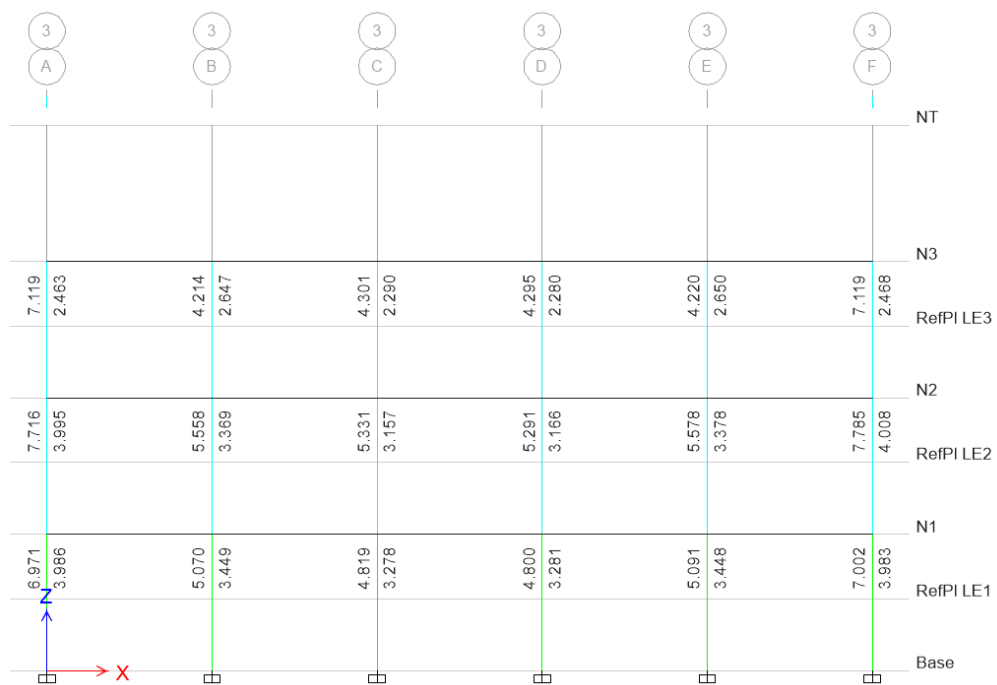


Figura 159. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 3 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

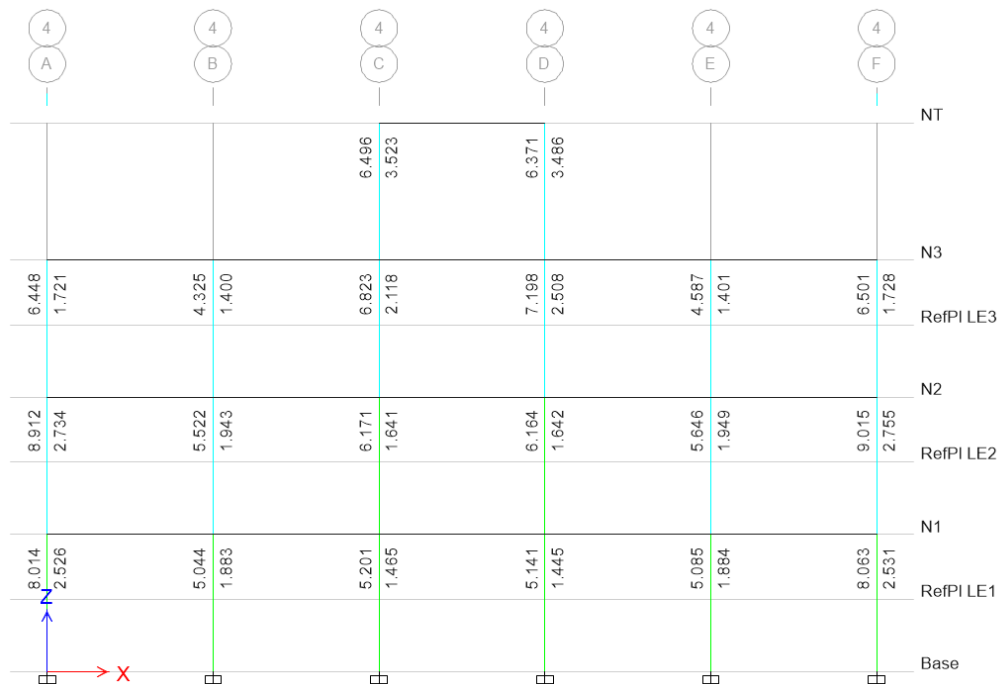


Figura 160. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 161. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 4 – Caso 6.

