

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO – ESTRUCTURAL DE LA UTILIZACIÓN DE HORMIGÓN LIVIANO FRENTE AL HORMIGÓN NORMAL DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN IGUAL A 28MPA EN UN EDIFICIO MIXTO DE HORMIGÓN Y ACERO ESTRUCTURAL FY 248MPA Y 345MPA CON PAREDES DE MAMPOSTERÍA DE BLOQUE Y GYPSUM DE 15 PISOS PARA LA CIUDAD DE QUITO

TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS

PALLO SANGOLUISA STEVEN PATRICIO

steven.pallo@epn.edu.ec

VELARDE LABANDA KAREN ROSSANA

karen.velarde@epn.edu.ec

DIRECTOR: MSc. ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO

maria.corream@epn.edu.ec

CODIRECTOR: PhD. ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRIGUEZ

luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, abril 2022

DECLARACIÓN

Nosotros, PALLO SANGOLUISA STEVEN PATRICIO y VELARDE LABANDA KAREN ROSSANA, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

Steven Patricio Pallo Sangoluisa

Karen Rossana Velarde Labanda

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por PALLO SANGOLUISA STEVEN PATRICIO y VELARDE LABANDA KAREN ROSSANA, bajo mi supervisión.

**MSc. ING. MARÍA BELÉN
CORREA VALLEJO
DIRECTORA DE PROYECTO**

**PhD. ING. LUIS TINERFE
HERNÁNDEZ RODRIGUEZ
CODIRECTOR DE PROYECTO**

INDICE

| | |
|---|------------|
| DECLARACIÓN..... | I |
| CERTIFICACIÓN | II |
| RESUMEN | XX |
| ABSTRACT..... | XXI |
| CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.1. GENERALIDADES..... | 1 |
| 1.2. OBJETIVOS..... | 1 |
| 1.1.1. OBJETIVO GENERAL..... | 1 |
| 1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS..... | 1 |
| 1.2. ALCANCE | 2 |
| 1.3. JUSTIFICACIÓN | 3 |
| 1.3.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA..... | 3 |
| 1.3.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA..... | 4 |
| 1.3.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA..... | 4 |
| CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO..... | 6 |
| 2.1. HORMIGÓN LIVIANO ESTRUCTURAL | 6 |
| 2.1.1. DISPONIBILIDAD DEL HORMIGÓN LIVIANO..... | 6 |
| 2.1.2. COMPONENTES DEL HORMIGÓN LIVIANO | 7 |
| 2.1.3. PROPIEDADES FÍSICAS DEL HORMIGÓN LIVIANO | 9 |
| 2.1.4. COMPARACIÓN PROPIEDADES FÍSICAS ENTRE EL HORMIGÓN LIVIANO Y HORMIGÓN NORMAL | 12 |
| 2.1.5. ESTUDIOS REALIZADOS Y NORMATIVA SOBRE EL HORMIGÓN LIVIANO | 13 |
| 2.2. ACERO ESTRUCTURAL | 17 |

| | |
|--|-----------|
| 2.2.1. DISPONIBILIDAD DEL ACERO ESTRUCTURAL..... | 17 |
| 2.2.2. PRODUCCIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL..... | 18 |
| 2.2.3. PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL | 19 |
| 2.2.4. COMPARACIÓN PROPIEDADES MECÁNICAS ENTRE ACEROS ESTRUCTURALES | 21 |
| 2.2.5. NORMATIVA Y ESTUDIOS REALIZADOS SOBRE EL ACERO ESTRUCTURAL..... | 22 |
| 2.3. ESTRUCTURA MIXTA | 24 |
| 2.3.1. VENTAJAS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES MIXTOS..... | 25 |
| 2.4. MAMPOSTERÍA NO ESTRUCTURAL..... | 26 |
| 2.4.1. SISTEMA TRADICIONAL..... | 26 |
| 2.4.2. SISTEMA DRYWALL..... | 28 |
| 2.5. ANÁLISIS SÍSMICO | 31 |
| 2.5.1. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL..... | 31 |
| 2.5.2. ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL..... | 32 |
| 2.5.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) | 32 |
| 2.6. SISTEMA DUAL | 32 |
| CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA | 33 |
| 3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO | 33 |
| 3.1.1. UBICACIÓN..... | 34 |
| 3.1.2. PROPUESTA ARQUITECTÓNICA..... | 36 |
| 3.1.3. SISTEMA ESTRUCTURAL..... | 37 |
| 3.2. ESTIMACIÓN DE CARGAS..... | 38 |
| 3.2.1. CARGA MUERTA..... | 38 |
| 3.2.2. CARGA VIVA..... | 41 |
| 3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS | 41 |
| 3.3.1. LOSAS..... | 42 |

| | |
|---|-----|
| 3.3.2. VIGAS PRINCIPALES | 42 |
| 3.3.3. VIGAS SECUNDARIAS | 45 |
| 3.3.4. COLUMNAS | 48 |
| 3.3.5. MUROS | 52 |
| 3.4. CORTANTE BASAL | 53 |
| 3.4.1. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA | 53 |
| 3.4.2. ESPECTRO DE DISEÑO EN ACELERACIÓN | 53 |
| 3.4.3. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA..... | 58 |
| 3.4.4. IRREGULARIDAD DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA Y ELEVACIÓN..... | 58 |
| 3.5. MODELACIÓN ESTRUCTURAL | 58 |
| 3.5.1. COMBINACIONES DE CARGA..... | 59 |
| 3.5.2. DEFINICIÓN DE MATERIALES..... | 60 |
| 3.5.3. DEFINICIÓN DE SECCIONES | 65 |
| 3.5.4. VERIFICACIÓN SISTEMA DUAL | 69 |
| 3.5.5. MODOS DE VIBRACIÓN..... | 78 |
| 3.5.6. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL..... | 82 |
| 3.5.7. ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL..... | 83 |
| 3.5.8. DERIVAS..... | 86 |
| 3.6. DISEÑO DE ELEMENTOS | 89 |
| 3.6.1. VIGAS PRINCIPALES | 91 |
| 3.6.2. VIGAS SECUNDARIAS | 100 |
| 3.6.3. COLUMNAS | 106 |
| 3.6.4. CONEXIÓN VIGA-COLUMNA | 114 |
| 3.6.5. MUROS ESTRUCTURALES | 118 |
| 3.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL | 129 |
| 3.7.1. NIVELES DE DESEMPEÑO | 134 |
| 3.8. PLANOS ESTRUCTURALES | 142 |

| | |
|---|------------|
| 3.8.1. GANCHO ESTÁNDAR PARA BARRAS EN TRACCIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL | 142 |
| 3.8.2. GANCHO SÍSMICO PARA ESTRIBOS, AMARRAS Y ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO..... | 144 |
| 3.8.3. LONGITUD DE DESARROLLO PARA BARRAS CORRUGADAS..... | 146 |
| CAPÍTULO 4. ANÁLISIS DE RESULTADOS | 154 |
| 4.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL | 154 |
| 4.1.1. CORTANTE BASAL..... | 154 |
| 4.1.2. CONTROL DE DERIVAS..... | 156 |
| 4.1.3. DEFLEXIONES EN VIGAS PRINCIPALES..... | 157 |
| 4.1.4. DEFLEXIONES EN VIGAS SECUNDARIAS | 158 |
| 4.1.5. ACCIONES EN LOS ELEMENTOS | 160 |
| 4.1.6. ANÁLISIS MODAL..... | 181 |
| 4.1.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL | 183 |
| 4.2. DISEÑO DE ELEMENTOS | 198 |
| 4.2.1. VIGAS SECUNDARIAS | 198 |
| 4.2.2. VIGAS PRINCIPALES | 201 |
| 4.2.3. COLUMNAS | 205 |
| 4.2.4. MUROS ESTRUCTURALES | 207 |
| 4.2.5. CONEXIONES..... | 210 |
| 4.2.6. DETALLES DE REFUERZO | 211 |
| 4.3. COMPARACIÓN ECONÓMICA..... | 214 |
| 4.3.1. CANTIDADES DE OBRA..... | 214 |
| 4.3.2. ANÁLISIS ECONÓMICO | 217 |
| CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 228 |
| 5.1. CONCLUSIONES..... | 228 |

| | |
|--|------------|
| 5.1.1. CONCLUSIONES ESTRUCTURALES | 228 |
| 5.1.2. CONCLUSIONES ECONÓMICAS | 231 |
| 5.2. RECOMENDACIONES | 232 |
| 5.2.1. RECOMENDACIONES ESTRUCTURALES | 232 |
| 5.2.2. RECOMENDACIONES ECONÓMICAS | 233 |
| CAPÍTULO 6. BIBLIOGRAFÍA..... | 235 |
| ANEXOS | 243 |
| ANEXO 1. | 244 |
| ANEXO 2. | 245 |
| ANEXO 3. | 246 |
| ANEXO 4. | 247 |
| ANEXO 5. | 249 |
| ANEXO 6. | 250 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1. Curvas de esfuerzo vs. deformación. | 19 |
| Figura 2. Comportamiento típico del acero estructural. | 20 |
| Figura 3. Estructura mixta ubicada en la ciudad de Quito. | 25 |
| Figura 4. Sistema tradicional: mampostería de bloque. | 27 |
| Figura 5. Sistema Drywall o en seco. | 29 |
| Figura 6. Sistema dual. | 33 |
| Figura 7. Maqueta del Plan Bicentenario..... | 35 |
| Figura 8. Tipo de suelos de Quito según clasificación NEC-15. | 36 |
| Figura 9. Propuesta arquitectónica..... | 38 |
| Figura 10. Espectro elástico de diseño en aceleración..... | 54 |
| Figura 11. Mapa de las zonas sísmica del Ecuador. | 55 |
| Figura 12. Espectro de diseño para el caso de estudio. | 57 |
| Figura 13. Modelo estructural..... | 59 |
| Figura 14. Asignación de la resistencia a compresión del hormigón de peso normal..... | 60 |
| Figura 15. Asignación de propiedades del hormigón de peso normal. | 61 |
| Figura 16. Asignación de propiedades del hormigón de peso liviano. | 62 |
| Figura 17. Asignación de la resistencia a compresión del hormigón de peso normal..... | 62 |
| Figura 18. Asignación de propiedades del acero ASTM A36..... | 63 |
| Figura 19. Asignación de las propiedades de diseño del acero ASTM A36..... | 64 |
| Figura 20. Asignación de propiedades del acero ASTM A572 Gr.50..... | 64 |
| Figura 21. Asignación de las propiedades de diseño del acero ASTM A572 Gr.50. ... | 65 |
| Figura 22. Definición de secciones tipo viga. | 66 |
| Figura 23. Definición de secciones tipo columna..... | 67 |
| Figura 24. Definición de secciones tipo muro estructural. | 68 |

| | |
|--|----|
| Figura 25. Definición de secciones tipo viga secundaria. | 68 |
| Figura 26. Definición de secciones tipo viga secundaria. | 69 |
| Figura 27. Fuerzas en la base, modelo de hormigón de peso normal. | 70 |
| Figura 28. Fuerzas en los muros de la base, modelo de hormigón de peso normal. . | 70 |
| Figura 29. Fuerzas en la base, modelo de hormigón de peso liviano. | 71 |
| Figura 30. Fuerzas en los muros de la base, modelo de hormigón de peso liviano. .. | 72 |
| Figura 31. Fuerzas en la base, modelo de hormigón de peso normal. | 73 |
| Figura 32. Fuerzas en los muros de la base, modelo de hormigón de peso normal. . | 73 |
| Figura 33. Fuerzas en la base, modelo de hormigón de peso liviano. | 74 |
| Figura 34. Fuerzas en los muros de la base, modelo de hormigón de peso liviano. .. | 75 |
| Figura 35. Patrón de carga sísmica en la dirección de análisis “x”. | 83 |
| Figura 36. Patrón de carga sísmica en la dirección de análisis “y”. | 83 |
| Figura 37. Espectro de diseño según la NEC-SE-DS..... | 84 |
| Figura 38. Caso de carga sísmica en la dirección de análisis “x”. | 85 |
| Figura 39. Caso de carga sísmica en la dirección de análisis “y”. | 85 |
| Figura 40. Deriva elástica de piso para el edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A36 y para el edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A572Gr50. | 88 |
| Figura 41. Deriva elástica de piso para el edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A36 y para el edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A572Gr50..... | 89 |
| Figura 42. Diseño a flexión de la viga eje 3 Nv.+3.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36. | 95 |
| Figura 43. Diseño a flexión de la viga eje 3 Nv.+3.00 del modelo de hormigón liviano con acero estructural ASTM A36..... | 96 |
| Figura 44. Diseño a corte de la viga eje 3 Nv.+3.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36. | 97 |
| Figura 45. Diseño a corte de la viga eje 3 Nv.+3.00 del modelo de hormigón | |

| | |
|---|-----|
| liviano con acero estructural ASTM A36..... | 98 |
| Figura 46 (a). Diseño a flexión y corte de la viga 3-4 Nv.-3.00. | 104 |
| Figura 46 (b). Diseño a flexión y corte de la viga 3-4 Nv.-3.00. | 105 |
| Figura 47. Diagrama de interacción C95X95 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36. | 107 |
| Figura 48. Diagrama de interacción C90X90 del modelo de hormigón de peso ligero con acero estructural ASTM A36. | 108 |
| Figura 49 (a). Diseño a flexión, corte y confinamiento de la columna C95X95 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36. | 111 |
| Figura 49 (b). Diseño a flexión, corte y confinamiento de la columna C95X95 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36. | 112 |
| Figura 50 (a). Diseño a flexión, corte y confinamiento de la columna C90X90 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36. | 112 |
| Figura 50 (b). Diseño a flexión, corte y confinamiento de la columna C90X90 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36. | 113 |
| Figura 51. Diseño de conexión B4 Nv.+3.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36. | 117 |
| Figura 52. Diseño de conexión B4 Nv.+3.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36..... | 118 |
| Figura 53 (a). Diseño a flexo-compresión del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36..... | 122 |
| Figura 53 (b). Diseño a flexo-compresión del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36..... | 123 |
| Figura 54. Diagrama de interacción del muro B-C del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36. | 123 |
| Figura 55. Diseño a corte del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36. | 124 |
| Figura 56. Diseño de cabezales especiales del muro B-C Nv.+0.00 del modelo | |

| | |
|---|-----|
| de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36..... | 125 |
| Figura 57 (a). Diseño a flexo-compresión del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36. | 126 |
| Figura 57 (b). Diseño a flexo-compresión del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36. | 127 |
| Figura 58. Diagrama de interacción del muro B-C del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36..... | 127 |
| Figura 59. Diseño a corte del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36..... | 128 |
| Figura 60 (a). Diseño de cabezales especiales del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36. | 128 |
| Figura 60 (b). Diseño de cabezales especiales del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36. | 129 |
| Figura 61. Combinación de cargas..... | 130 |
| Figura 62. Definición de rótulas plásticas en vigas..... | 131 |
| Figura 63. Definición de rótulas plásticas en columnas. | 131 |
| Figura 64. Asignación cargas no lineales modales en el sentido X. | 132 |
| Figura 65. Asignación cargas no lineales modales en el sentido Y. | 133 |
| Figura 66. Asignación del límite de control de desplazamientos. | 133 |
| Figura 67. Curva Pushover típica con criterios de aceptación. | 135 |
| Figura 68. Rótulas plásticas en el modelo de hormigón de peso normal con acero ASTM A36..... | 135 |
| Figura 69. Rótulas plásticas en el modelo de hormigón de peso normal con acero ASTM A572 Gr.50. | 136 |
| Figura 70. Rótulas plásticas en el modelo de hormigón de peso liviano con acero ASTM A36..... | 136 |
| Figura 71. Rótulas plásticas en el modelo de hormigón de peso liviano con acero ASTM A572 Gr.50. | 137 |

| | |
|--|-----|
| Figura 72. Punto de desempeño del modelo de hormigón de peso normal con acero ASTM A36. | 138 |
| Figura 73. Punto de desempeño del modelo de hormigón de peso normal con acero ASTM A572 Gr.50. | 139 |
| Figura 74. Punto de desempeño del modelo de hormigón de peso liviano con acero ASTM A36. | 140 |
| Figura 75. Punto de desempeño del modelo de hormigón de peso liviano con acero ASTM A572 Gr.50. | 141 |
| Figura 76. Comparación del cortante basal. | 155 |
| Figura 77. Comparación del peso general de la estructura. | 155 |
| Figura 78. Comparación de derivas inelásticas en los sentidos X y Y. | 157 |
| Figura 79. Comparación de deflexiones en vigas secundarias. | 158 |
| Figura 80. Comparación de deflexiones en vigas secundarias. | 159 |
| Figura 81. Comparación de momentos en vigas secundarias de acero estructural. | 161 |
| Figura 82. Comparación de momentos en vigas secundarias. | 162 |
| Figura 83. Comparación de cortantes en vigas secundarias de acero estructural. | 163 |
| Figura 84. Comparación de cortantes en vigas secundarias. | 164 |
| Figura 85. Comparación de axiales en vigas secundarias de acero estructural. | 165 |
| Figura 86. Comparación de axiales en vigas secundarias. | 166 |
| Figura 87. Comparación de momentos en vigas principales de hormigón armado. | 167 |
| Figura 88. Comparación de momentos negativos en vigas principales. | 168 |
| Figura 89. Comparación de momentos positivos en vigas principales. | 168 |
| Figura 90. Comparación de cortantes en vigas principales de hormigón armado. | 169 |
| Figura 91. Comparación de cortantes en vigas principales. | 170 |
| Figura 92. Comparación de axiales en vigas principales de hormigón armado. | 171 |
| Figura 93. Comparación de cortantes en vigas principales. | 171 |
| Figura 94. Comparación de momentos en la base de las columnas de hormigón armado. | 172 |