Fuente: Propia.

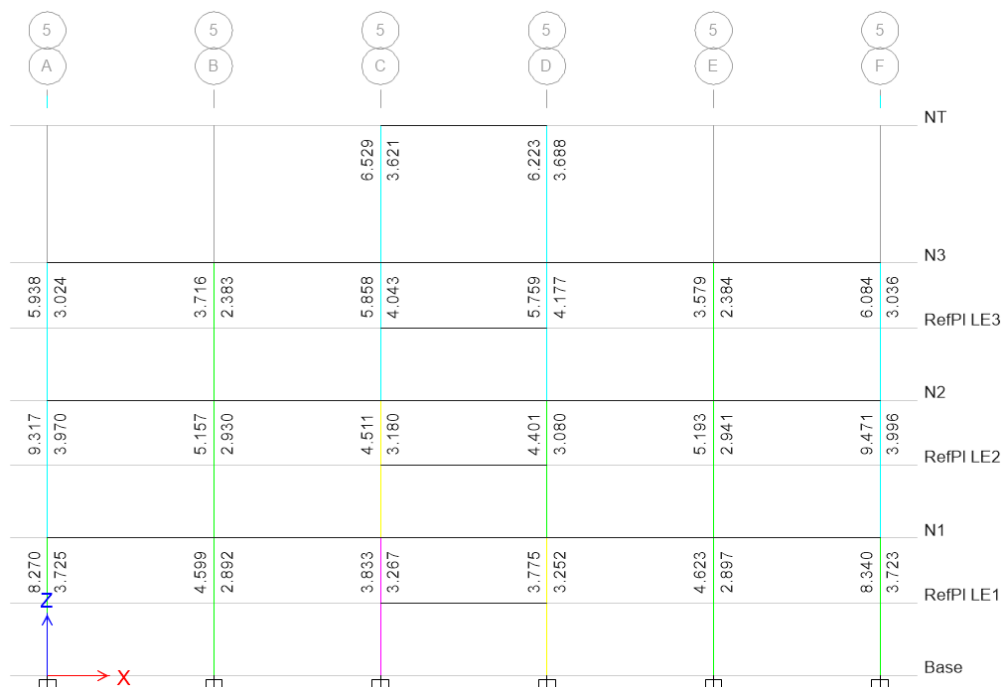


Figura 162. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 163. Revisión Columna Fuerte – Viga Débil, Pórtico 5 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

La información detallada en las figuras, indicaron que ambos casos cumplieron con el criterio Columna Fuerte – Viga Débil citado por la Norma COVENIN 1753:2006, donde se especifica que la sumatoria de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión en las columnas, debe ser mayor o igual que 1.2 la sumatoria de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas.

Revisión Corte en el nodo.

A continuación se presenta la verificación del corte en el nodo, para cada pórtico de las estructuras correspondientes a los casos 5 y 6.

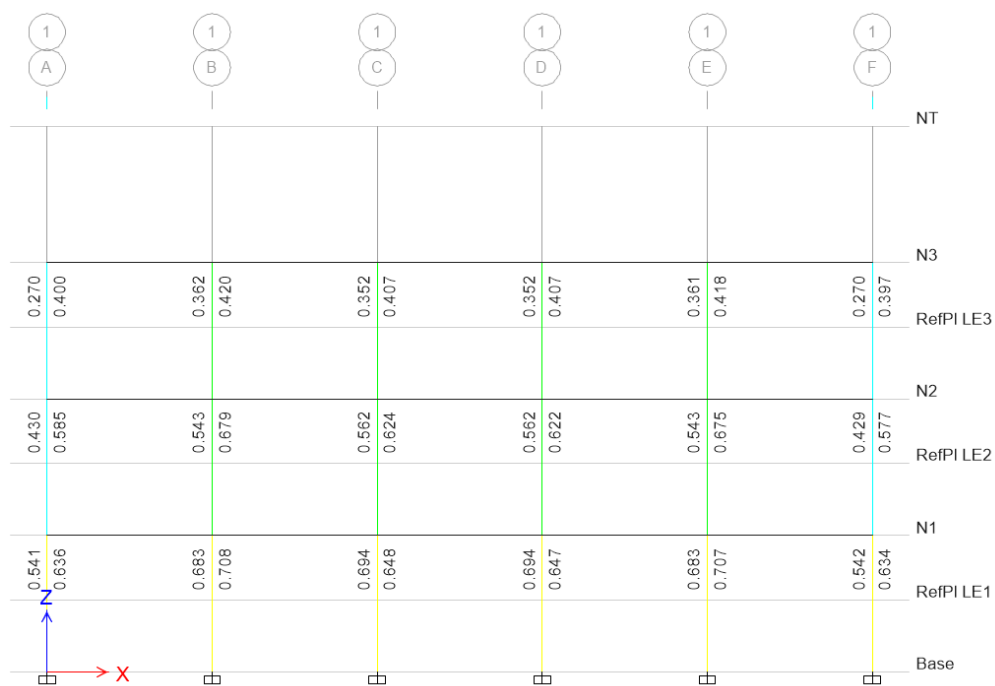


Figura 164. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 1 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.

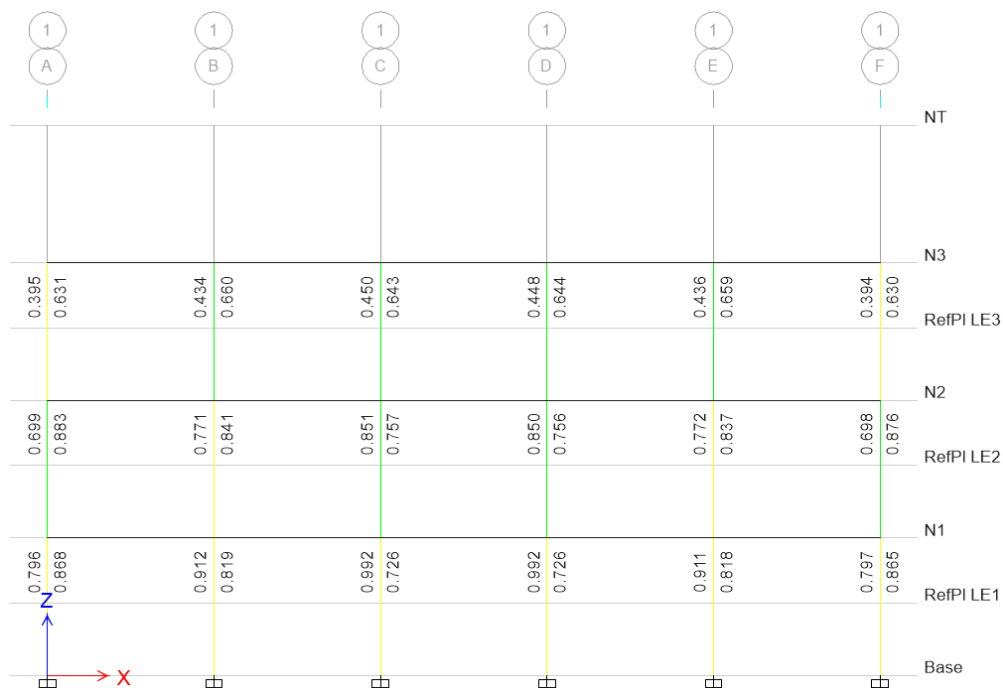


Figura 165. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 1 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