| | |
|--|-----|
| Figura 95. Comparación de momentos en columnas. | 173 |
| Figura 96. Comparación de cortantes en la base de las columnas de hormigón armado..... | 174 |
| Figura 97. Comparación de cortantes en columnas. | 175 |
| Figura 98. Comparación de axiales en la base de las columnas de hormigón armado..... | 176 |
| Figura 99. Comparación de axiales en columnas..... | 176 |
| Figura 100. Comparación de momentos en la base de los muros estructurales..... | 177 |
| Figura 101. Comparación de momentos en muros estructurales. | 178 |
| Figura 102. Comparación de cortantes en la base de los muros estructurales..... | 179 |
| Figura 103. Comparación de cortante en muros estructurales. | 179 |
| Figura 104. Comparación de axiales en la base de los muros estructurales. | 180 |
| Figura 105. Comparación de axiales en muros estructurales. | 181 |
| Figura 106. Comparación periodo de vibración de la estructura..... | 182 |
| Figura 107. Rótulas plásticas en los modelos hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50 ejes B y D..... | 187 |
| Figura 108. Niveles de desempeño en los modelos hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50 ejes B y D. | 188 |
| Figura 109. Rótulas plásticas en los modelos hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50 ejes 2 y 4..... | 188 |
| Figura 110. Niveles de desempeño en los modelos hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50 ejes 2 y 4. | 189 |
| Figura 111. Rótulas plásticas en los modelos hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50 ejes B y D. | 194 |
| Figura 112. Niveles de desempeño en los modelos hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50 ejes B y D. | 194 |
| Figura 113. Rótulas plásticas en los modelos hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50 ejes 2 y 4. | 195 |

| | |
|---|-----|
| Figura 114. Niveles de desempeño en los modelos hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50 ejes 2 y 4. | 196 |
| Figura 115. Curva de capacidad en el sentido X. | 197 |
| Figura 116. Curva de capacidad en el sentido Y. | 197 |
| Figura 117. Comparación de secciones transversales de acero estructural según su uso. | 199 |
| Figura 118. Comparación de acero longitudinal (Viga eje 2 Parqueaderos). | 201 |
| Figura 119. Comparación del refuerzo transversal (Viga eje 2 Parqueaderos). | 202 |
| Figura 120. Comparación de acero longitudinal (Viga eje 2 Departamentos). | 203 |
| Figura 121 (a). Comparación del refuerzo transversal (Viga eje 2 Departamentos). | 203 |
| Figura 121 (b). Comparación del refuerzo transversal (Viga eje 2 Departamentos). | 204 |
| Figura 122. Comparación de acero longitudinal (Viga eje 2 Terraza). | 204 |
| Figura 123 (a). Comparación del refuerzo transversal en columnas de subsuelo. | 205 |
| Figura 123 (b). Comparación del refuerzo transversal en columnas de subsuelo. | 206 |
| Figura 124 (a). Comparación del refuerzo transversal en columnas de pisos superiores. | 206 |
| Figura 124 (b). Comparación del refuerzo transversal en columnas de pisos superiores. | 207 |
| Figura 125. Comparación de secciones trasversales de muros. | 208 |
| Figura 126. Comparación de los cabezales. | 209 |
| Figura 127. Comparación de conexiones viga-columna. | 210 |
| Figura 128. Comparación de longitudes de desarrollo en tracción. | 212 |
| Figura 129. Comparación de longitudes de empalme en tracción. | 212 |
| Figura 130. Comparación de longitudes de desarrollo en compresión. | 213 |
| Figura 131. Comparación de longitudes de empalme en compresión. | 213 |
| Figura 132. Comparación de cantidades de obra de los elementos de hormigón armado. | 215 |
| Figura 133. Comparación de cantidades de por metro cuadrado de construcción. | 216 |

| | |
|---|-----|
| Figura 134. Comparación de acero de refuerzo por unidad de volumen. | 216 |
| Figura 135. Comparación de tiempo estimado por rubros. | 220 |
| Figura 136. Comparación de presupuestos de obra. | 223 |
| Figura 137. Análisis de Pareto de los modelos de hormigón liviano y acero estructural ASTM A36/A572 GR50. | 224 |
| Figura 138. Análisis de Pareto de los modelos de hormigón normal y acero estructural ASTM A36/A572 GR50. | 225 |
| Figura 139. Análisis de Pareto de los modelos de hormigón normal y acero estructural ASTM A36/A572 GR50. | 226 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---|----|
| Tabla 1. Clasificación considerando los materiales que lo integran..... | 8 |
| Tabla 2. Clasificación considerando la densidad y resistencia del hormigón liviano. | 9 |
| Tabla 3. Propiedades del hormigón liviano..... | 12 |
| Tabla 4. Propiedades del hormigón convencional. | 13 |
| Tabla 5. Tipos de acero habitualmente empleados en el país para la construcción. . | 18 |
| Tabla 6. Magnitudes de las propiedades mecánicas del acero según la ASTM. | 22 |
| Tabla 7. Normativa para acero laminado en caliente..... | 23 |
| Tabla 8. Bloques de hormigón de acuerdo a su uso..... | 27 |
| Tabla 9. Clasificación de bloques según su densidad. | 27 |
| Tabla 10. Carga muerta por niveles del proyecto. | 40 |
| Tabla 11. Carga viva por niveles del proyecto..... | 41 |
| Tabla 12. Altura mínima para vigas de hormigón armado. | 42 |
| Tabla 13. Sección de vigas secundarias según su uso. | 48 |
| Tabla 14. Sección de columna según la densidad del hormigón y el nivel de piso. | 52 |
| Tabla 15. Periodo fundamental según las especificaciones de la NEC-15. | 56 |
| Tabla 16. Participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A36..... | 79 |
| Tabla 17. Participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A572Gr50..... | 80 |
| Tabla 18. Participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A36..... | 81 |
| Tabla 19. Participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A572Gr50..... | 82 |
| Tabla 20. Cortante basal obtenido por los métodos de análisis estático lineal y dinámico lineal. | 86 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 21. Momentos de inercia para cada miembro y condición estructural permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada. | 87 |
| Tabla 22. Factor de reducción de resistencia según la acción o elemento estructural, Φ | 90 |
| Tabla 23. Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto. | 92 |
| Tabla 24. Resistencia máxima a fuerzas axiales. | 106 |
| Tabla 25. Refuerzo transversal en columnas (SMF). | 110 |
| Tabla 26. Resistencia nominal a corte de un nudo, V_n | 115 |
| Tabla 27. Factor de sobrerresistencia en la sección crítica. | 120 |
| Tabla 28. Factor de amplificación dinámica. | 120 |
| Tabla 29. Refuerzo transversal para cabezales especiales de muros estructurales. | 121 |
| Tabla 30. Geometría de ganchos estándar. | 142 |
| Tabla 31. Geometría de ganchos para estribos y estribos cerrados de confinamiento. | 144 |
| Tabla 32. Factores de modificación para el desarrollo de varillas corrugadas en tracción. | 146 |
| Tabla 33. Factores de modificación para el desarrollo de ganchos estándar en tracción. | 147 |
| Tabla 34. Factores de modificación para barras corrugados en compresión. | 151 |
| Tabla 35. Longitud de traslape de barras corrugados a tracción. | 152 |
| Tabla 36. Cortante basal y peso general de la estructura. | 154 |
| Tabla 37. Derivas inelásticas máximas de la estructura. | 156 |
| Tabla 38. Deflexiones en vigas principales de hormigón armado. | 157 |
| Tabla 39. Deflexiones en vigas secundarias de acero estructural. | 159 |
| Tabla 40. Resumen de resultados del análisis modal. | 182 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 41. Formación de rótulas plásticas en el sentido X, modelo de hormigón convencional y con acero A36. | 183 |
| Tabla 42. Formación de rótulas plásticas en el sentido Y, modelo de hormigón convencional y con acero A36. | 184 |
| Tabla 43. Formación de rótulas plásticas en el sentido X, modelo de hormigón convencional y con acero A572Gr.50..... | 185 |
| Tabla 44. Formación de rótulas plásticas en el sentido Y, modelo de hormigón convencional y con acero A572Gr.50..... | 186 |
| Tabla 45. Formación de rótulas plásticas en el sentido X, modelo de hormigón liviano y con acero A36. | 190 |
| Tabla 46. Formación de rótulas plásticas en el sentido Y, modelo de hormigón liviano y con acero A36. | 191 |
| Tabla 47. Formación de rótulas plásticas en el sentido X, modelo de hormigón liviano y con acero A572Gr.50. | 192 |
| Tabla 48. Formación de rótulas plásticas en el sentido Y, modelo de hormigón liviano y con acero A572Gr.50. | 193 |
| Tabla 49. Comparación de estados límites en vigas de gran longitud sin arriostramiento lateral ($L_b=7$ m). | 200 |
| Tabla 50. Comparación de estados límites en vigas cortas sin arriostramiento lateral ($L_b=7$ m)..... | 200 |
| Tabla 51. Comparación de la capacidad nominal a corte de vigas de acero estructural. | 201 |
| Tabla 52. Longitudes de desarrollo y empalme de varillas corrugadas. | 211 |
| Tabla 53. Cantidad de acero estructural..... | 217 |
| Tabla 54. Análisis de costos unitarios de hormigón premezclado $f'c= 280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado) en columnas..... | 217 |
| Tabla 55. Tiempos de ejecución Modelos 1 y 2..... | 219 |
| Tabla 56. Tiempos de ejecución Modelos 3 y 4..... | 220 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 57. Presupuesto total de los modelos de hormigón normal con acero | |
| ASTM A36/ASTM A572 Gr.50..... | 221 |
| Tabla 58. Presupuesto total de los modelos de hormigón liviano con acero | |
| ASTM A36/ASTM A572 Gr.50..... | 221 |

RESUMEN

Este estudio examina el análisis comparativo económico-estructural de la aplicación de hormigón liviano ($f'c=28\text{MPa}$) frente al hormigón convencional ($f'c=28\text{MPa}$) en un edificio de 15 pisos de estructura mixta-dual ubicado en el Distrito Metropolitano de Quito el cual también se divide en otras dos alternativas: acero estructural ASTM A36 ($f_y=248\text{MPa}$) y acero estructural ASTM A572 Gr.50 ($f_y=345\text{MPa}$). El estudio emplea cuatro normativas principales: NEC-15, ACI318-19, AISC 360-16 y AISC/SEI 41-16 con el propósito de garantizar la filosofía sismorresistente mediante parámetros aceptables de diseño.

El análisis sísmico para evaluar comportamiento estructural de los modelos planteados dentro de este estudio se realiza bajo tres métodos de análisis: estático, dinámico lineal y estático no lineal (Push-Over). Una vez obtenido los resultados de la respuesta estructural de los distintos modelos, se detalla los elementos estructurales de acuerdo a los lineamientos de las normativas vigentes en el Ecuador.

Posteriormente, se determina las cantidades de obra de las actividades cuyas componentes son influyentes en el presupuesto de la obra: hormigón, acero de refuerzo y acero estructural. Finalmente, mediante el Análisis de Precios Unitarios (APUs), se elabora el presupuesto de obra para representar la estimación del costo de las propuestas.

Palabras clave: Hormigón liviano, hormigón normal, hormigón armado, acero estructural, estructura mixta, sistema dual, costo, presupuesto.

ABSTRACT

The present study submits a comparative economic-structural analysis of the application of lightweight concrete ($f'_c=28\text{MPa}$) versus normalweight concrete ($f'_c=28\text{MPa}$) in a medium-rise mixed-dual structure building (15 stories) located in Quito which is also divided into two other alternatives: ASTM A36 structural steel ($f_y=248\text{MPa}$) and ASTM A572 Gr.50 structural steel ($f_y=345\text{MPa}$). The study employs four main codes: NEC-15, ACI318-19, AISC 360-16 and ASCE/SEI 41-17 in order to obtain the appropriate parameters for design.

For the seismic analysis of the proposed models in this dissertation, the structural behavior is performed under three methods of analysis: static, linear dynamic and nonlinear static (Push-Over). As soon as the modeling results are obtained, the detailing of the structural elements it is carried out under the compliance of the normative guidelines.

Subsequently, the construction quantities of the main components of the structure are determined: concrete, reinforcing steel and structural steel. Finally, by means of the Unit Cost Analysis (UCA), the purpose of cost estimation of the proposals.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

El American Concrete Institute (ACI) permite la implementación del hormigón liviano en estructuras duales mixtas de hormigón y acero estructural, este material reduce el peso propio de la estructura puesto que su característica principal es la baja densidad. De esta manera, es posible obtener mayores beneficios en la estructura que los proporcionados por el hormigón convencional. La inclusión de ambos materiales en el sistema constructivo ha demostrado un buen desempeño ante cargas laterales debido a la gran resistencia, rigidez y ductilidad que presenta.

El presente proyecto de titulación se desarrolla en tres fases: la fase I implica la recopilación de información sobre las distintas propuestas de dosificación desarrolladas en el país y la identificación de la propuesta arquitectónica a emplearse. La fase II incluye el modelado, análisis, diseño y dibujo estructural de las propuestas. Por último, la fase III interpreta los resultados del análisis realizado sobre la base de las normas aplicables y realiza comparaciones económicas y estructurales.

1.2. OBJETIVOS

1.1.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar un análisis estructural y económico comparativo entre el uso de hormigón liviano ($f'_c=28\text{MPa}$) frente al hormigón convencional ($f'_c=28\text{MPa}$) y, a su vez, de la utilización de acero estructural ASTM A36 frente al acero estructural ASTM A572 Gr 50 en un edificio de sistema estructural mixto, mediante el modelo computacional, diseño y presupuesto de ejecución para un edificio residencial de tamaño mediano (15 pisos), situado en la ciudad de Quito.

1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Plantear una propuesta arquitectónica de diseño de un edificio dual mixto de uso residencial de hormigón y acero de mediana altura en la ciudad de Quito.

- Elaborar un modelo computacional del edificio empleando hormigón normal de $f'_c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A36 con base en los criterios de diseño de la NEC-15, ACI 318-19 y AISC 360-16.
- Elaborar un modelo computacional del edificio empleando hormigón liviano de $f'_c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A36 con base en los criterios de diseño de la NEC-15, ACI 318-19 y AISC 360-16.
- Elaborar un modelo computacional del edificio empleando hormigón normal de $f'_c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A572 Gr 50 con base en los criterios de diseño de la NEC-15, ACI 318-19 y AISC 360-16.
- Elaborar un modelo computacional del edificio empleando hormigón liviano de $f'_c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A572 Gr 50 con base en los criterios de diseño de la NEC-15, ACI 318-19 y AISC 360-16.
- Evaluar el comportamiento de la estructura mediante un análisis estático lineal, dinámico lineal y no lineal (push-over) después de modelar el sistema estructural en un software apropiado para el caso de estudio.
- Generar el detallamiento y especificaciones constructivas de los elementos mediante planos estructurales.
- Determinar el presupuesto referencial de la edificación analizando el Precio Unitario (APU) de los productos relacionados con el hormigón ($f'_c = 28 \text{ MPa}$) y el acero estructural.
- Definir las ventajas que presenta el hormigón liviano ($f'_c=28\text{MPa}$) frente al convencional ($f'_c=28\text{MPa}$) bajo los perfiles estructurales ASTM A36 y ASTM A572 Gr 50.

1.2. ALCANCE

El proyecto de titulación tiene como finalidad realizar un análisis comparativo económico-estructural de la aplicación de hormigón liviano ($f'_c=28\text{MPa}$) frente al hormigón convencional ($f'_c=28\text{MPa}$) en un sistema estructural mixto el cual también se dividirá en otras dos alternativas: acero estructural ASTM A36 y acero estructural ASTM A572 Gr 50. Como parte del cálculo, diseño y estimación de costos, se

presentarán cuatro propuestas para la construcción de un edificio residencial de altura media (15 pisos), ubicado en la ciudad de Quito. El estudio utilizará un sistema estructural dual debido a la altura de la estructura y la zona sísmica en la que se encuentra. Finalmente, se realizarán tres tipos de análisis en ambos modelos: estático, dinámico lineal y estático no lineal (Push-Over) para obtener los parámetros de diseño correctos y, posteriormente, presupuestar para determinar las ventajas y desventajas del uso de concreto liviano para construir edificios en Quito.

1.3. JUSTIFICACIÓN

1.3.1. JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Actualmente, los sistemas constructivos siguen en constante desarrollo con el objeto de disminuir el peso muerto de la estructura en pro de una reducción de costos y tiempos de ejecución, sin dejar a un lado la filosofía sismorresistente. El hormigón liviano es utilizado en varios campos de la ingeniería civil debido a su baja densidad en comparación con el hormigón convencional. Existen modelos conceptuales donde se señala que la utilización de hormigón liviano en estructuras reduce notablemente su peso propio, esto se debe a que la demanda resultante del análisis sísmico es menor con respecto al hormigón normal, conllevando a la disminución del tamaño de los elementos estructurales. (Vandanapu & Krishnamurthy, 2018). La bibliografía señala que el Distrito Metropolitano de Quito está ubicado sobre fallas ciegas inversas y activas que pueden generar un sismo superficial de gran magnitud (Aguilar, 2017). Como consecuencia, los distritos proyectos de la ciudad se ven en la necesidad de emplear materiales livianos económicamente viables para reducir las fuerzas sísmicas actuantes sobre el sistema.

El ACI 318 – 19 permite la utilización de concreto liviano para fines estructurales donde, como requisito fundamental, la resistencia a la compresión (f'_c) debe encontrarse entre un rango de 21MPa a 35MPa para el diseño de muros estructurales especiales con refuerzo grado 420 o grado 550 y pórticos especiales resistentes a momento (SMF). Y, por otro lado, las normas de la AISC y ASCE establecen que la

resistencia a la compresión de concreto liviano para estructuras mixtas debe encontrarse en un rango entre 21MPa y 69MPa.

El presente proyecto de titulación pretende determinar la viabilidad económico – estructural de la utilización de hormigón liviano ($f'_c=28\text{MPa}$) frente al hormigón convencional ($f'_c=28\text{MPa}$) y a su vez, de la utilización de acero estructural ASTM A36 frente al acero estructural ASTM A572 Gr 50. Para este fin, se toma como referencia un edificio tipo de 15 pisos de uso residencial con emplazamiento en el Distrito Metropolitano de Quito, las estructuras serán diseñadas acorde a las normas ACI 318 – 19, AISC 360 -16 ASCE 7- 16 y NEC-15.

1.3.2. JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

El procedimiento se lo llevará a cabo mediante la aplicación del análisis estático lineal, dinámico lineal y estático no lineal (push-over), métodos establecidos en la NEC – SE – DS y ASCE 41 – 17. Para los casos de estudio, dichos métodos de análisis servirán como herramientas para evaluar el comportamiento y desempeño de los miembros estructurales.