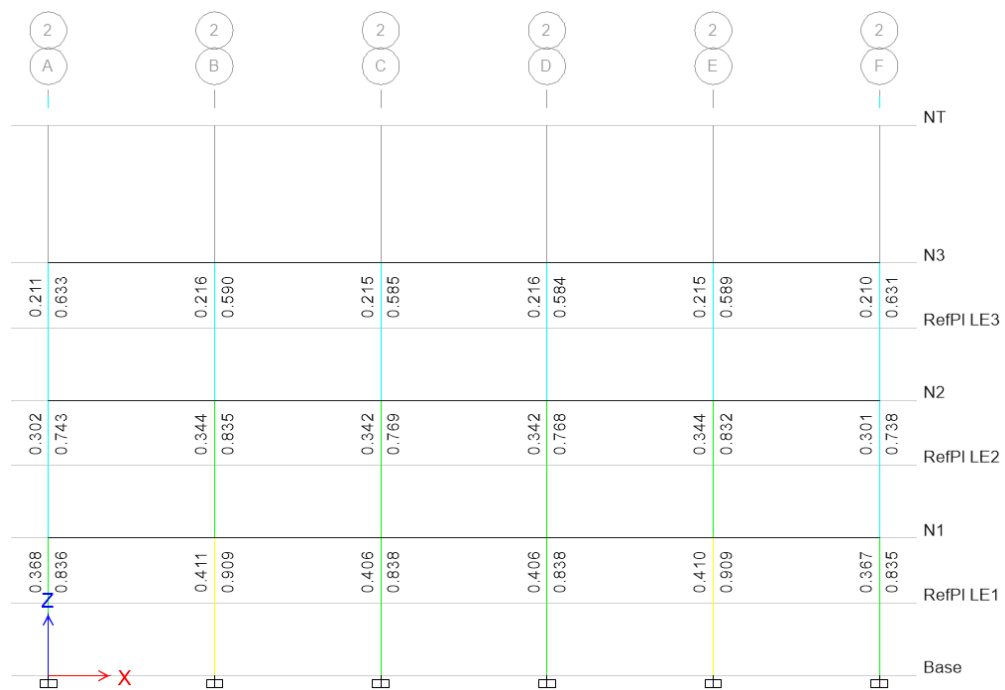


Figura 166. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 2 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 167. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 2 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 168. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 3 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 169. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 3 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 170. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 4 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 171. Revisión Corte en el Nodo, Pórtico 4 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

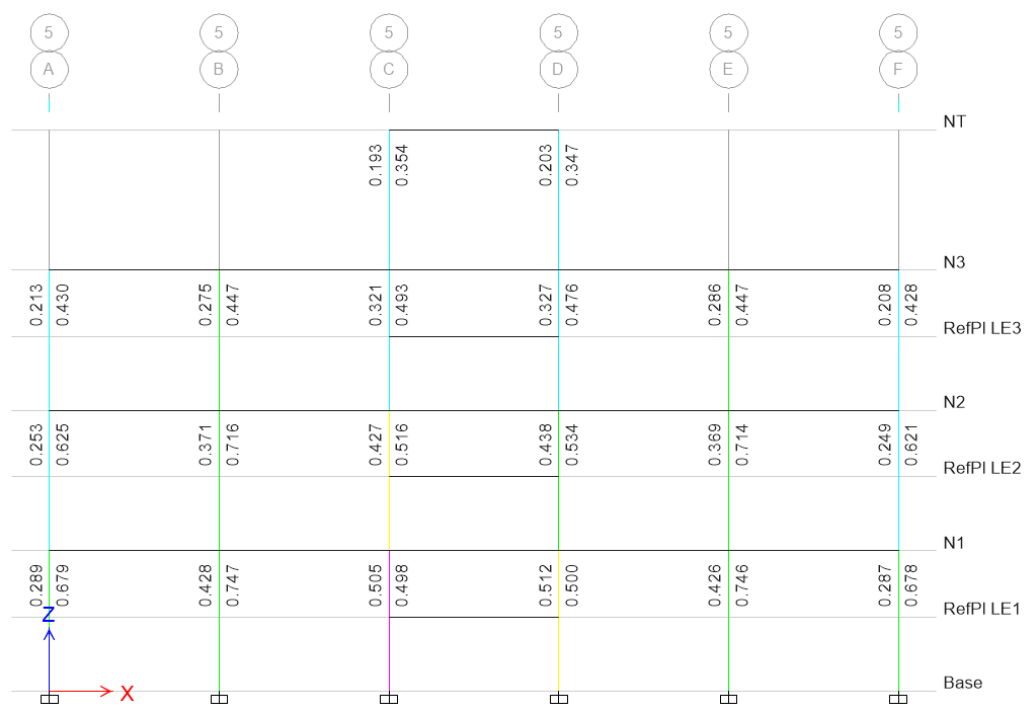


Figura 172. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 5 – Caso 5.

Fuente: Elaboración propia.



Figura 173. Revisión Corte en el Nudo, Pórtico 5 – Caso 6.

Fuente: Elaboración propia.

La información presentada, demostró que tanto para los pórticos correspondientes a los casos 5 y 6, se cumplió con la verificación del corte en el nodo, teniendo una relación demanda capacidad inferior a 1.

Comparación Volumen de Concreto y Acero de Refuerzo

Una vez realizado el análisis y diseño para los seis (6) casos de estudio, se presentan en las figuras 174 y 175, los volúmenes de concreto y la masa (Kgf) de acero de refuerzo obtenidos en cada caso; esto con la finalidad de comparar las cantidades de concreto y acero entre edificaciones con dimensiones menores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006 y edificaciones con dimensiones normalizadas.

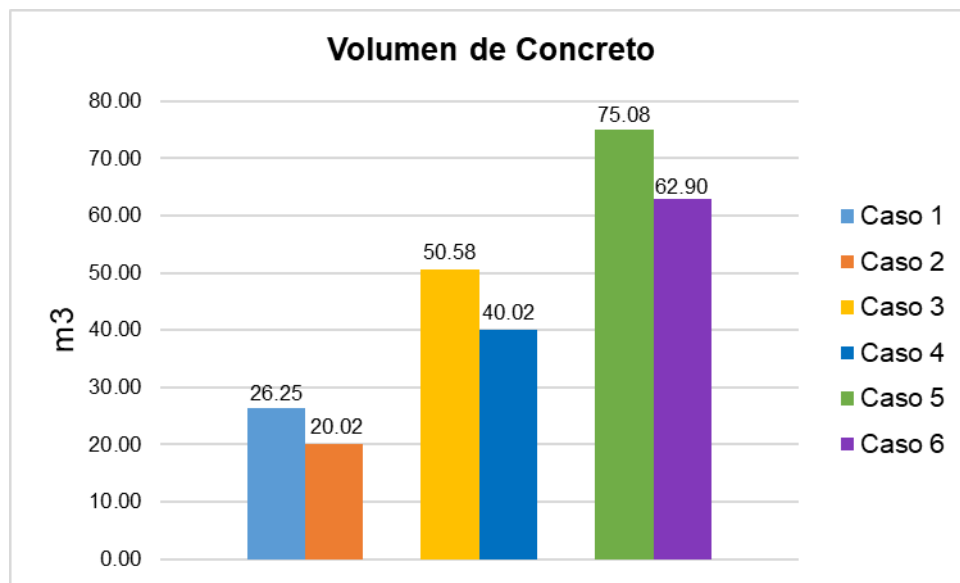


Figura 174. Volumen de Concreto.

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a los resultados presentados en la figura 174, se pudo observar que los volúmenes de concreto para los casos con dimensiones menores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, demandaron

menores cantidades de concreto que los casos que utilizaron dimensiones normalizadas. Para los casos 1 y 2 la diferencia fue de 6.23 m³, para los casos 3 y 4 se obtuvo una diferencia de 10.56 m³ y para los casos 5 y 6 se obtuvo una diferencia de 12.18 m³.