El diseño estructural, de la mano con la evaluación y análisis de costos, permitirá establecer la viabilidad económica de la aplicación de los sistemas constructivos mixtos con hormigón liviano en contraposición con el hormigón convencional una vez que ambas propuestas sean contrastadas con sus respectivos presupuestos referenciales.

1.3.3. JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

En la XV convención del American Concrete Institute de Atlantic City de 1919 se planteó, por primera vez, que la posición del hormigón liviano en la aplicación estructural podría ofrecer beneficios en la economía de proyectos de gran altura (Jagtap et al., 2020). En virtud de ello, se dio inicio al desarrollo de un nuevo criterio de diseño, donde los proyectistas de países desarrollados determinaron esta alternativa como solución a una estructura pesada y/o a las limitantes condiciones del sitio (peligro sísmico, baja resistencia del suelo). De ahí que, en la actualidad se

observan varias aplicaciones estructurales funcionales que resultan atractivas para introducir en el sistema constructivo del país.

Debido a que la ciudad de Quito está condicionada a una elevada amenaza sísmica, como consecuencia de su ubicación geográfica, las edificaciones deben diseñarse para resistir la acción sísmica producida por el peso propio de la estructura. A tal efecto, se busca con la implementación del hormigón liviano y acero estructural, la reducción de carga muerta y, por ende, de la carga sísmica. Existen muchas ventajas en la aplicación del hormigón liviano tanto en el ámbito estructural como económico. (ESCSI, 1971)

La recopilación de datos para el presente trabajo de titulación, junto a los resultados obtenidos, pretende instigar la incorporación del hormigón liviano en estructuras mixtas en zonas sísmicas, para dar una perspectiva más amplia de las ventajas y economía que esto pudiese dar en zonas potencialmente sísmicas siendo la ciudad de Quito el foco del presente estudio.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. HORMIGÓN LIVIANO ESTRUCTURAL

Según el código ACI 318-19, el hormigón liviano estructural se define como una mezcla de agregados que confieren una densidad de equilibrio entre 1440 a 2160kg/m³ y a los 28 días, una resistencia máxima a la compresión de 35MPa.

El hormigón liviano estructural ha sido usado en la construcción incluso antes del surgimiento del Imperio Romano. La historia señala que las primeras dosificaciones del hormigón liviano fueron realizadas con piedra pómez griega e italiana y cementos puzolánicos. Estos primeros hormigones livianos presentaron bajo rendimiento estructural debido a las deficientes características físicas y mecánicas de los agregados. Sin embargo, aún se pueden observar varias estructuras construidas con este material dentro del área mediterránea (ESCSI, 1971). A día de hoy, el desarrollo del hormigón liviano estructural en la construcción ha conseguido llevar a cabo la edificación de estructuras de gran altura alrededor del mundo. Un ejemplo destacado es la famosa "Torre del Banco de América" con una altura de 366 metros, ubicada en Manhattan, Nueva York, EE. UU.

La tecnología del hormigón liviano no ha alcanzado un nivel de aceptación en el país a pesar de las características de resistencia y demostración práctica en el campo de la Ingeniería civil a esferas mundiales (Cabrera, 2018). Sin embargo, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 dentro de su capítulo "Hormigón Armado", NEC-SE-HM, permite el uso del concreto liviano con fines estructurales en el diseño basándose en el mismo criterio que el hormigón convencional.

2.1.1. DISPONIBILIDAD DEL HORMIGÓN LIVIANO

Debido a que no existe una tendencia hacia la innovación de nuevos materiales, el desarrollo de hormigón liviano estructural en el Ecuador es muy escaso. La gran mayoría de las empresas solamente proveen de hormigones con agregados de densidad normal. Pocas son las empresas que disponen de hormigón liviano dentro

de su catálogo. En este sentido, “Holcim” provee al cliente una opción de concreto liviano resistente de baja densidad, de $f'c$ entre 150 a 250kg/cm² para fines estructurales (elementos prefabricados, losas aligeradas, muros divisores, etc.). Sin embargo, esta alternativa es poco aplicable en edificios de gran altura ya que los requerimientos de resistencia y durabilidad son superiores.

2.1.2. COMPONENTES DEL HORMIGÓN LIVIANO

El hormigón liviano está conformado de cemento, agregados, agua y aditivos químicos y minerales similares al hormigón de peso normal. La finalidad de incluir los aditivos en el hormigón es incorporar aire, reducir los requisitos de agua y modificar el tiempo de fraguado u otras propiedades del concreto. Valdés (2010) menciona que el hormigón liviano es producido con diferentes tipos de agregados: gruesos y finos ligeros o solamente gruesos ligeros, donde los principales agregados livianos que se usan en la elaboración son: 1. Arcillas, pizarras y esquistos expandidos. 2. Esquistos y pizarras expandidas. 3. Ceniza volante extruida. 4. Escorias expandidas. 5. Piedras naturales (pómez).

El hormigón liviano puede ser producido mediante inyección de aire en su composición, sustitución de la fracción fina de los agregados por agregado hueco, celular o poroso, u omisión de la misma. En particular, el hormigón liviano clasifica en tres grupos: hormigón sin finos, hormigón de agregados livianos y hormigón aireado/espumado (Hjh Kamsiah, M., Mohamad, S., & Norpadzlihatum bte, M., 1997).

Tabla 1.

Clasificación considerando los materiales que lo integran.

| | | Componentes | Características | Aplicación/uso |
|----------------------------|-----|---|---|--|
| Hormigón finos | sin | Agregado grueso, cemento y agua. | Formación de huecos uniformemente distribuidos. | Mampostería exterior, división de ambientes |
| Hormigón agregados liviano | de | Agregado grueso ligero de alta porosidad, agregado fino de peso normal, cemento y agua. | Solo las variedades más densas de agregados livianos son adecuadas para su uso en hormigón estructural. | Bloques o paneles de hormigón prefabricado. Techos y paredes fundidos in situ. |
| Hormigón aireado/espumado | | Agregado fino, cemento y agua. | Inclusión de aire o espuma. | Aislamiento térmico en cubiertas. Revestimiento de tuberías. |

Nota. Adaptado de “First report research project on lightweight concrete” (págs. 4-7), por Hjh Kamsiah et al, 1997, Universiti Teknologi Malaysia.

Por otro lado, la elección del hormigón liviano está sujeta a una densidad deseada y la resistencia a la compresión deseada. Actualmente, existen varias opciones de hormigón liviano y semi-ligero, estructural y no estructural (Tomlinson Group, 2018).

Tabla 2.

Clasificación considerando la densidad y resistencia del hormigón liviano.

| | Densidad | | Resistencia a la compresión | Procedimientos de acabado |
|---|---|----|--|---|
| Hormigón estructural liviano | Alrededor de 1850 kg/m ³ . | de | Entre 20 MPa y 35 MPa. | Similar al hormigón de densidad normal. |
| Hormigón estructural semi – liviano | Alrededor de 2050 kg/m ³ . | de | Entre 20 MPa y 35 MPa. | Similar al hormigón de densidad normal. |
| Hormigón ligero no estructural (hormigón celular) | Alrededor de 1850 kg/m ³ (y tan bajo como 1600 kg/m ³) | de | Con resistencia no estructural típicamente entre 2 MPa y 10 MPa. | Mayor dificultad debido al alto contenido de aire |
| Relleno ligero de poliestireno no estructural (concreto de poliestireno): | Alrededor de 500 kg/m ³ y 700 kg/m ³ . | | Con resistencia no estructural típicamente entre 0.2 MPa y 3 MPa | Similar al relleno de aislamiento térmico. |

Nota. Adaptado de “Lightweight Concrete” (pág. 1), por Tomlinson Group, 2018, Tomlinson Group.

2.1.3. PROPIEDADES FÍSICAS DEL HORMIGÓN LIVIANO

Peso específico: Esta propiedad se define como el producto de la densidad de un material por la gravedad local, o como la relación entre peso y volumen del material analizado (Holtz & Kovacs, 2018). El concreto liviano estructural de peso liviano posee un peso específico in situ en el orden de 1440 a 2160 kg/m³ a diferencia del concreto de peso normal de entre 2320 a 2400 kg/m³ según la terminología del ACI.

El peso específico del concreto varía dependiendo de varios factores como: la cantidad y densidad del agregado, el volumen de aire atrapado o intencionalmente incluido, los volúmenes de agua y cantidad de cemento (Wainsztein & Cano, 1974).

Resistencia a la compresión: La literatura señala que la capacidad a la compresión máxima práctica del hormigón liviano es alrededor de 400kg/cm² con pequeños incrementos de cemento dentro de la dosificación. Por otro lado, para ciertos tipos de agregados, la resistencia máxima se limita a aproximadamente a 350 kg/cm², probablemente por la baja resistencia de las partículas del agregado (Pauw, 1968).

Módulo de elasticidad: El módulo secante o el módulo elástico estático se obtiene a partir de la curva tensión-deformación y se define como la pendiente de la recta trazada desde la coordenada de origen hasta un punto del diagrama en el que la tensión es igual al 45% de la resistencia a compresión.

La literatura señala que el módulo de elástico del hormigón estructural liviano es menor que el de hormigón de peso normal. Dentro del estudio realizado por Adrian Pauw en 1960 en muestras dosificadas con una extensa variedad de agregados y resistencias a la compresión del hormigón, se derivó una fórmula empírica aplicable tanto al hormigón estructural liviano como al de peso normal ya que está en función de la densidad. Además, el autor expuso que el módulo de elasticidad depende, entre otros, de factores como la resistencia a la compresión, edad, las características de los materiales constitutivos del hormigón, entre otros. Las consideraciones realizadas por Pauw (1960) establecieron una aproximación adecuada para la determinación de la magnitud del módulo elástico del hormigón. La expresión fue implementada por el código ACI.

La ACI318-19 cap. 8.5, expresa el módulo de elasticidad como $E_c = w_c^{1.5} \cdot 0.043 \cdot \sqrt{f'_c}$ en MPa, donde w_c (densidad del concreto liviano) se encuentra en un rango de 1440 a 2560 kg/cm³ y para concretos de peso normal como $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ en MPa. Los datos limitados de ensayo disponibles indican que, para todos los propósitos prácticos, para el hormigón liviano el módulo de elástico para tracción es el mismo que para compresión.

Relación de Poisson: Es la relación entre la expansión a lo largo de un eje y la contracción a lo largo del eje opuesto cuando un material se somete a una fuerza de tensión o compresión. La relación de Poisson que presenta el hormigón liviano es relativamente mayor que la del hormigón normal. La evidencia experimental señala que la relación de Poisson a efectos de diseño es de 0.20, con solo ligeras variaciones debido a las condiciones a las cuales se encuentra expuesto el material (Holm & Ries, 2007).

Coefficiente de expansión térmica: El coeficiente de dilatación térmica del hormigón (generalmente expresado como $1/^\circ\text{C}$) es un indicador de la distribución de tensiones dentro las componentes del material (Buch & Jahangirnejad, 2008).

Este coeficiente; también llamado como coeficiente de contracción, es la variación de una unidad de longitud en relación a una variación unitaria de la temperatura en grados Celsius. Existen varios factores que determinan la magnitud del coeficiente de expansión térmica, estos son: el tipo de agregados y cemento, la dosificación, la relación agua-cemento y del nivel de humedad (Rego, 2017).

Para el caso de agregados livianos, los coeficientes de expansión térmica son menores, produciendo de esta manera deformaciones inferiores debidas a los cambios en la temperatura del material. El ACI 213R - 14 indica que el valor del dicho coeficiente varía entre 7 y $11 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ dependiendo del volumen y tipo de agregado usado (Holm & Bremner, 2000).

Módulo de corte: Por resistencia de materiales, el módulo de corte es el resultado de una relación entre módulo de elástico y número de Poisson:

$$G = \frac{E_c}{2 \cdot (1 + u)}$$

Donde,

G módulo de corte

E_c módulo de elástico

u relación de Poisson

2.1.4. COMPARACIÓN PROPIEDADES FÍSICAS ENTRE EL HORMIGÓN LIVIANO Y HORMIGÓN NORMAL

El hormigón es una constante del medio ambiente en edificios, es un material de construcción que la mayoría asume como un material masivo y pesado. Sin embargo, no siempre es el caso. Dicho material consiste principalmente de cemento Portland, agua y, dependiendo del tipo de agregado utilizado, se mezcla y forma una pasta que, al endurecerse gradualmente con el tiempo, satisfará una amplia gama de necesidades de una edificación. Las propiedades del hormigón convencional frente a las características del hormigón liviano, descritas con anterioridad, se presentan en el desarrollo del presente capítulo.

2.1.4.1. Hormigón liviano

El uso de hormigón liviano está ganando una gran aceptación en la construcción de edificaciones, especialmente para estructuras construidas en zonas sísmicas, ya que se prefiere la reducción del peso mediante el uso de agregado liviano. El hormigón liviano estructural tiene resistencias equivalentes al hormigón convencional, pero normalmente es entre un 25% y un 35% más ligero (ESCSI, n.d.).

Tabla 3.

Propiedades del hormigón liviano.

| Propiedades | Rango |
|--|---|
| Densidad | 1440 y 2160 kg/m ^{3a} |
| Resistencia a la compresión | 21 a 35 MPa ^b |
| Relación de Poisson | 0.16 a 0.25 ^b |
| Coefficiente de expansión térmica | 7 a 11x10 ⁻⁶ mm/mm/°C ^b |

Nota. Adaptado del código ^aACI 318-19 y ^bACI213R-14.

2.1.4.2. Hormigón convencional

A nivel mundial, cada año, más de 26.8 billones de toneladas de hormigón convencional son implementados en la construcción civil. Este material se ha convertido en uno de los más utilizados debido a las grandes ventajas tales como coste, disponibilidad de su materia prima, trabajabilidad, entre otros. Por ese motivo, la mayoría de normativas se han basado en este material para proporcionar requisitos mínimos a llevar a cabo para la construcción de edificaciones. El hormigón convencional se define como una mezcla de cemento Portland, agua, agregados finos y gruesos que debe tener una densidad de entre 2320 a 2400 kg/m³. La mayoría del agregado se produce naturalmente y, donde la fracción gruesa posee un peso unitario relativamente denso debido al tamaño de la partícula.

Tabla 4.

Propiedades del hormigón convencional.

| Propiedades | Rango |
|--|---|
| Densidad | 2320 a 2400 kg/m ^{3a} |
| Resistencia a la compresión | > 17 MPa ^a |
| Relación de Poisson | 0.15 a 0.25 ^b |
| Coefficiente de expansión térmica | 10x10 ⁻⁶ mm/mm/°C ^c |

Nota. ^aACI 318-19, ^bACI213R-14 y de ^c"Thermal response of reinforced concrete structures in nuclear power plants" (pág. 170), por Willam et al. (2009), Universidad de Colorado.

2.1.5. ESTUDIOS REALIZADOS Y NORMATIVA SOBRE EL HORMIGÓN LIVIANO

Los países con mayor desarrollo tecnológico en la construcción han ido implementando cada vez más el uso de hormigón liviano estructural con el objeto de mejorar la eficiencia estructural y así, la economía del proyecto. El estudio "Flexural

behavior and size effect of full scale reinforced lightweight concrete beam” realizado en Taiwan por Wu et al. en 2011 mencionan que las propiedades mecánicas del hormigón liviano difieren significativamente de las del hormigón convencional debido a la alta porosidad que presenta el material, que causa una mayor absorción de agua y un menor módulo de elasticidad.

Wu et al., (2011) señalan que los reglamentos que gobiernan el diseño con hormigón liviano fueron en su mayoría directamente modificados del hormigón convencional. En el año 2019, el Comité 318 de la ACI realizó la actualización de la norma “Requisito de Reglamento para Concreto Estructural ACI 318-19” reevaluando las disposiciones del código en la perspectiva de los avances en la tecnología de materiales. La sección 18.2.5 de la ACI318 - 19 permite el uso del material en edificios de hormigón armado basadas en un sistema estructural SMF, es decir conformado por pórticos especiales resistentes a momento y con $f'c$ no mayor a 35MPa.

La ACI 318-19 se sustenta en los estudios experimentales del proyecto “Lightweight Concrete” desarrollado por el Departamento de Transporte de la Administración Federal de Carreteras y estudios realizados durante la década de 1960.

La Administración Federal de Carreteras (FHWA) es responsable de proporcionar información de alta calidad en cumplimiento de sus estándares y políticas. La FHWA revisa periódicamente los problemas de calidad y ajusta sus programas y procesos para proporcionar una mejora constante de la calidad. Dentro de sus programas de investigación, la agencia, en el año 2013, desarrolló un estudio enfocado en el hormigón liviano con el fin de recomendar cambios en los parámetros de diseño de puentes AASHTO LRFD de hormigón liviano. El estudio se centró en el comportamiento estructural del hormigón liviano de resistencias a la compresión en el rango de 41 a 69MPa y densidades entre 2000 a 2160 kg/m³.

2.1.5.1. En vigas

El concreto liviano tiende a comportarse de una manera más frágil que el concreto convencional. Los ensayos realizados, en su gran mayoría, mostraron un comportamiento estructural típico en flexión; es decir, deformación de las varillas de

acero corrugado y aplastamiento en la zona de compresión del concreto. Los resultados también mostraron que una mayor incidencia en el comportamiento ocurre al aumentar las relaciones de refuerzo de acero, mas no la resistencia a compresión. Existen varios artículos que corroboran dichos resultados. Sin embargo, proporcionan información más detallada acerca del comportamiento. Los resultados dentro del estudio de “Flexural behavior and size effect of full scale reinforced lightweight concrete beam” reportaron que las vigas de hormigón liviano tenían una capacidad de carga y un modo de falla similares a las vigas de hormigón convencional, pero demostraron mayores deflexiones finales y ductilidad. La ductilidad de ambos tipos de vigas disminuyó a medida que aumentaba la relación de refuerzo. Y, además, el aumento de la dimensión de la viga condujo a una disminución significativa de la relación de deflexión-luz del hormigón liviano con respecto al hormigón normal.