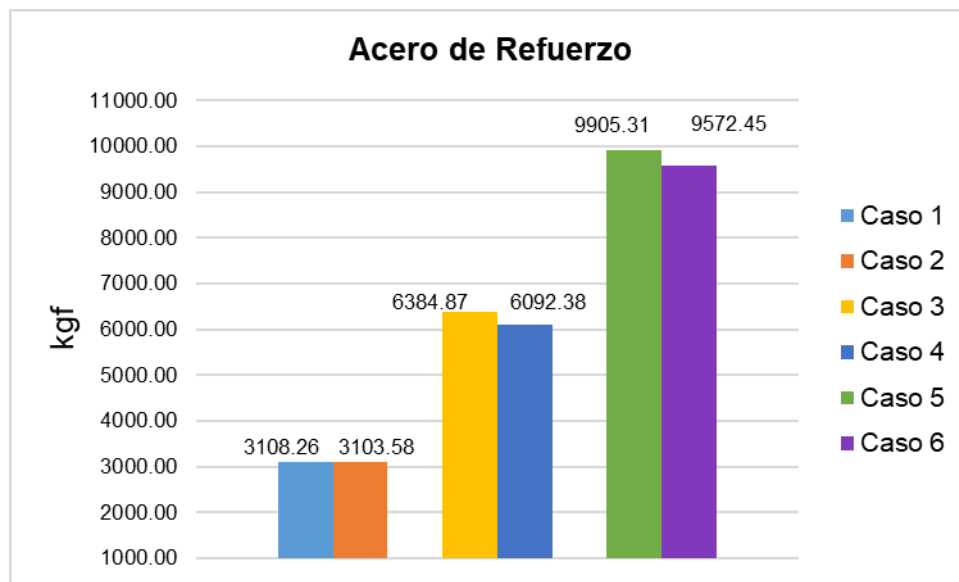


Figura 175. Kgf Acero reforzado

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a los resultados presentados en la figura 175, se pudo observar que la cantidad de acero de refuerzo para los casos con dimensiones menores a las mínimas establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, demandaron menores cantidades que los casos que utilizaron dimensiones normalizadas. Para los casos 1 y 2 la diferencia fue de 4.67 Kg, para los casos 3 y 4 se obtuvo una diferencia de 292 Kg y los casos 5 y 6 se diferenciaron por 332.86 Kg.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Queda demostrado que para estructuras de configuración similar a la modelada, la utilización de miembros estructurales con secciones inferiores a las establecidas por la Norma COVENIN 1753:2006, representan una alternativa viable en la construcción de edificaciones de concreto reforzado de baja altura. Ratificando que sus principales ventajas son la disminución del tamaño de columnas y vigas, garantizando de igual manera la seguridad de la estructura.

Se comprueba que al presentar una disminución en las dimensiones de las vigas y columnas, se reduce considerablemente el peso de la estructura, permitiendo de esta manera que las fuerzas sísmicas expresadas en cortantes por piso sean inferiores que las presentadas en las edificaciones con miembros de vigas y columnas normalizadas. Esto se traduce, en una reducción de los refuerzos producidos en los nodos, permitiendo colocar menores dimensiones de miembros y menor cantidad de acero de refuerzo en columnas.

Con respecto a la verificación del efecto $P-\Delta$ y control de los desplazamientos, se determinó que al utilizar edificaciones con menores secciones de miembros columnas y vigas, se obtienen mayores derivas por piso, debido a que las columnas con menores dimensiones aportan menos rigidez que las columnas con dimensiones normalizadas; sin embargo, no se excede el valor de desplazamiento máximo permitido en el diseño, demostrando que las edificaciones optimizadas de igual manera desarrollan

su ductilidad e incursionan perfectamente en las deformaciones inelásticas sin poner en riesgo la estabilidad de las estructuras.

Se comprobó que en los casos con miembros de dimensiones optimizadas, se requirió mayor cantidad de acero de refuerzo en las vigas, debido que al tener una menor dimensión de sección el acero debe resistir parte de los esfuerzos absorbidos por el concreto, dado que en la mayoría de los casos de vigas con secciones normalizadas demandaron acero mínimo por flexión de acuerdo a lo especificado por la Norma.

Caso contrario ocurrió en las columnas, donde las edificaciones con dimensiones menores presentaron menor peso gravitacional, y por ende menor tensión ante las sollicitaciones sísmicas, permitiendo así, una reducción significativa en la cantidad de acero de refuerzo en comparación con las columnas con dimensiones normalizadas.

Las comparaciones entre los volúmenes de concreto y la cantidad de acero de refuerzo, obtenidos para los modelos con dimensiones optimizadas y los modelos con dimensiones normalizadas, demostraron que existe una disminución en ambas cantidades cuando se implementan dimensiones inferiores a las mínimas exigidas por la Norma COVENIN 1753:2006.

Con relación al volumen de concreto para los casos 2, 4 y 6, se obtuvo un ahorro del 23.73%, 20.88 %,16.22% respectivamente, en comparación con los casos 1, 3, y 5, representando un ahorro promedio de 20.28 %. La cantidad de acero requerido obtenida para los casos 2, 4 y 6, representó un ahorro del 0.15%, 4.58%, y 3.36% respectivamente, en comparación con los casos 1, 3, y 5, representando un ahorro promedio de 2.70 %.

La investigación permitió determinar que el desempeño de las edificaciones con dimensiones menores a las especificadas por la Norma COVENIN 1753:2006, garantiza de igual forma la seguridad de la estructura, cumpliendo con los parámetros de diseño exigidos en la normativa.