Las disposiciones sobre hormigón liviano del ACI se basan en un conjunto completo de pruebas en vigas sometidas a cargas monótonas. Los estudios de corte de vigas llevados a cabo en la Portland Cement Association y la Universidad de Texas mostraron que se podía esperar una capacidad de corte menor que la del concreto de peso normal, esto dependiendo del agregado liviano considerado y de las características de la viga (Ivey & Buth, 1967). Tanto para los hormigones livianos como convencionales, la resistencia a la tensión diagonal está determinada por las mismas variables. Sin embargo, la disparidad existente entre ambos materiales se encuentra en la magnitud de resistencia a la tensión diagonal y más no en el comportamiento (Klein & Kluge, 1961).

2.1.5.2. En columnas

Existe una escasez de estudios experimentales sobre el comportamiento a compresión axial de columnas confinadas de hormigón liviano. Wu et al. (2018) dentro de su investigación aclara que un módulo de elasticidad bajo y un comportamiento frágil restringen su aplicación en los principales componentes verticales, tales como columnas.

Los resultados obtenidos por Wu et al. (2018) indican que el proceso de falla de las columnas de hormigón liviano es el mismo que el que presenta el hormigón convencional antes del punto de carga máxima ya que, después de alcanzar este punto, el recubrimiento de las columnas de hormigón liviano se desprende en su totalidad. En el estudio también se identificó que la disminución significativa de la carga axial se debe al plano de falla por cortante a 45 grados con respecto a la horizontal ocasionando la ruptura del refuerzo transversal. Sin embargo, la tendencia de la curva de esfuerzo-deformación para las muestras de hormigón liviano es similar a la de las muestras de hormigón convencional.

La configuración del refuerzo transversal también influye significativamente en la resistencia y ductilidad de las muestras confinadas. Según Wu et al. (2018) una configuración con cuatro ramales en cada dirección muestran un confinamiento significativo para el núcleo de hormigón y exhiben una mayor resistencia y mejora de la ductilidad.

La literatura referenciada por el código ACI enseña que la capacidad de redistribución en una columna después de la aparición de una fisura es limitada. Los estudios mostraron que después de la aparición de una fisura longitudinal, no fue posible un aumento adicional de la carga (Ivey & Buth, 1967).

2.1.5.3. En muros de corte

Raongjant (2007) expresa en su estudio que los muros estructurales de hormigón liviano son una alternativa adecuada para estructuras en zonas sísmicas. Sin embargo, son pocas las investigaciones que se centran en el comportamiento sísmico de dichos elementos estructurales. Dentro de su estudio experimental, se concluyó que estos elementos exhibieron alta capacidad de corte, gran ductilidad y un mecanismo de disipación de energía satisfactorio.

El autor sugiere que la colocación de barras, por dificultades constructivas y razones económicas, sean diagonales junto con refuerzos convencionales ya que proporciona un mecanismo adecuado para la redistribución de acciones laterales a la base, además de que las deformaciones por corte cerca de la base se reducen. Como era

de esperarse, la adecuada distribución de acero por confinamiento evita el modo de falla frágil.

2.2. ACERO ESTRUCTURAL

En el país, los sistemas SMF de acero estructural están regidos por las especificaciones dadas dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de Estructuras de Acero (NEC – SE – AC) (NEC-15). La norma señala que, para elementos propensos a comportarse inelásticamente, el menor esfuerzo de fluencia especificado (F_y) no debe considerarse mayor a 345MPa a menos que ensayos o criterios correctamente fundamentados avalen la capacidad del material. Los elementos columna no son aplicables a dicha limitación, ya que este comportamiento es únicamente esperado en la base. Por lo tanto, el menor esfuerzo de fluencia especificado en columnas no debe ser mayor a 450 MPa. Este material está sujeto al cumplimiento de las especificaciones ASTM: A36/A36 M, A501, A572/A572M [Grado 50 (345)], A588/A588M, A53/A53 M (Grado B), A500 (Grado B o C), A992/A992M. Las características que debe cumplir el acero estructural para que pueda ser implementado en edificaciones sismorresistentes son:

- Un marcado escalón de fluencia en el diagrama que describe el comportamiento del acero de refuerzo.
- Presenta una deformación inelástica idónea.
- Adecuada soldabilidad.

2.2.1. DISPONIBILIDAD DEL ACERO ESTRUCTURAL

Los diseñadores deben considerar la disponibilidad de material antes de iniciar cualquier proyecto. En Ecuador, los perfiles estructurales se crean principalmente en tres tipos de acero, como se muestra en la tabla 5. El acero ASTM A36 fue el material más usado en edificaciones residenciales, oficinas y en naves industriales de acero hasta hace unos 10 años. El desarrollo en pro de una reducción de costos ha depuesto su uso por el acero ASTM A572 Gr 50, al dotar la resistencia requerida con un bajo peso. Por otro lado, el acero ASTM A588 se emplea específicamente para la construcción de puentes debido a las adecuadas propiedades que presenta (MIDUVI, 2016).

Tabla 5.

Tipos de acero habitualmente empleados en el país para la construcción.

| Tipo de acero | Fy, MPa | Fu, MPa |
|------------------------|----------------|----------------|
| ASTM A36 | 250 | 400-550 |
| ASTM A572 Gr 50 | 345 | 450 |
| ASTM A588 | 345 | 450 |

Nota. (NEC – SE – AC, 2015)

Las planchas y perfiles estructurales fabricados por acero ASTM A36 y ASTM A572 GR. 50 se utilizan ampliamente en estructuras metálicas puesto que el peso, en contraposición con edificaciones donde se emplea hormigón convencional, disminuye (Almendariz et al., 2021). Por esta razón, Acero comercial, Adelca, DisHierros, Dipac, Ferro Torre S.A, IPAC, Novacero y Sedemi son algunas de las empresas en el país que fabrican y comercializan acero estructural en el país (Nájera, 2014).

2.2.2. PRODUCCIÓN DEL ACERO ESTRUCTURAL

La norma NEC – SE – AC (NEC - 2015) establece que los perfiles en las estructuras de acero serán laminados en caliente o contruidos por la soldadura de planchas.

2.2.2.1. Perfiles laminados en caliente

Los perfiles laminados en caliente tienen su origen en un proceso de laminación a altas temperaturas. Este material se calienta a temperaturas superiores a su punto de recristalización, se lamina y posteriormente, pasa por un proceso de normalización. La microestructura del acero sufre cambios permanentes, lo que resulta en una mayor tenacidad y ductilidad. Esta ductilidad adicional hace que el metal sea fácil de moldear y doblar (Nájera, 2014).

2.2.2.2. Perfiles contruidos o ensamblados

Los perfiles contruidos o ensamblados son miembros fabricados mediante soldadura, tornillos o roblones capaces de cumplir con los requisitos de diseño de

acuerdo al análisis estructural. Las secciones no poseen restricciones en cuanto a su dimensión, lo que permite obtener una variedad de formas y dimensiones de secciones (Valencia, 2006).

2.2.3. PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL

Mínimo esfuerzo de fluencia especificado (F_y): La propiedad más importante que permite diferenciar a los aceros estructurales es el esfuerzo de Fluencia, F_y . Este se define como el valor del esfuerzo que limita la frontera entre la zona elástica y plástica de la curva Esfuerzo – Deformación a tensión (TECNAR, 2019). La normativa A36/A36M – 19 establece que F_y no debe ser menor que 250MPa. Sin embargo, para placas de espesores mayores a 200mm, la fluencia no debe ser menor a 220 MPa. La ASTM A572/A572M – 21 define que para el acero Grado 50, F_y no debe ser menor que 345MPa.

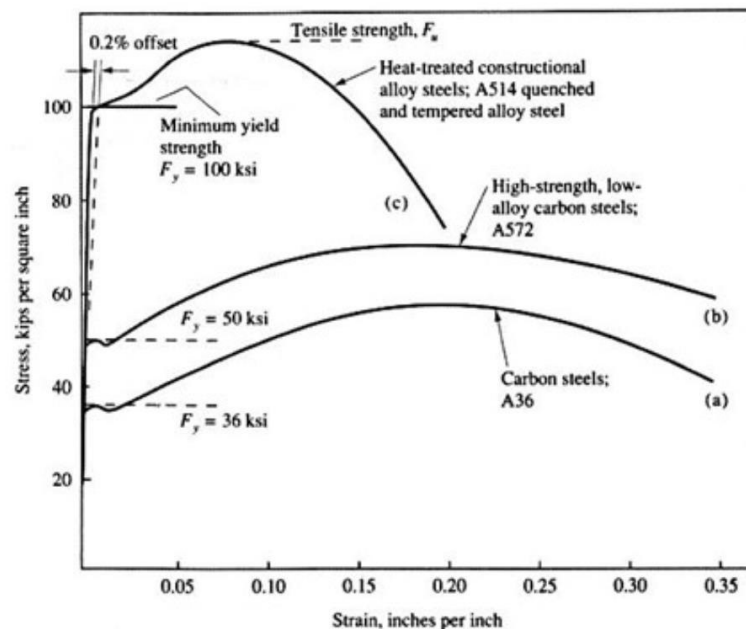


Figura 1. Curvas de esfuerzo vs. deformación.

Fuente. Basado en una figura de Salmon, C. y Johnson, J., *Steel Structures: Design and Behavior*, Fourth Edition. Upper Saddle River, Prentice Hall, 1996.

Resistencia a la tracción: Esta propiedad representa el esfuerzo máximo que puede sufrir un elemento sometido a efectos de tracción previo al punto de falla. Corresponde al máximo valor de la curva esfuerzo-deformación. La normativa A36/A36M – 19

señala que, para secciones, placas y barras la resistencia a la tracción no debe ser menor a 400–550MPa. Para el acero Grado 50 de espesores menores a $\frac{3}{4}$ de pulgada [20mm], la ASTM A572/A572M – 21 define que debe ser de un mínimo de 485 MPa.

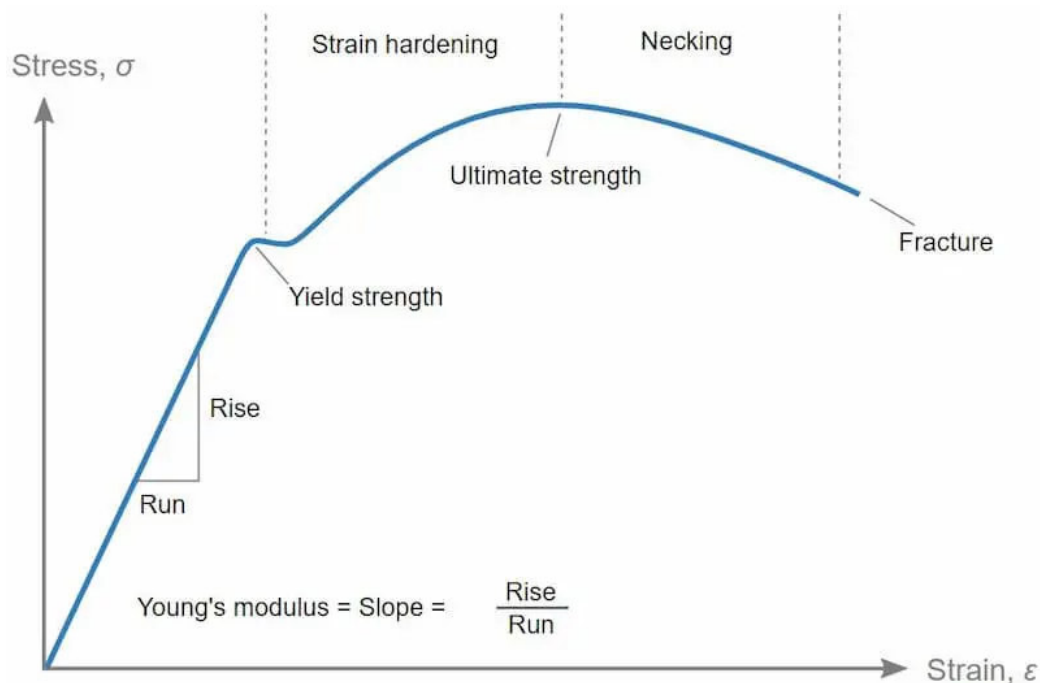


Figura 2. Comportamiento típico del acero estructural.

Fuente: Basado en una figura de Roylance D., stress-strain curves, Cambridge, 2001.

Elongación: La elongación mide la deformación plástica y elástica que sufrirá un material sometido a tracción hasta su fractura. Esta propiedad es una forma de medir y cuantificar la ductilidad del material. Un material dúctil registrará un alto alargamiento. De acuerdo a la tabla 2 de la ASTM A36/A36M – 19, la elongación en el acero A36 en secciones es de 20 en 200mm y 21% en 50mm mientras que en placas y barras es de 20% y 23%, respectivamente. Por otro lado, la elongación para el acero Gr50, la tabla 2 especifica debe ser del 18% en 200mm y 21% en 50mm.

Ductilidad: Cuando el acero estructural tiene un bajo contenido de carbono, la sección transversal se reduce y el porcentaje de elongación aumenta considerablemente.

2.2.4. COMPARACIÓN PROPIEDADES MECÁNICAS ENTRE ACEROS ESTRUCTURALES

Los aceros de uso estructural más utilizados en la construcción son principalmente el ASTM A36 y ASTM A572 Gr.50. Estados Unidos fue el primer país en desarrollar el acero A36 como material principal de estructuras empernadas y soldadas. Algunos autores como Silvestre et al. (2012) en su artículo “High Strength Steel as a Solution for the Lean Design of Industrial Buildings” realizó un estudio comparativo entre el acero ASTM A572 Grado 50 y ASTM A36 concluyendo que el primero ofrece propiedades mecánicas y microestructurales mucho más eficaces para el diseño de edificaciones industriales, además de proporcionar una reducción de secciones en los elementos y por ende en el peso general de la estructura. Por otro lado, Shi, Y., Wang, M. & Wang, Y. (2011) realizaron un modelo experimental de acero estructural bajo cargas cíclicas, en el cual se concluye que los bucles de histéresis generan un daño acumulativo en el material generando una fractura del mismo de manera prematura, reduciendo el esfuerzo de rotura en un 30% para un acero de 345 MPa y un 32% para un acero de 245 MPa.

Las mínimas propiedades mecánicas requeridas del acero estructural al carbón (ASTM A36) y el acero estructural de alta resistencia de columbio-vanadio de baja aleación (ASTM A572 Gr.50) se comparan en la tabla 6. El acero A572 Gr. 50 muestra unas propiedades significativamente superiores para efectos de diseño en comparación con el A36.

Tabla 6.

Magnitudes de las propiedades mecánicas del acero según la ASTM.

| Norma | Esfuerzo de fluencia mínimo [MPa] | Resistencia a la tracción mínima [MPa] | Elongación mínima [%] | | | |
|--|-----------------------------------|--|-----------------------|----------|-----------|----------|
| | | | Placas y barras | | Secciones | |
| | | | [200 mm] | [100 mm] | [200 mm] | [100 mm] |
| ASTM A36/A36M-19^a | 250 | 400-550 | 20 | 23 | 20 | 21 |
| ASTM A572/A572M-21 GRADO 50^b | 345 | 450 | 18 | 21 | 18 | 21 |

Nota. ^aASTM A36/A36M-19 y ^bASTM A572/A572M-21.

2.2.5. NORMATIVA Y ESTUDIOS REALIZADOS SOBRE EL ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural es ampliamente utilizado como una solución a las dificultades que representa la construcción de edificios. Este material ofrece algunas ventajas como una mayor eficiencia económica, facilidad de montaje y reducción de materia prima, razón por la cual está siendo aplicado frecuentemente en la construcción moderna (Silvestre et al., 2012). Por este motivo, el acero cuenta con una variedad de estudios enfocados en el comportamiento de vigas, columnas y conexiones de diversos tipos de geometrías bajo diferentes estados de carga.

El acero estructural laminado en caliente está regido principalmente por la norma ASTM con el objetivo de garantizar las propiedades mecánicas mínimas y la adecuada soldabilidad de los aceros orientados a la industria de la construcción. De la misma manera, el AISC en su publicación AISC 360 “Especificaciones para Edificios de Acero Estructural” establece los parámetros para el diseño bajo las disposiciones de resistencia permisible (ASD) y diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). Esta normativa en su actualización 2016 acoge los estudios más recientes hasta el año de su publicación, en esta última reforma se incorporan los resultados de varios estudios enfocados principalmente en el comportamiento de miembros compuestos acero-

hormigón y del comportamiento del material bajo condiciones extremas de temperatura.

En este sentido, un ejemplo evidente es el estudio realizado por Lai & Varma (2015), “Noncompact and slender circular CFT members: Experimental database, analysis, and design” en donde se registra una base de datos experimentales representativa que valida la aplicación de las ecuaciones del AISC en el cálculo de la resistencia de tubos circulares rellenos de concreto. Asimismo, Denavit & Hajjar (2014) destacan el comportamiento sinérgico de los miembros compuestos acero-hormigón explicando que el confinamiento proporcionado por el acero mejora resistencia y ductilidad del hormigón, mientras que el hormigón retarda el pandeo local del acero. En la tabla 6 se presentan las normativas más importantes del acero laminado en caliente.

Tabla 7.

Normativa para acero laminado en caliente.

| Norma | Descripción |
|-----------------------------|--|
| AISC 360 | Specification for Structural Steel Buildings |
| AISC 341 | Seismic Provisions for Structural Steel Buildings |
| AISC 358 | Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications |
| ASTM A36/A36M-19 | Standard Specification for Carbon Structural Steel |
| ASTM A572/A572M-21E1 | Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel |

Nota. (AISC, 2016)

2.2.5.1. En vigas

Vigas principales: Las vigas principales de un sistema estructural sometido a fuerzas de acción sísmicas deben cumplir con los criterios de un pórtico especial resistente a momento (SMF) y deben estar dimensionados para soportar acciones de flexión, axial y cortante resultado del balanceo del edificio a través de una serie de ciclos de

desplazamiento no lineal durante un evento sísmico (Hamburger et al., 2016). Para el diseño sismorresistente de una estructura es necesario que una parte de la energía sísmica de entrada sea disipada mediante un comportamiento plástico a flexión. Es por este motivo que las vigas deben desarrollar un comportamiento dúctil con una alta capacidad de rotación en sus extremos. Según D'Aniello et al. (2012), para un adecuado diseño se debe tomar en cuenta que la capacidad de rotación de los elementos sea mayor que la demanda y demuestra, bajo ensayos experimentales, que la sección transversal tiene una influencia importante en la capacidad de rotación de los miembros, siendo las secciones tipo "H" e "I" las que presentan un mejor comportamiento frente a cargas cíclicas. Por otro lado, las secciones huecas tienden a fallar por pandeo local sin presentar una sobrerresistencia significativa.

Vigas secundarias: Los elementos secundarios, al no ser parte del sistema estructural resistente a momento, pueden ser diseñadas bajo un criterio de pórtico ordinario resistente a momento (OMF). Este tipo de elementos tienen requisitos de diseño menos exigentes que los SMF o IMF, por lo tanto, presentan una menor capacidad de deformación inelástica y por ende una menor ductilidad, además se omite la ampliación del criterio de columna fuerte viga débil (Han, S., Kim, T., & Back, S., 2018).

2.3. ESTRUCTURA MIXTA

El hormigón y el acero son combinados generalmente para la construcción de edificios comerciales o fábricas. Existen varias combinaciones en lo que estos materiales pueden ser empleados, por ejemplo, el hormigón embebido en secciones tubulares de acero, así como que estos elementos trabajen de manera conjunta. A pesar de que las tendencias actuales apuntan a la utilización de esta metodología en construcciones futuras, estos dos materiales se desarrollan en industrias separadas generando dos sectores altamente competitivos. Razón por la cual no se puede asegurar una utilización óptima de estos materiales de construcción (ITEA, n.d.)



Figura 3. Estructura mixta ubicada en la ciudad de Quito.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Las estructuras mixtas acero-hormigón están siendo utilizadas de manera creciente en zonas de alta sismicidad debido a los beneficios que ofrecen desde el planteamiento estructural y constructivo (Herrera, 2002). La combinación de estos dos materiales, a pesar de su diferente naturaleza, se complementa aprovechando el eficiente comportamiento a tensión del acero y a compresión del hormigón (Rodríguez, 2015).

2.3.1. VENTAJAS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES MIXTOS

Los sistemas estructurales mixtos ofrecen algunas ventajas a nivel, estructural, económico y arquitectónico. Rodríguez (2015) menciona las siguientes:

- Una alta relación luz/canto, que permite concebir edificios con mayor diafanidad que las estructuras metálicas o de hormigón convencionales.
- En una estructura de acero, el costo de obra no presenta gran variación, ya que la interacción entre el acero y el hormigón mediante conectores metálicos se logra al garantizar una unión monolítica.

En el sentido estructural, Nie et al. (2010) muestran en sus ensayos experimentales que el uso de estructuras mixtas la rigidez, la resistencia y la capacidad de disipación energética mejora significativamente respecto a una estructura diseñada en acero.

2.4. MAMPOSTERÍA NO ESTRUCTURAL

La mampostería no estructural representa un sistema constructivo que emplea como bases materiales de albañilería tales como: bloques, ladrillos, chapas, etc., unidos entre sí con o sin mortero, u otro método de unión empleado tradicionalmente. La mampostería no estructural sólo debe soportar cargas provenientes de su peso propio y servir como división entre dos espacios físicos en edificaciones (NTE INEN 3066, 2016). Según el Instituto Nacional de Estadística y Censos (INEC), cerca del 64% de las construcciones con permisos aprobados utiliza como sistema constructivo, en estructuras de paredes portantes, la mampostería de bloque en el año 2017.

Por otro lado, la tendencia hacia la sostenibilidad en la construcción ha impulsado al desarrollo de materiales con novedosas propiedades, que hoy en día están tomando un papel preponderante. El sistema Drywall es una técnica constructiva no convencional fácil y rápida que ha venido tomando fuerza en la industria ecuatoriana, precisamente en el área de la construcción, por sus numerosas ventajas. Debido a que las fuerzas inducidas por terremotos son fuerzas proporcionales a la masa, la reducción de las cargas permanentes tiene una ventaja fundamental frente a las construcciones que emplean sistemas convencionales. El sistema Drywall utiliza materiales livianos y flexibles que reducen el peso y, por lo tanto, su implementación es adecuada para edificaciones en áreas propensas a sismos (Elcomercio.com, 2016).

2.4.1. SISTEMA TRADICIONAL

El sistema tradicional está conformado por unidades de bloques de hormigón ligadas por mortero. La normativa NTE INEN 3066 contempla que el mampuesto es considerado hueco si la superficie de carga tiene un área neta menor al 75%, caso contrario, si el área neta es mayor o igual al 75% se considera como sólido. Además, establece una clasificación según su uso y de acuerdo con su densidad como se muestra en la Tabla 8 y 9.



Figura 4. Sistema tradicional: mampostería de bloque.

Fuente: Pallo & Velarde.

Tabla 8.

Bloques de hormigón de acuerdo con su uso.

| Clase | Usos |
|----------|----------------------------|
| A | Mampostería estructural |
| B | Mampostería no estructural |
| C | Alivianamientos en losas |

Nota. (INEN, 2016)

Tabla 9.

Clasificación de bloques según su densidad.

| Tipo | Densidad del hormigón (kg/m ³) |
|----------|--|
| A | < 1680 |
| B | 1680 a 2000 |
| C | > 2000 |

Nota. (INEN, 2016)

2.4.1.1. Ventajas y desventajas del sistema tradicional

La aplicación del sistema tradicional presenta ventajas y desventajas indiscutibles y muy conocidas en la industria de la construcción.

Las ventajas más relevantes son las siguientes:

- Debido a que su material principal es el bloque de hormigón, presenta una resistencia a la intemperie, plagas.
- Existe una amplia disponibilidad local de los materiales que lo conforman.
- Tiene buenas propiedades aislantes frente al calor, sonido y humedad.

Por otro lado, sus principales desventajas son:

- Sus componentes incrementan la carga permanente por metro cuadrado de la estructura, afectando negativamente al costo total de la obra.
- Este sistema genera un desperdicio de material considerable, además de un elevado costo de reparación.

2.4.2. SISTEMA DRYWALL

En nuestro medio, el sistema Drywall llegó aproximadamente a fines de los años 80 y su aplicación empezó por reconstrucción de espacios particulares en entidades financieras y locales comerciales (Saavedra, 2016). La particularidad que posee este sistema frente al sistema convencional es el ensamblaje o colocación en seco. El sistema Drywall se puede definir como el método constructivo para divisiones interiores que utiliza un armazón resistente conformado por perfiles laminados metálicos, o elementos de madera que ocasiona que los muros divisorios sean ligeros y versátiles (McMullin & Merrick, 2001).



Figura 5. Sistema Drywall o en seco.

Fuente: Basado en una figura del catálogo del año 2019 de PROVIND.

Mejía (2015) divide en tres subsistemas al sistema Drywall según el material:

- Sistema de placas de yeso: Paredes interiores, superficies decorativas y cielos falsos.
- Sistema de placas de fibrocemento: Áreas interiores y exteriores de alta humedad y con riesgo de impacto.
- Sistema de placas metálicas: Son paneles inyectados con un material aislante como poliuretano expandido de alta densidad en conjunto con láminas galvanizadas de acero, de aluminio o en combinación de ambas.

Sin embargo, entre las múltiples formas de uso de las placas, su aplicación está principalmente en paredes. Las paredes de Drywall, para uso interno, son bastante funcionales.

2.4.2.1. Ventajas y desventajas del sistema Drywall

Da Silva & Castanheira (1990) señalan que algunas de las ventajas para la industria de la construcción civil son:

- Las dimensiones del muro del sistema drywall son menores que las de mampostería tradicional.
- Por ser un sistema liviano, tiene un impacto directo en el costo total de la obra, debido a la reducción de la carga permanente.
- Instalación rápida y reducción en la mano de obra.
- El desperdicio de material se reduce significativamente, lo que en consecuencia genera menos desperdicio durante la construcción.
- Con la ayuda de materiales aislantes, el rendimiento de confort acústico puede ser mejor que el de la mampostería convencional.

Por otro lado, el sistema de paneles de yeso presenta algunas desventajas:

- El uso del sistema en ambientes exteriores no es recomendable ya que su resistencia a la intemperie es baja.
- La resistencia al impacto frente a la mampostería tradicional es menor.
- Los paneles de yeso presentan sensibilidad al agua. La instalación en baños o áreas húmedas puede afectar su condición, ya que se permitirá la infestación de moho.

2.4.2.2. Composición del sistema Drywall

El sistema Drywall está estructurado en cuatro partes: 1. Estructura. 2. Sistemas de anclaje. 3. Aislamiento. 4. Recubrimiento. La estructura puede ser de madera o metal, sin embargo, en el Ecuador, el sistema más utilizado está constituido por perfiles metálicos galvanizados, conocidos como Stud y Track. El sistema de anclaje depende del tipo de material sobre el cual se realiza la sujeción de la estructura. Según el tipo de confort que necesite el espacio, se definirá el tipo de aislamiento. La lana de vidrio, de roca y poliestireno expandido-espuma flex son los materiales más utilizados como método de aislamiento. El sistema Drywall puede utilizar una variedad de recubrimientos: gypsum (yeso), fibrocemento, MDF, corcho, madera, entre otros (Dávila, 2020).

2.4.2.3. Peso

El peso de un tabique en promedio es de 25 kg/m^2 , que, a diferencia de la mampostería tradicional, es 7 a 10 veces más ligero (Quesquen, 2019). La densidad varía según el tipo de placa a utilizar, por lo general, la densidad promedio de las placas de yeso estándar es de 800 kg/m^3 , las Resistentes al Fuego de 1000 kg/m^3 , etc. (Saavedra, 2016).

2.5. ANÁLISIS SÍSMICO

La costa del Pacífico y parte de la región del Caribe debido a su ubicación geográfica son conocidos a nivel mundial por presentar un panorama de riesgo sísmico preocupante para los bienes y la vida de los ocupantes (Trujillo, Ospina & Parra, 2010). El análisis sísmico tiene por objeto cuantificar las fuerzas actuantes tanto en la base como en los miembros de las estructuras con el objetivo de generar diseños óptimos y con un comportamiento eficaz frente a las cargas cíclicas a las cuales podría exponerse el sistema. Es por este motivo que la NEC-15 en su filosofía de diseño sismorresistente establece que un diseño debe someterse a pruebas y análisis de movimientos telúricos con una probabilidad del 10% de ser superados en un plazo de 50 años, lo que corresponde a un período de retorno de 475 años con el fin de garantizar el criterio de seguridad de vida. Este sismo de diseño se determinará con base en el análisis de riesgo sísmico del sitio de la estructura. La normativa ecuatoriana exige la aplicación del uso de la metodología de diseño basada en fuerzas (DBF), lo que implica un análisis estático lineal y pseudo-dinámico para todas las estructuras exceptuando de aquellas que son totalmente regulares.

2.5.1. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

El análisis estático lineal mantiene una proporcionalidad entre las cargas y los desplazamientos resultantes basándose en el principio del comportamiento elástico-lineal de cada material constitutivo de la estructura (Villamil & Tarquino, 2018).

La NEC-SE-DS establece el análisis estático lineal como el mínimo requisito que debe realizarse para toda clase de estructura. Este procedimiento se realiza en función de la zonificación sísmica del Ecuador, factor Z. Con base en la información

del sitio de emplazamiento considerado para la estructura, se precisa una aceleración máxima del terreno (PGA) y los coeficientes de perfil de suelo que definirán el espectro de diseño a aplicar.

2.5.2. ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL

La carga sísmica es de naturaleza dinámica, lo que acarrea una variación de las acciones internas, desplazamientos y deformaciones de un sistema. A diferencia del análisis estático, el cual arroja una solución única e independiente del tiempo, el análisis dinámico ofrece varias soluciones que dependen del modo de vibración de la estructura analizada (Mora, Villalba & Maldonado, 2006).

La NEC-15 en el capítulo Peligro sísmico prescribe la aplicación del análisis espectral a todo tipo de estructuras a excepción de aquellas que mantienen una geometría totalmente regular. Este análisis está basado en el espectro sísmico de respuesta elástico, o mediante la construcción del mismo utilizando curvas de amenaza sísmica.

2.5.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

El presente análisis, también conocido como análisis pushover, determina la respuesta máxima de un edificio en base a los conceptos de capacidad y demanda. La capacidad viene dada por la geometría, el refuerzo y propiedades del material de los elementos constitutivos utilizados, mientras que la demanda se obtiene del espectro de diseño y hace alusión a las fuerzas y deformación que este impone (Mora et al., 2006).

Para la evaluación de la edificación se determina una curva de capacidad estructural que represente las máximas magnitudes del cortante basal y desplazamiento en el punto más lejano a la base de la estructura. La curva de capacidad se construye mediante la introducción de cargas laterales monotónicas que se incrementan de manera progresiva por encima del rango elástico y llegan a alcanzar el colapso del sistema estructural (Zabala, 2017).

2.6. SISTEMA DUAL

La gran cantidad de publicaciones disponibles sobre sistemas duales muestra la importancia de estas estructuras en la construcción de edificaciones de varios pisos.

Un sistema dual es un sistema estructural compuesto SMF y muros de corte, donde los pórticos son capaces de resistir momentos por cargas gravitacionales y cargas laterales y, los muros absorben esfuerzos de cortante (Nandini, 2013). La capacidad para resistir cargas sísmicas depende de su rigidez, módulo de elasticidad y ductilidad. El código ASCE/SEI 7-16 establece que al menos el 25% de las cargas sísmicas deben ser soportadas por los SMF para que el sistema se considere como dual. La NEC-15, por su parte, establece que al menos el 75% del cortante basal en las dos direcciones de análisis debe ser soportado por los muros de corte.

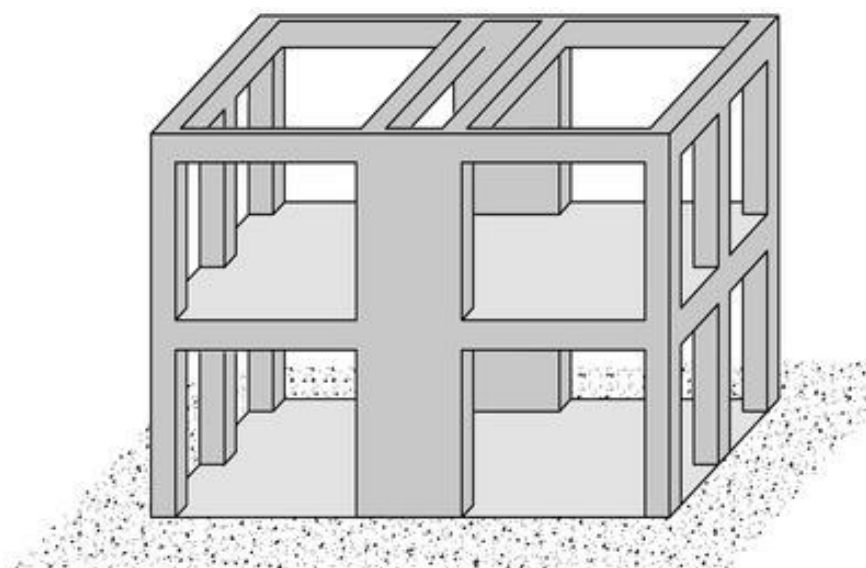


Figura 6. Sistema dual.

Fuente: Basado en el diccionario de GEM taxonomías publicado por openquake.org

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto de titulación intenta reproducir las condiciones típicas de la ciudad de Quito para un sistema estructural mixto no convencional basado en hormigón liviano y acero estructural. Para esto se hace referencia a un edificio tipo de 15 pisos con fines residenciales, de oficina y comerciales para cuatro casos de

estudio. La estructura de uso mixto está conformada por 52 departamentos, 4 oficinas, 4 locales comerciales y, 4 subsuelos con capacidad para 104 parqueaderos y 4 bodegas comunales. El sistema resistente a momento involucra las propiedades estructurales del hormigón armado en vigas y columnas y, del acero, en los elementos secundarios. Además, se incluye el uso de muros de cortante con el fin de que la estructura se desempeñe como un sistema dual. Por otro lado, la edificación empleará el sistema constructivo Drywall para los muros divisorios.

Los cuatro casos de estudio tienen la intención de combinar dos materiales disponibles localmente y así evaluar la influencia en el comportamiento estructural y el impacto económico de un mismo proyecto. De aquí la primera alternativa consiste en el uso de hormigón armado de peso normal y acero estructural ASTM A36; la segunda alternativa, hormigón armado de peso normal y acero ASTM A572 Gr 50; la tercera, hormigón armado de peso ligero y acero estructural ASTM A36 y; la cuarta, hormigón armado de peso ligero y acero ASTM A572 Gr 50.

3.1.1. UBICACIÓN

Ubicada en la zona del valle interandino, la ciudad de Quito ha sido afectada por terremotos corticales superficiales de alta intensidad. El último terremoto registrado fue el 10 de agosto de 1990, este evento sísmico; al igual que otros sismos, involucran a la estructura geológica reconocida por ser formada por un conjunto de fallas inversas y activas del Distrito Metropolitano de Quito. Este sistema de fallas separa principalmente a la ciudad y a los valles de Tumbaco y Los Chillos en dos bloques, el cual el bloque donde se ubica Quito se sobrepone respecto al de los valles en contra de fuerzas gravitatorias por fuerzas de tectónicas de compresión que presionan al continente desde el Oeste, tratándose de una falla inversa de gran preocupación ya que podría generar sismos impulsivos de alta intensidad (Yepes, 2014).

Es así que el entorno geodinámico que rodea a Quito lo convierte en una zona de alta actividad tanto sísmica como volcánica. Por lo tanto, está situado dentro una hoya formada por depósitos de suelo de origen volcánico y de la erosión del suelo

por factores externos (pluvial, eólico y glacial), constituyendo un relleno sedimentario de materiales mezclados y estratificados (Valverde et al., 2002).

El sitio de emplazamiento del proyecto es en la zona circundante al antiguo aeropuerto. Reubicar el aeropuerto Mariscal Sucre fuera de la ciudad abre la posibilidad de un desarrollo constructivo vertical donde se promueva la densificación urbana a su alrededor. De esta manera, el Consejo Metropolitano de Quito aprobó en el año 2013 el Plan Especial Bicentenario, delineado en la Ordenanza 352, con el objetivo de consolidar y redesarrollar el entorno urbano del parque a través de una política de ordenamiento territorial y gestión del área de influencia. La disposición permite la construcción de torres de hasta 30 pisos en la zona, la figura 7 muestra una visión general del Plan Bicentenario.



Figura 7. Maqueta del Plan Bicentenario.