Recomendaciones

Se recomienda continuar con investigaciones que busquen optimizar el diseño y cálculo estructural, a fin de obtener los fundamentos teóricos necesarios para lograr la futura incorporación de estos parámetros en los códigos normativos del país.

De igual forma resulta necesario realizar este tipo de investigaciones en diferentes zonas sísmicas del país, a fin de verificar los comportamientos ante diferentes sollicitaciones.

Es de importancia considerar que los resultados obtenidos aplican solo a las edificaciones con las características especificadas en este estudio, por tanto se recomienda continuar esta línea de investigación, modelando estructuras con diferentes sistemas de entrepiso, así como también otras geometrías en planta; dado que estas modificaciones pueden originar cambios en el comportamiento sismorresistente de las edificaciones que pueden resultar favorables.

REFERENCIAS CONSULTADAS

- ACI 318SUS-14 (2014). *Requisitos de reglamento para Concreto Estructural*. USA: American Concrete Institute ACI.
- Alonso, J (2014). *Vulnerabilidad sísmica de edificaciones*. (1era edición). Caracas, Venezuela: Pag Marketing Soluciones C.A.
- ASCE/SEI 7-10 (2010), *Minimum deign Loads for Buildings and other Structure*, USA: American Society of Civil Engineers ASCE
- Balestrini, M. (2006). *Como se elabora el proyecto de investigación*. (7ma edición). Caracas, Venezuela: BL Consultores y Asociados. Servicio Editorial.
- Cáceres O & Cano G. (2015). *Revisión de dimensiones mínimas de diseño para pórticos de hormigón armado según la norma ecuatoriana de la construcción 2011*. Trabajo presentado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Politécnica del Litoral. Guayaquil, Ecuador.
- Computers & Structures, Inc CSI (2015). *Generalidades Software ETABS*. Recuperado de: <http://www.csiespana.com/software/5/etabs>.
- De la Torre, P (2009). *Diseño de un edificio de vivienda de 6 niveles en concreto armado*. Trabajo presentado para optar al título de Ingeniero Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima Perú.
- FUNVISIS, (2014). *Venezuela país sísmico*. Recuperado de: http://www.funvisis.gob.ve/pais_sismico.php
- Grases (1987). *Concreto armado en zonas sísmicas: Requisitos de diseño*. Caracas, Venezuela: División Siderúrgica de Empresa Sivensa
- Guillen M & Janqui L. (2016). *Análisis del sistema estructural de concreto armado Sismo-Resistente en edificaciones multifamiliar de cinco pisos*. Trabajo presentado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad San Martin de Porres. Lima, Perú.

- Hernández R., Fernández C. y Baptista P. (2006). *Metodología de la Investigación* (4ta edición.). México: Mc Graw-Hill.
- Nilson, A (2001). *Diseño de estructuras de concreto* (Duodécima Edición). Bogotá Colombia: Mc Graw-Hill.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-HM. *Estructuras de Hormigón Armado*. (2011). Ecuador.
- Norma técnica E.060 (2009). *Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú
- Norma técnica E.030 (2016). *Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones de Perú.
- Norma Venezolana COVENIN 1753:2006. *Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural*. Caracas: Fondonorma.
- Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 (2006). *Edificaciones Sismorresistentes. Articulado*. Caracas, Venezuela.
- Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 (2006). *Edificaciones Sismorresistentes Requisitos y Comentarios*. Caracas, Venezuela.
- Norma Venezolana COVENIN 2002-88 (1988) *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Caracas, Venezuela.
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2004:1998. *Terminología de las normas COVENIN-Mindur de edificaciones*. Caracas: Fondonorma.
- Norma Venezolana COVENIN 2245-90. (1990). *Escaleras, rampas y pasarelas. Requisitos de seguridad*. Caracas, Venezuela.
- Santalla-Peñaloza. Z.R. (2011). *Guía para la elaboración formal de reportes de investigación*. (2da edición). Caracas, Venezuela: Publicaciones UCAB.
- Singer, A (2012). *Introducción a las amenazas naturales. Evaluación de la amenaza sísmica*. (1era Edición). Caracas, Venezuela: FUNVISIS.
- Valarino E., Yáber G. y Cemborain M. (2010). *Metodología de la investigación: paso a paso* (reimpresión 2011). México: Trill