Fuente: (Periodismodigital2, 2013)

Para obtener la distribución de suelos en Quito por tipo de suelo considerado por NEC-15, Aguiar (2017) recopila datos de velocidad de onda de corte V_{s30} de diferentes partes de la ciudad y presenta las reclasificaciones de suelo en Quito. La Figura 8 identifica el tipo de suelo según los distritos administrativos de la ciudad.

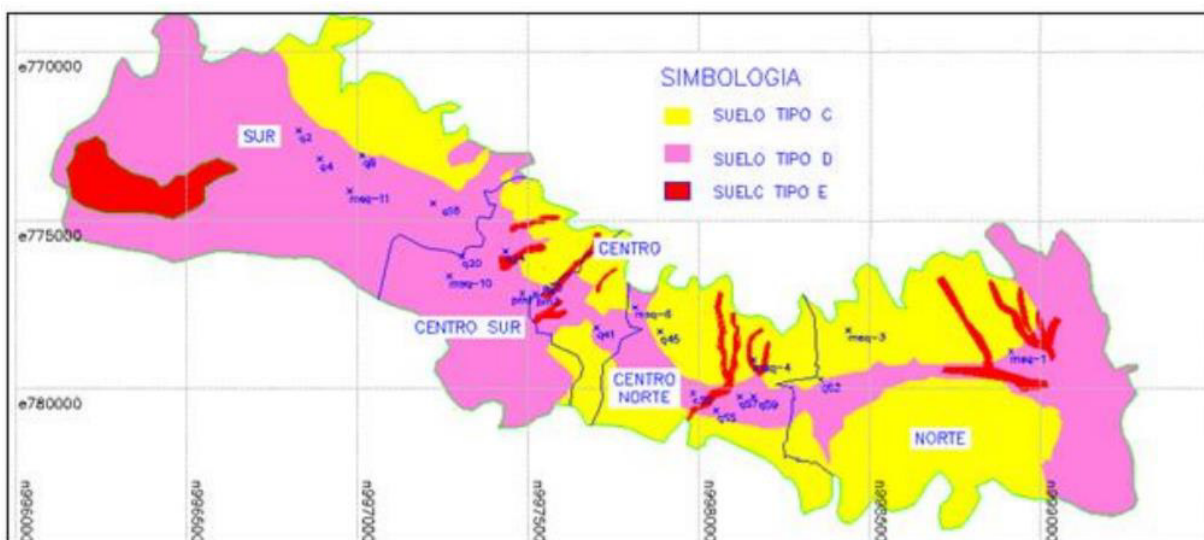


Figura 8. Tipo de suelos de Quito según clasificación NEC-15.

Fuente: (Aguar, 2017)

Por lo tanto, el tipo de suelo presente en la zona de implantación del proyecto corresponde a un suelo tipo D, correspondiente a un suelo rígido donde la V_{s30} se encuentra entre los valores de 180 – 360 m/s.

3.1.2. PROPUESTA ARQUITECTÓNICA

El edificio propuesto reúne varios usos dentro del proyecto con el objetivo de considerar las necesidades de los futuros ocupantes. El proyecto incorpora departamentos residenciales en los niveles superiores y, locales comerciales y oficinas, al nivel inferior. Los niveles de subsuelo son de uso exclusivo de estacionamiento y bodegas comunes. El proyecto tiene 13 niveles superiores, 2 niveles inferiores y 4 subsuelos. La altura general de la edificación es de 45.00m con una altura de entrepiso de 3m.

3.1.2.1. Niveles inferiores

Planta baja: La planta de 722.80m² está constituida por 4 locales comerciales con un baño social cada uno y un hall de ingreso por nivel. La distribución en planta está conformada de la siguiente manera: 2 locales comerciales principales y 2 secundarios cuya área individual es de 146m² y 90m², respectivamente.

Primer piso: El primer piso es de uso exclusivo para oficinas, la planta en total dispone de 4 oficinas con dos baños sociales cada una y un área de descanso. La distribución en planta está conformada de la siguiente manera: 2 oficinas principales y 2 secundarias cuya área individual es de 160m² y 137m², respectivamente.

3.1.2.2. Niveles superiores

Los 13 niveles superiores están conformados por 152 departamentos, cada nivel dispone de 4 departamentos tipo. El área de cada departamento es de 175m² y está distribuido de la siguiente manera: Un dormitorio máster, 2 dormitorios individuales, sala, comedor, cocina, sala de estudio, lavarropas, un baño social y un baño privado.

3.1.2.3. Subsuelos

El proyecto posee 4 niveles de subsuelo. El área en planta de cada nivel de subsuelo es de 1230 m², aproximadamente. Cada nivel de subsuelo dispone alrededor de 25 parqueaderos y una bodega para uso común del edificio. En el último subsuelo se dispone la cisterna para uso de los futuros ocupantes.

3.1.3. SISTEMA ESTRUCTURAL

El modelo físico del proyecto consiste en un sistema dual compuesto por pórticos especiales y muros de corte. Con la finalidad de cumplir la disposición de la NEC-SE-DS, los muros de corte están ubicados en zonas específicas del perímetro de la edificación y, de manera simétrica, en las cuatro caras conservando su longitud en toda su altura, desde los subsuelos hasta el último piso.

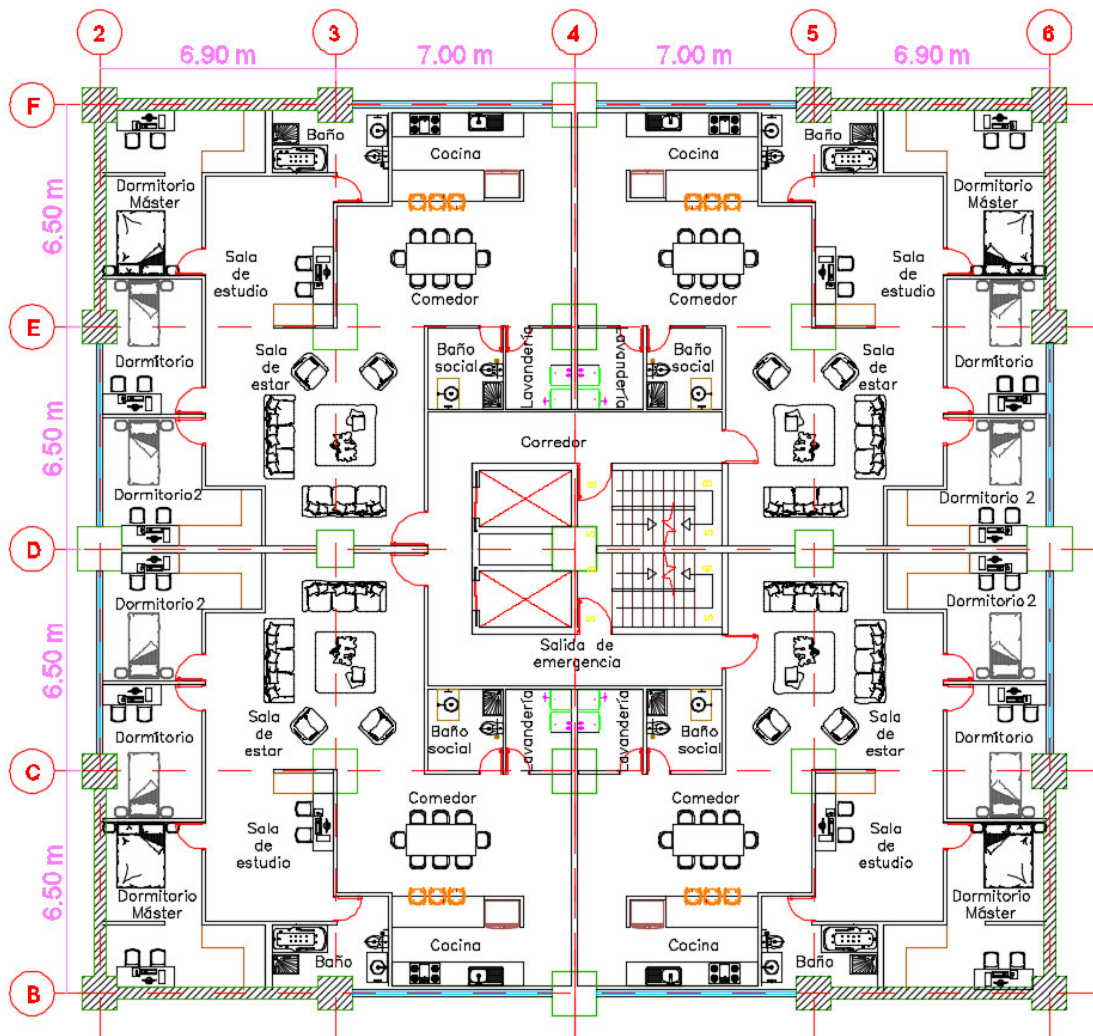


Figura 9. Propuesta arquitectónica.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

3.2. ESTIMACIÓN DE CARGAS

3.2.1. CARGA MUERTA

La clasificación de las cargas permanentes del edificio se determina según los lineamientos del capítulo 1 de la NEC-SE-CG la norma incluye el peso propio como el peso de los componentes estructurales (columnas, vigas y losas) y al peso sobrepuesto por instalaciones, recubrimientos y paredes. El peso de vigas, columnas y losas no está contemplado dentro del cálculo de carga muerta debido a que la herramienta computacional los considera automáticamente.

Por lo tanto, las cargas del piso se calculan teniendo en cuenta la gravedad específica de los componentes que no están incluidos en el peso muerto de los elementos estructurales, es decir, acabados, muros divisorios e instalaciones.

3.2.1.1. Tabiques Drywall

Los muros divisorios están conformados por dos placas de yeso estándar de ½”, ancladas a una estructura constituida por perfiles metálicos galvanizados. Según la ficha técnica de la empresa proveedora, el peso por m² por cada par de placas es de 13.4 kg que, en conjunto con la estructura, aislante y revestimiento, alcanza un peso total del tabique de aproximadamente 20kg/m².

3.2.1.2. Mampostería de bloque

Las paredes exteriores y las delimitaciones de área de uso están constituidas por mampostería tradicional de 20 cm de espesor. El peso por unidad de área incluye tanto el peso de los bloques huecos de hormigón como los morteros para unión y enlucido, dando un valor de 186.5kg/m².

3.2.1.3. Masillado

Para cubrir los desperfectos y preparar una superficie plana adecuada para la implantación de acabados de piso, se considera un masillado con un espesor de 2 cm de mortero 1:3 con un peso específico de 2.0 T/m³, obteniendo un peso por m² de masillado igual a 42kg/m².

3.2.1.4. Cielo falso

El tumbado del proyecto está compuesto por una estructura metálica galvanizada que permite fijar las placas de gypsum. Una vez superpuestas las placas al techo, estas son alisadas y niveladas con un estucado de yeso para proporcionar una superficie adecuada para el acabado final. El sistema en conjunto tiene un peso aproximado de 10 kg/m².

3.2.1.5. Acabados de piso

El material cerámico para el revestimiento final a instalar en el piso, una vez nivelado y alisado, es baldosa de cerámica adherida con mortero de cemento. El peso por m² es de 20 kg por cada centímetro de espesor. Por lo tanto, al presentar un

revestimiento de 1 cm de espesor, se tiene como resultado un peso total de 20 kg/m². Una vez recopilada la información referente a los pesos de entrepiso, el proyecto de uso mixto se distribuye de la siguiente manera:

Tabla 10.

Carga muerta por niveles del proyecto.

| Piso | Nivel | Uso | Carga muerta [T/m²] |
|-------------|--------------|---------------------|---------------------------------------|
| N15 | 45 | Terraza inaccesible | 0.05 |
| N14 | 42 | Residencial | 0.21 |
| N13 | 39 | Residencial | 0.21 |
| N12 | 36 | Residencial | 0.21 |
| N11 | 33 | Residencial | 0.21 |
| N10 | 30 | Residencial | 0.21 |
| N9 | 27 | Residencial | 0.21 |
| N8 | 24 | Residencial | 0.21 |
| N7 | 21 | Residencial | 0.21 |
| N6 | 18 | Residencial | 0.21 |
| N5 | 15 | Residencial | 0.21 |
| N4 | 12 | Residencial | 0.21 |
| N3 | 9 | Residencial | 0.21 |
| N2 | 6 | Residencial | 0.21 |
| N1 | 3 | Oficinas | 0.22 |
| PB | 0 | Locales comerciales | 0.14 |
| S1 | -3 | Parqueaderos | 0.06 |
| S2 | -6 | Parqueaderos | 0.06 |
| S3 | -9 | Parqueaderos | 0.06 |
| S4 | -12 | Parqueaderos | 0.06 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

En las cargas de entrepiso son mayoradas en un 10% para tomar en consideración las cargas por instalaciones.

3.2.2. CARGA VIVA

La carga viva se dispone acorde a las estimaciones mínimas uniformemente distribuidas establecidas por la NEC-SE-CG dentro del apéndice 4.2 según la serviciabilidad del edificio. Por lo tanto, la sobrecarga de uso de la edificación se distribuye de la siguiente manera:

Tabla 11.

Carga viva por niveles del proyecto.

| Piso | Nivel | Uso | Carga viva [T/m²] |
|-------------|--------------|---------------------|---|
| N15 | 45 | Terraza inaccesible | 0.07 |
| N14 | 42 | Residencial | 0.2 |
| N13 | 39 | Residencial | 0.2 |
| N12 | 36 | Residencial | 0.2 |
| N11 | 33 | Residencial | 0.2 |
| N10 | 30 | Residencial | 0.2 |
| N9 | 27 | Residencial | 0.2 |
| N8 | 24 | Residencial | 0.2 |
| N7 | 21 | Residencial | 0.2 |
| N6 | 18 | Residencial | 0.2 |
| N5 | 15 | Residencial | 0.2 |
| N4 | 12 | Residencial | 0.2 |
| N3 | 9 | Residencial | 0.2 |
| N2 | 6 | Residencial | 0.2 |
| N1 | 3 | Oficinas | 0.25 |
| PB | 0 | Locales comerciales | 0.48 |
| S1 | -3 | Parqueaderos | 0.2 |
| S2 | -6 | Parqueaderos | 0.2 |
| S3 | -9 | Parqueaderos | 0.2 |
| S4 | -12 | Parqueaderos | 0.2 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

El predimensionamiento se lleva a cabo según los requerimientos dimensionales mínimos especificados por la normativa correspondiente a cada uno de los elementos. Las dimensiones de losas con placa colaborante están sujetas a las propiedades de sección compuesta provistas por el fabricante del producto. Los

límites dimensionales para elementos de tipo viga, columna y muro de hormigón armado se rigen al código ACI 318-19. Por otro lado, los elementos secundarios de acero estructural se dimensionan con base en el límite elástico del material según AISC 360-16.

3.3.1. LOSAS

El prediseño de losa con placa colaborante se realizó en base a la ficha técnica provista por el fabricante. La placa seleccionada está constituida por una lámina de acero estructural según las normas técnicas NTE INEN 2397, ASTM A653 y ANSI/ASCE 3-91, galvanizada G-90 de espesor de 0.76 mm. La losa de hormigón del sistema es de 5 cm de espesor. Se verificó la capacidad estructural de la placa colaborante para la luz de diseño, sobrecargas de uso y longitud máxima sin apuntalar requerida en la ficha técnica del material.

3.3.2. VIGAS PRINCIPALES

El diseño preliminar de vigas de hormigón armado de peso normal y acero de refuerzo $f_y=420\text{MPa}$ se lleva a cabo de acuerdo con los valores límite especificados en la cláusula 9.3.1.1 de ACI 318-19. Donde establece que la altura mínima de los elementos depende de la condición de apoyo y longitud de vano (Ver tabla 12). Para los elementos a flexión construidos con hormigón liviano, la ACI 318-19 determina que la altura mínima obtenida debe multiplicarse por un factor de corrección especificado en la sección 9.3.1.1.2. Por otro lado, tanto la NEC-15 como el ACI 318-19 establece que, el ancho mínimo del elemento debe ser por lo menos 0.3 veces la altura de la viga o 25 cm.

Tabla 12.

Altura mínima para vigas de hormigón armado.

| Condición de apoyo | Altura mínima, h |
|---------------------------|-------------------------|
| Simplemente apoyada | L/16 |
| Con un extremo continuo | L/18.5 |
| Ambos extremos continuos | L/21 |
| En voladizo | L/8 |

Nota. Las expresiones son aplicables para hormigón de peso normal y $f_y = 420$ MPa. Para otros casos, la altura mínima h debe modificarse de acuerdo con 9.3.1.1.1 a 9.3.1.1.3, según corresponda. (ACI318-19).

A continuación, se presenta un ejemplo de cálculo del predimensionamiento de la viga principal 4-5 eje D con hormigón de peso normal:

- Altura mínima

$$h = \frac{L}{21} \rightarrow \text{Ambos extremos continuos}$$

$$h = \frac{700 \text{ cm}}{21}$$

$$h = 33.33 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

- Base

$$b \geq 0.3 \cdot h \text{ y } 25 \text{ cm}$$

$$b \geq 0.3 \cdot 35 \text{ cm y } 25 \text{ cm}$$

$$b \geq 10.5 \text{ cm y } 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

El siguiente ejemplo de cálculo muestra el predimensionamiento de la viga principal 5-6 eje D con hormigón de peso normal:

- Altura mínima

$$h = \frac{L}{18.5} \rightarrow \text{Con un extremo continuo}$$

$$h = \frac{700 \text{ cm}}{18.5}$$

$$h = 37.84 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

- Base

$$b \geq 0.3 \cdot h \text{ y } 25 \text{ cm}$$

$$b \geq 0.3 \cdot 40 \text{ cm y } 25 \text{ cm}$$

$$b \geq 12 \text{ cm y } 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

El siguiente ejemplo de cálculo muestra el predimensionamiento de la viga principal 4-5 eje D con hormigón de peso liviano:

- Factor de corrección

$$f = \max(1.65 - 0.0003 \cdot w_c ; 1.09)$$

$$f = \max(1.65 - 0.0003 \cdot 1810 ; 1.09)$$

$$f = \max(1.107 ; 1.09)$$

$$f = 1.107$$

- Altura mínima

$$h = \frac{L}{21} \cdot 1.098 \rightarrow \text{Ambos extremos continuos}$$

$$h = \frac{700 \text{ cm}}{21} \cdot 1.107$$

$$h = 36.9 \text{ cm} \approx 40 \text{ cm}$$

- Base

$$b \geq 0.3 \cdot h \text{ y } 25 \text{ cm}$$

$$b \geq 0.3 \cdot 40 \text{ cm y } 25 \text{ cm}$$

$$b \geq 12 \text{ cm y } 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

El siguiente ejemplo de cálculo muestra el predimensionamiento de la viga principal 5-6 eje D con hormigón de peso liviano:

- Factor de corrección

$$f = \max(1.65 - 0.0003 \cdot w_c ; 1.09)$$

$$f = \max(1.65 - 0.0003 \cdot 1810 ; 1.09)$$

$$f = \max(1.107 ; 1.09)$$

$$f = 1.107$$

- Altura mínima

$$h = \frac{L}{18.5} \cdot 1.098 \rightarrow \text{Con un extremo continuo}$$

$$h = \frac{700 \text{ cm}}{18.5} \cdot 1.107$$

$$h = 41.89 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

- Base

$$b \geq 0.3 \cdot h \text{ y } 25 \text{ cm}$$

$$b \geq 0.3 \cdot 45 \text{ cm y } 25 \text{ cm}$$

$$b \geq 13.5 \text{ cm y } 25 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

La altura de las vigas por prediseño queda distribuida de la siguiente manera:

Hormigón normal:

- Vigas de borde: V25x40
- Vigas interiores: V25x35

Hormigón liviano:

- Vigas de borde: V25x45
- Vigas interiores: V25x40

3.3.3. VIGAS SECUNDARIAS

Las vigas secundarias del sistema están conformadas por perfiles soldados contruidos con planchas laminadas en caliente. Con base en las dimensiones obtenidas para la placa colaborante se selecciona una separación entre vigas secundarias de 2.20 m capaces de soportar la carga sobrepuesta según la ficha técnica de la misma.

El predimensionamiento de los elementos secundarios se realiza según las reglas generales de diseño expuestas en el libro "Structural steel design" de Aghayere y Vigil (2020), en donde expone lo siguiente:

La altura mínima de una viga secundaria de acero debe ser:

$$\text{Altura} \geq \frac{L}{24}$$

y, la inercia mínima requerida de una viga secundaria de acero

$$I_{\text{Requerida}} = \frac{w \cdot L^3}{64}$$

Donde,

W Carga distribuida no factorada en $\frac{\text{kips}}{\text{ft}}$.

L Longitud del vano ft.

Adicionalmente, se garantiza que el momento máximo generado por la carga distribuida presente en el ancho cooperante de la viga no supere el estado límite de fluencia de los aceros ASTM A36 y A572 Gr.50.

A continuación, se presenta un ejemplo de cálculo de la viga central del panel comprendido entre los ejes B-C y 3-4. El siguiente procedimiento es aplicable para hormigón liviano y normal:

- Altura mínima

$$\text{Altura} = \frac{L}{24}$$

$$\text{Altura} = \frac{700 \text{ cm}}{24}$$

$$\text{Altura} = 29.20 \text{ cm}$$

- Inercia requerida

$$\frac{\left[\frac{\text{T}}{\text{m}}\right] \cdot [\text{m}]^3}{64} = \frac{\left[\frac{\text{T}}{\text{m}} \cdot \frac{1 \text{ kip}}{0.45359 \text{ T}} \cdot \frac{0.3048 \text{ m}}{1 \text{ ft}}\right] \cdot \left[\text{m} \cdot \frac{1 \text{ ft}}{0.3048 \text{ m}}\right]^3}{64}$$

$$\frac{\left[\frac{\text{T}}{\text{m}}\right] \cdot [\text{m}]^3}{64} = \frac{23.7305 \left[\frac{\text{kips}}{\text{ft}}\right] \cdot [\text{ft}^3]}{64}$$

$$I_{\text{Requerida}} = \frac{23.7305 \cdot w \cdot L^3}{64}$$

$$I_{\text{Requerida}} = \frac{23.7305 \cdot \left(1.773 \frac{\text{T}}{\text{m}}\right) \cdot (7 \text{ m})^3}{64}$$

$$I_{\text{Requerida}} = 225.49 \text{ in}^4$$

$$I_{\text{Requerida}} = 225.49 \text{ in}^4 \cdot \frac{(2.54)^4 \text{ cm}^4}{\text{in}^4}$$

$$I_{\text{Requerida}} = 9385.65 \text{ cm}^4$$

- Estado límite de fluencia

Se determina el módulo plástico requerido en función de las sollicitaciones de la viga.

$$M_n = \frac{M_{\text{Máx}}}{0.9} = F_y \cdot Z_x$$

$$Z_x = \frac{M_{\text{Máx}}}{0.9 \cdot F_y}$$

$$Z_x = \frac{1562000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.9 \cdot 2550 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$Z_x = 680.61 \text{ cm}^3$$

- Dimensionamiento

Se realiza un proceso iterativo con el objetivo de obtener una sección que satisfaga los 3 criterios del predimensionamiento.

$$\text{Altura} \geq 29.2 \text{ cm}$$

$$\text{Inercia: } I = \frac{b_f \cdot (h_w + 2 \cdot t_f)^3}{12} - \frac{(b_f - t_w) \cdot h_w^3}{12}$$

$$\text{Módulo plástico: } Z_x = 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f \cdot (h_w + t_f)}{2} + \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} \right)$$

Sección seleccionada: I300X10X150X10

$$\text{Altura} = h_w + 2 \cdot t_f$$

$$\text{Altura} = 30 \text{ cm} + 2 \cdot 1 \text{ cm}$$

$$\text{Altura} = 32 \text{ cm} > 29.2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b_f \cdot (h_w + 2 \cdot t_f)^3}{12} - \frac{(b_f - t_w) \cdot h_w^3}{12}$$

$$I = \frac{15 \cdot (30 + 2 \cdot 1)^3}{12} - \frac{(15 - 1) \cdot 30^3}{12}$$

$$I = 9460 \text{ cm}^4 \geq 9385.65 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 2 \cdot \left(\frac{b_f \cdot t_f \cdot (h_w + t_f)}{2} + \frac{t_w \cdot h_w^2}{8} \right)$$

$$Z_x = 2 \cdot \left(\frac{15 \cdot 1 \cdot (30 + 1)}{2} + \frac{1 \cdot 30^2}{8} \right)$$

$$Z_x = 690 \text{ cm}^3 > 680.61 \text{ cm}^3$$

La tabla 13 resume las secciones a emplearse en la estructura según el uso.

Tabla 13.

Sección de vigas secundarias según su uso.

| Uso | Hormigón normal | Hormigón liviano |
|----------------------|------------------------|-------------------------|
| Terraza | I 280X6X130X8 | I 280X8X100X8 |
| Departamentos | I 280X10X140X10 | I 280X6X150X10 |
| Oficinas | I 280X10X140X10 | I 280X6X150X10 |
| Locales | I 300X10X150X10 | I 300X10X140X10 |
| Parqueaderos | I 280X6X130X8 | I 280X8X100X8 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

3.3.4. COLUMNAS

Los parámetros básicos para determinar las dimensiones iniciales de la columna son la carga de gravedad y la resistencia a la compresión transversal, así lo determina la NEC15, dentro de su capítulo de “Estructuras de Hormigón Armado”. En el caso del cálculo preliminar de columnas, el peso muerto incluye la carga especificada en el apartado 3.2.1 del peso propio de los componentes estructurales (columnas, vigas y losas). Por otro lado, las cargas dinámicas pueden verse afectadas por el factor de reducción establecido en la norma NEC-SE-CG.

El procedimiento inició identificando tres tipos de columna: esquinera, de borde e interior cuya área cooperante es 11.20 m², 22.75 m² y 45.5 m², respectivamente. Posteriormente, se estimó la fuerza axial por cada nivel piso del proyecto y se verificó que la demanda de carga se encuentre dentro de la región aceptable en el diagrama de interacción ($P_u \approx P_o/4$). Por último, las secciones propuestas cumplen con las condiciones mínimas establecidas por las ACI 318-19, donde se indica que:

- La menor dimensión de la sección transversal tiene que ser al menos 300 mm a partir de una línea recta que atraviesa el centro de gravedad geométrico.
- La menor dimensión y la dimensión perpendicular de la sección transversal deben tener una proporción mayor a 0.4.
- El cambio de sección garantiza que la pendiente de una barra longitudinal doblada no exceda 1 en 6 con respecto al eje de la columna.

3.3.4.1. Reducción de carga viva

La NEC-SE-CG-15 permite la reducción de carga viva siempre que las limitaciones del inciso b de la sección 3.2.2. se tomen en cuenta dentro del caso de análisis. Cuando existan sobre el elemento de soporte dos o más pisos, esta puede reducirse en un 20%. Si la carga viva es menor a 480 kg/m², el porcentaje a reducir depende de la siguiente fórmula:

Si $K_{LL} \cdot A_T \geq 35\text{m}^2$, entonces:

$$L = L_o \cdot \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right)$$

Donde,

L Sobrecarga uniformemente distribuida dentro del área cooperante.

Lo Sobrecarga uniformemente distribuida sin reducir, tomada de la Tabla 9 apéndice 4.2 de la NEC-SE-CG.

K_{LL} Factor de sobrecarga, este factor depende de la ubicación de la columna en planta y si dispone de elementos en voladizo, tomada de la Tabla 2 de la NEC-SE-CG.

A_T Área cooperante.

A continuación, se presenta el ejemplo de cálculo de la columna D4 de hormigón de peso normal. El procedimiento es aplicable para hormigón de peso liviano:

- Estimación de cargas muerta sobre la columna en el subsuelo 4.

$$D_{S_4} = (W_{Losas} + W_{paredes}) \cdot A_{Coop} + W_{vigas} \cdot L_{Coop} + W_{Columna}$$

$$D_{S_4} = \left(187.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 57 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \cdot 45.5 \text{ m}^2 + 210 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot (7 \text{ m} + 6.5 \text{ m}) + 7940 \text{ kg}$$

$$D_{S_4} = 21.87 \text{ T}$$

Se determina la carga axial total en el base de la columna como la suma de los niveles superiores.

$$D = 471.76 \text{ T}$$

- Estimación de cargas viva sobre la columna en el subsuelo 4.

$$L_{O_{S_4}} = (W_{Parqueaderos}) \cdot A_{Coop}$$

$$L_{O_{S_4}} = \left(200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}\right) \cdot 45.5 \text{ m}^2$$

$$L_{O_{S_4}} = 9.1 \text{ T}$$

Se determina la carga axial total en la base de la columna como la suma de los niveles superiores.

$$L_o = 180.64 \text{ T}$$

- Reducción de carga viva

$$K_{LL} \cdot A_T \geq 35 \text{ m}^2$$

$$4 \cdot 45.5 \text{ m}^2 \geq 35 \text{ m}^2$$

$$182 \text{ m}^2 > 35 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Se permite reducción de carga viva}$$

$$L = L_o \cdot \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right)$$

$$L = 180.64 \text{ T} \cdot \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{4 \cdot 45.5}} \right)$$

$$L = 106.35 \text{ T}$$

- Combinación de cargas

$$P_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$$

$$P_u = 1.2 \cdot 471.76 \text{ T} + 1.6 \cdot 106.35 \text{ T}$$

$$P_u = 736.27 \text{ T}$$

- Determinación de la capacidad nominal a compresión de la sección

Se asume una cuantía de acero equivalente al 1% y una sección de 105X105 cm.

$$A_g = B \cdot H$$

$$A_g = 105 \text{ cm} \cdot 105 \text{ cm}$$

$$A_g = 11025 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \rho \cdot A_g$$

$$A_s = 0.01 \cdot 11025 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 110.25 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_g + f_y \cdot A_s$$

$$P_o = 0.85 \cdot 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 11025 \text{ cm}^2 + 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 110.25 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 3087 \text{ T}$$

Se establece un criterio de prediseño de $\frac{P_o}{4}$.

$$\frac{P_o}{4} = \frac{3087 \text{ T}}{4}$$

$$\frac{P_o}{4} = 771.75 \text{ T} > 736.27 \text{ T}$$

El prediseño de columnas da como resultado la siguiente distribución de secciones:

Tabla 14.

Sección de columna según la densidad del hormigón y el nivel de piso.

| Columna nivel | Hormigón normal | | | Hormigón liviano | | |
|---------------|-----------------|-----------|-----------|------------------|-----------|-----------|
| | Esquinera | De borde | Interior | Esquinera | De borde | Interior |
| N15 | 55 x 55 | 55 x 55 | 55 x 55 | 50 x 50 | 50 x 50 | 50 x 50 |
| N14 | | | | | | |
| N13 | | | | | | |
| N12 | | | | | | |
| N11 | 65 x 65 | 65 x 65 | 65 x 65 | 60 x 60 | 60 x 60 | 60 x 60 |
| N10 | | | | | | |
| N9 | | | | | | |
| N8 | 75 x 75 | 75 x 75 | 75 x 75 | 70 x 70 | 70 x 70 | 70 x 70 |
| N7 | | | | | | |
| N6 | | | | | | |
| N5 | | | | | | |
| N4 | 85 x 85 | 85 x 85 | 85 x 85 | 80 x 80 | 80 x 80 | 80 x 80 |
| N3 | | | | | | |
| N2 | | | | | | |
| N1 | 95 x 95 | 95 x 95 | 95 x 95 | 90 x 90 | 90 x 90 | 90 x 90 |
| PB | | | | | | |
| S1 | 105 x 105 | 105 x 105 | 105 x 105 | 100 x 100 | 100 x 100 | 100 x 100 |
| S2 | | | | | | |
| S3 | | | | | | |
| S4 | | | | | | |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

3.3.5. MUROS

La ACI 318-19 sección 11.3.1.1. determina que el espesor mínimo de los muros de corte debe ser el mayor de:

- 100 mm
- 1/25 del mínimo entre la longitud y la altura no soportada

Por lo tanto, los muros de corte del proyecto no pueden tener un grosor inferior a 28 cm. El espesor mínimo y la ubicación de los mismos debe ser verificado en la modelación con la finalidad de garantizar la condición de sistema dual.

3.4. CORTANTE BASAL

El cortante basal es la acumulación continua de las fuerzas de corte por carga lateral en cada nivel, actuando en el nivel del primer piso de la estructura en caso de un sismo con las características de diseño, con o sin factor de reducción y determinado de acuerdo con 6.3.2. NEC-SE-DS-1.

$$V = \frac{I \cdot Sa(Ta)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_E} \cdot W$$

Donde,

| | |
|------------------|--|
| V | Cortante basal |
| I | Factor de importancia |
| $Sa(Ta)$ | Espectro de diseño en aceleración |
| R | Coefficiente de reducción de resistencia sísmica |
| ϕ_p, ϕ_E | Coefficientes de configuración en planta y elevación |
| W | Carga sísmica reactiva |

A continuación, se detalla el valor de cada variable involucrada en el cálculo del corte basal.

3.4.1. COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

La metodología de diseño sismorresistente de la NEC-SE-DS establecida en la sección 4.1. clasifica y designa un coeficiente según la utilidad, propósito e importancia de la edificación a construirse. Debido a su aplicación específica, la edificación de uso mixto tiene un factor crítico de 1,0.

3.4.2. ESPECTRO DE DISEÑO EN ACELERACIÓN

El espectro de respuesta elástica de aceleraciones $Sa(Ta)$ se representa como una relación de la aceleración de caída libre, y depende de la clasificación del suelo del lugar de emplazamiento del proyecto, del factor de zona sísmica y de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo (NEC-SE-DS, 2015).

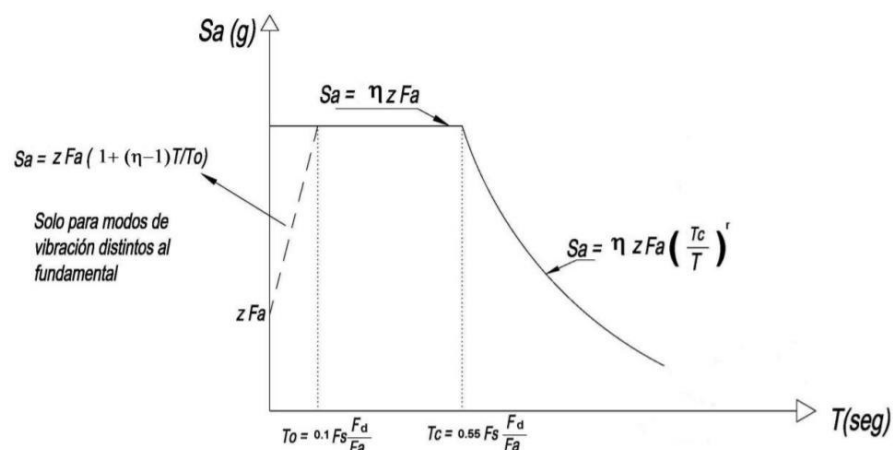


Figura 10. Espectro elástico de diseño en aceleración.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

3.4.2.1. Tipo de suelo

De acuerdo con el literal 3.1.1. del presente proyecto de titulación, el suelo del sitio de emplazamiento corresponde a una clasificación de suelo rígido tipo D acorde a la clasificación de la NEC-SE-DS-15.

3.4.2.2. Factor de zona sísmica, Z

El factor correspondiente para el Distrito Metropolitano de Quito, de acuerdo con la sección 3.1.2 de la NEC-SE-DS, corresponde a categoría peligrosidad sísmica alta V, cuyo valor es $Z = 0.4$.

3.4.2.3. Coeficientes de amplificación del suelo

De acuerdo con la Tabla 3, Sección 3.2.2. para NEC-SE-DS, el factor de consolidación del suelo en la zona de corto plazo (F_a) es 1,2. En contraste, en la Tabla 4, el valor del incremento de orden del espectro de respuesta de desplazamiento elástico para el perfil de roca (F_d) es 1.19. Finalmente, la Tabla 5 considera el comportamiento no lineal del perfil de suelo con respecto a los espectros de aceleración y desplazamiento (F_s) de 1.28. Todos los elementos se determinan sobre la base de la zona sísmica número cinco y la clasificación de suelo D del área de diseño.

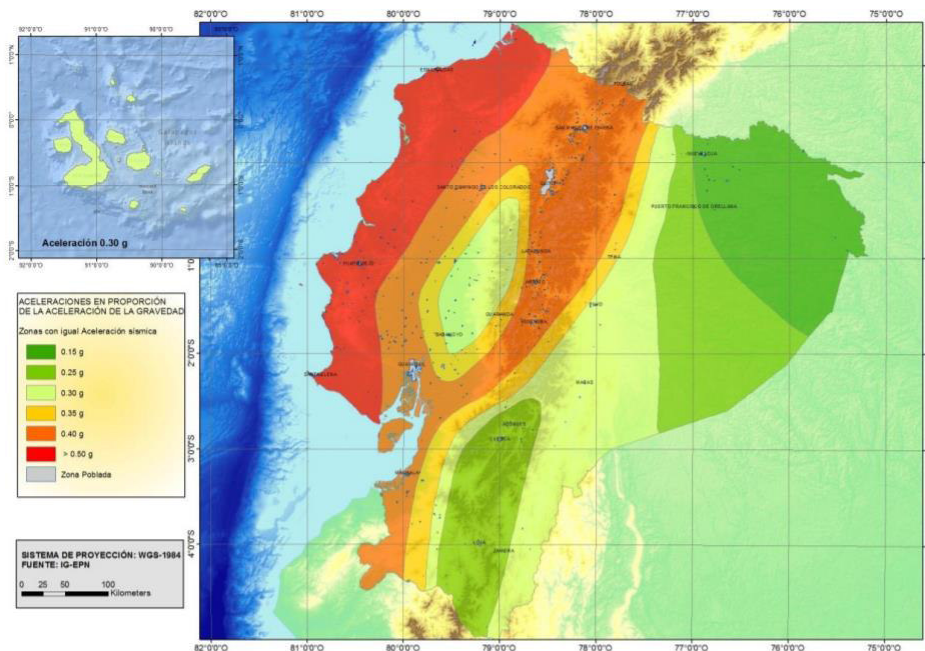


Figura 11. Mapa de las zonas sísmica del Ecuador.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

3.4.2.4. Factor de amplificación espectral

El factor (η) representa la relación que existe entre la aceleración espectral $S_a(T=0.1)$ y el PGA para un determinado periodo de retorno. El factor de amplificación espectral varía dependiendo de la región del Ecuador, para el caso de estudio η corresponde a un valor de 2.48, según el inciso 3.3.1. de la norma NEC-SE-DS.

3.4.2.5. Periodo fundamental de la estructura

El periodo de vibración aproximativo T , de cada uno de los sentidos principales, se puede estimar a partir del método estadístico (Método 1) para edificaciones, como lo señala la NEC-SE-DS-15 en la sección 6.3.3 con la siguiente expresión:

$$T = C_t \cdot h_n^\alpha$$

Donde,

C_t, α Coeficientes que dependen de la clasificación del edificio. Para un sistema estructural dual, los coeficientes toman un valor de 0.055 y 0.75, respectivamente.

- h_n Altura total del proyecto desde el Nv.+0.00. La obra consta de 15 plantas desde la base, con un entrepiso de 3,00 m de altura, la altura total es de 45,00 m
- T Periodo fundamental de vibración.

El valor de T_a para la estructura de estudio es, por consiguiente:

$$T = 0.055 \cdot 45^{0.75} = 0.956 \text{ s}$$

Cabe recalcar que, mientras más alto es el periodo (T) menor es la fuerza sísmica, provocando un sub-dimensionamiento de elementos estructurales. Por este motivo, la NEC-SE-DS-15 señala en la sección 6.3.3. (b) que el valor de T_a estimado por el método 2 tiene que ser menor en un 30% respecto al valor calculado por el Método estadístico (método 1).

Tabla 15.

Periodo fundamental según las especificaciones de la NEC-15.

| Método 1 | 0.956 s ⁻¹ | |
|----------|---------------------------|---------|
| Método 2 | NWC/A36 ^a | 1.173 s |
| | NWC/A572Gr50 ^b | 1.173 s |
| | LWC/A36 ^c | 1.202 s |
| | LWC/A572Gr50 ^d | 1.202 s |

Nota. ^aModelo 1: Hormigón normal de $f'c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A36, ^bModelo 2: Hormigón normal de $f'c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A572 Gr 50, ^cModelo 3: Hormigón liviano de $f'c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A36 y ^dModelo 4: Hormigón liviano de $f'c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A572 Gr 50. Elaborado por Pallo & Velarde.

3.4.2.6. Periodo crítico

El periodo crítico, según la NEC-SE-DS inciso 3.3.1., corresponde al periodo de vibración límite en el espectro elástico de aceleraciones determinado por el sismo con los parámetros de diseño:

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

El valor de T_c para la estructura de estudio es, por consiguiente:

$$T_c = 0.055 \cdot 1.28 \cdot \frac{1.19}{1.20} = 0.698 \text{ s}$$

3.4.2.7. Factor del espectro para el diseño elástico

El factor “r” es empleado dentro del espectro de diseño elástico de la NEC-SE-DS. Este factor selecciona valores en función de la clasificación de suelo, para el caso de estudio, para un suelo tipo D, el factor r es igual 1.0.

3.4.2.8. Aceleración espectral

En función de las expresiones descritas, el espectro sísmico de diseño para el caso de estudio se presenta a continuación:

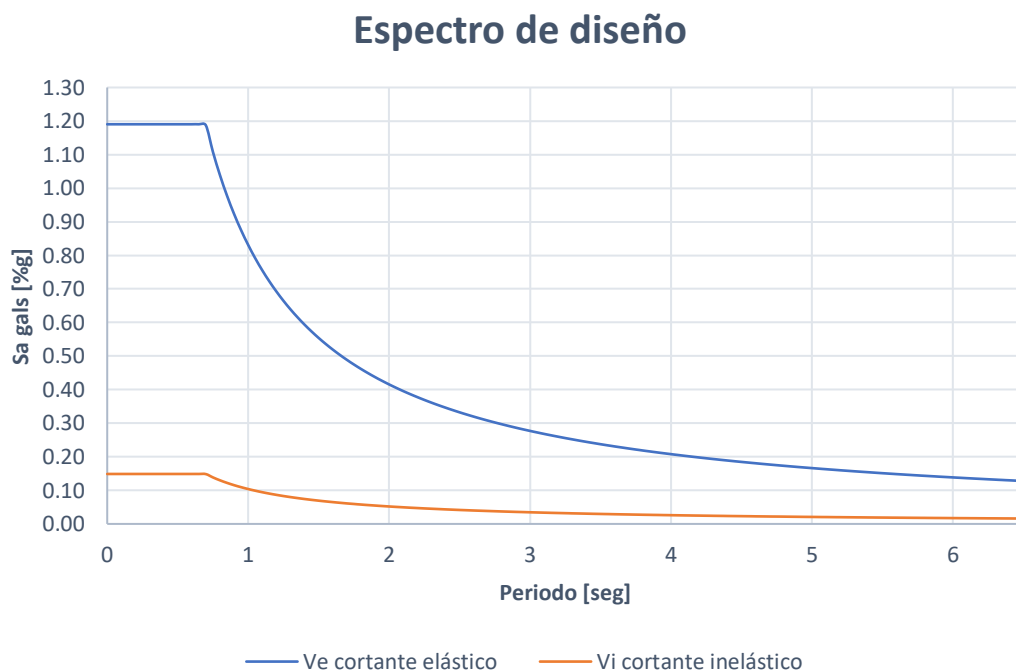


Figura 12. Espectro de diseño para el caso de estudio.

Elaborado por: Pallo, S. & Velarde, K.

Nota. El espectro obedece a una fracción de amortiguamiento del 5%.

Para el caso de estudio presentado, el periodo fundamental T es mayor que el periodo crítico T_c , de manera que la aceleración espectral S_a , según la NEC-SE-DS, se calcula con la expresión:

$$S_a = \eta \cdot z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

$$S_a = 2.48 \cdot 0.4 \cdot 1.2 \cdot \left(\frac{0.698}{0.956}\right)^1 = 0.869g$$

Finalmente, se calcula un valor de S_a de 0.869g.

3.4.3. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA

Dentro de la sección 9.3.7. de la NEC-SE-DS se permite reducir la fuerza sísmica de diseño, siempre que se asegure la ductilidad de la estructura y sus conexiones, y se pueda prever el mecanismo de falla, concentrando el daño en el punto de momento de flexión máxima del elemento estructural. Los modelos propuestos están conformados por un sistema estructural dual por lo tanto el valor del factor de reducción de respuesta de diseño R es 8,0.

3.4.4. IRREGULARIDAD DE CONFIGURACIÓN EN PLANTA Y ELEVACIÓN

La propuesta arquitectónica de la edificación conserva una configuración simple y regular, de forma que no presenta irregularidades en planta ni elevación, ajustándose a una estructura simétrica. En este caso, según la NEC-SE-DS sección 5.2. Tabla 11 y 13, tanto el valor de Φ_e como Φ_p es igual a 1.

Para el presente caso de estudio, se obtiene el siguiente cortante basal de diseño:

$$V = \frac{1 \cdot 0.869s^{-1}}{8 \cdot 1 \cdot 1} \cdot W = 0.109W$$

3.5. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

El modelado de la estructura se realiza mediante un software basado en el método de elementos finitos con un enfoque en el análisis estructural. Se involucra dos materiales constitutivos dentro de los cuatro modelos: uno representa hormigón

armado y el otro acero estructural. La densidad y las propiedades mecánicas de cada hormigón utilizado, así como las propiedades del acero estructural, se clasifican de acuerdo con los parámetros de las normas ACI y ASTM. En cada modelo de edificio, como se muestra en la Fig. 13, se analiza el comportamiento del sistema estructural cuando se somete a cargas de gravedad, y se evalúa el estado tensional de la estructura cuando se somete a cargas cortantes mediante el método de análisis estático lineal (sección 3.5.6) y análisis dinámico lineal (sección 3.5.7).

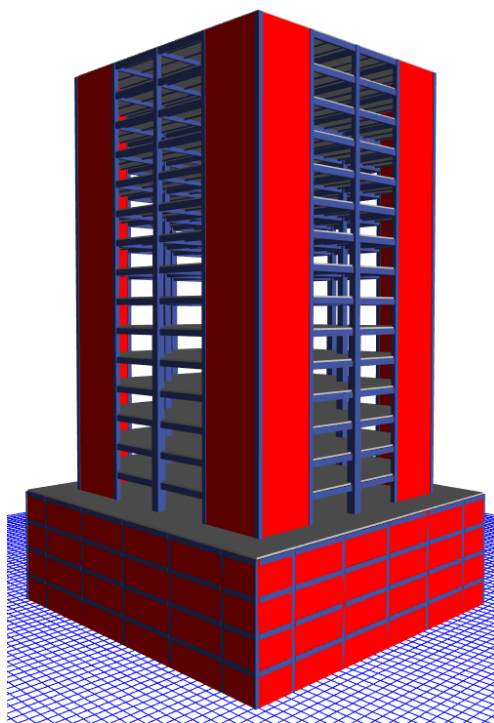


Figura 13. Modelo estructural.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

3.5.1. COMBINACIONES DE CARGA

Los estados límites de resistencia de cada estructura son analizados según las combinaciones de carga dispuesta en la NEC-SE-CG inciso 3.4.3. Para modelar cada estructura, la carga permanente y viva, descrita en el apartado 3.2, es implementada en el software. A continuación, se indica las combinaciones de carga empleadas dentro del modelo:

| | |
|----------------|-----------------------------|
| Combinación 1: | $1.4 \cdot D$ |
| Combinación 2: | $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$ |
| Combinación 3: | $1.2 \cdot D + L \pm E$ |
| Combinación 4: | $0.9 \cdot D \pm E$ |

3.5.2. DEFINICIÓN DE MATERIALES

Los modelos de estudio están conformados por 4 materiales principales. Las propiedades mecánicas de cada uno se describen a continuación:

- Hormigón de peso normal

El peso del material corresponde a 2.4 T/m^3 . El módulo de elasticidad es obtenido de la sección 19.2.2.1. del ACI 318-19. Además, la resistencia compresión del material utilizada es de 280 kg/cm^2 . Las propiedades son asignadas como se muestra en la figura 14 y 15.

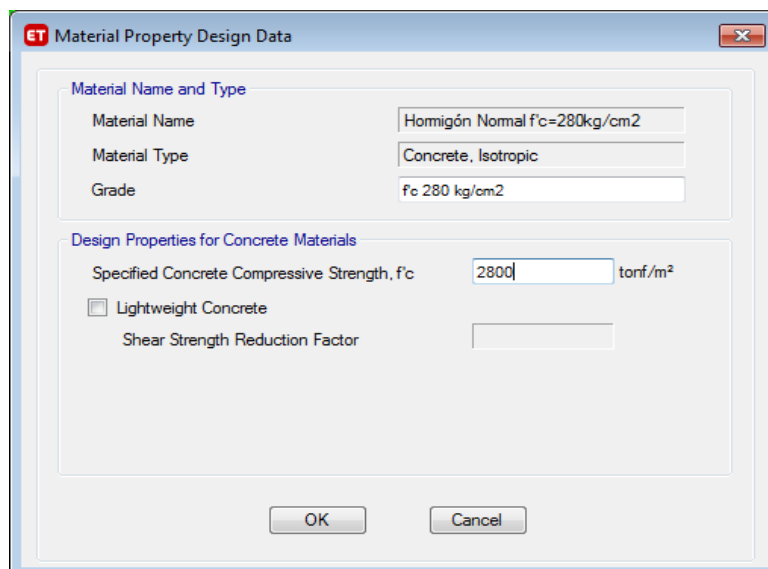


Figura 14. Asignación de la resistencia a compresión del hormigón de peso normal.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

Figura 15. Asignación de propiedades del hormigón de peso normal.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

- Hormigón de peso liviano

El peso del material corresponde a 1.81 T/m^3 (Morales et al., 2019). El módulo de elasticidad es obtenido de la sección 19.2.2.1. del ACI 318-19. Además, la resistencia compresión del material utilizada es de 280 kg/cm^2 . Las propiedades son asignadas como se muestra en la figura 16 y 17.

Figura 16. Asignación de propiedades del hormigón de peso liviano.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

Figura 17. Asignación de la resistencia a compresión del hormigón de peso normal.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

- Acero estructural ASTM A36

Las especificaciones técnicas del acero estructural se obtienen de la normativa ASTM A36/A36M-19 y se asignan como se muestra en la figura 18 y 19.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in ETABS software. The dialog is titled 'Material Property Data' and contains several sections for defining material properties:

- General Data:**
 - Material Name: Acero A36
 - Material Type: Steel
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: (Blue color swatch) Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density (selected) / Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 7.849 tonf/m³
 - Mass per Unit Volume: 0.80038 tonf-s²/m⁴
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 20389019.16 tonf/m²
 - Poisson's Ratio, U: 0.3
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
 - Shear Modulus, G: 7841930.45 tonf/m²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 18. Asignación de propiedades del acero ASTM A36.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

Figura 19. Asignación de las propiedades de diseño del acero ASTM A36.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

- Acero estructural ASTM A572 Gr. 50

Las especificaciones técnicas del acero estructural se obtienen de la normativa ASTM A572/A572M-21 y se asignan como se muestra en la figura 20 y 21.

Figura 20. Asignación de propiedades del acero ASTM A572 Gr.50.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

| Material Name and Type | |
|------------------------|------------------|
| Material Name | Acero A572Gr50 |
| Material Type | Steel, Isotropic |
| Grade | Grade 50 |

| Design Properties for Steel Materials | |
|---------------------------------------|------------------------------|
| Minimum Yield Stress, Fy | 34700 tonf/m ² |
| Minimum Tensile Strength, Fu | 45699.53 tonf/m ² |
| Effective Yield Stress, Fye | 38668.83 tonf/m ² |
| Effective Tensile Strength, Fue | 50269.48 tonf/m ² |

Figura 21. Asignación de las propiedades de diseño del acero ASTM A572 Gr.50.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

3.5.3. DEFINICIÓN DE SECCIONES

Se definen las dimensiones de prediseño de los componentes estructurales tipo viga, columna, muro, viga secundaria y placa colaborante como se muestra a continuación.

- Vigas principales de hormigón armado

The figure shows two dialog boxes from the ETABS software used for defining a reinforced concrete beam section.

Top Dialog: Frame Section Property Data

- General Data:**
 - Property Name: NWC: V25X35
 - Material: Hormigón Normal $f_c=280\text{kg/cm}^2$
 - Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...
 - Display Color: Yellow (Change...)
 - Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:**
 - Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:**
 - Source: User Defined
- Section Dimensions:**
 - Depth: 0.35 m
 - Width: 0.25 m
- Property Modifiers:**
 - Modify/Show Modifiers... (Currently User Specified)
- Reinforcement:**
 - Modify/Show Rebar...
- Buttons:** OK, Cancel, Show Section Properties...
- Checkbox:** Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Bottom Dialog: Frame Section Property Reinforcement Data

- Design Type:**
 - P-M2-M3 Design (Column)
 - M3 Design Only (Beam)
- Rebar Material:**
 - Longitudinal Bars: Acero de refuerzo A706Gr60
 - Confinement Bars (Ties): Acero de refuerzo A706Gr60
- Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid:**
 - Top Bars: 0.06 m
 - Bottom Bars: 0.06 m
- Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams:**
 - Top Bars at I-End: 0 m^2
 - Top Bars at J-End: 0 m^2
 - Bottom Bars at I-End: 0 m^2
 - Bottom Bars at J-End: 0 m^2
- Buttons:** OK, Cancel

Figura 22. Definición de secciones tipo viga.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

- Columna de hormigón armado

The image shows two screenshots of the ETABS software interface, specifically the 'Frame Section Property Data' and 'Frame Section Property Reinforcement Data' dialog boxes.

Frame Section Property Data Dialog:

- General Data:** Property Name: NWC: C105X105; Material: Hormigón Normal $f_c=280\text{kg/cm}^2$; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Change...; Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:** Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:** Source: User Defined
- Section Dimensions:** Depth: 1.05 m; Width: 1.05 m
- Property Modifiers:** Modify/Show Modifiers...; Currently User Specified
- Reinforcement:** Modify/Show Rebar...
- Buttons:** OK, Cancel, Show Section Properties...
- Checkbox:** Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

Frame Section Property Reinforcement Data Dialog:

- Design Type:** P-M2-M3 Design (Column); M3 Design Only (Beam)
- Rebar Material:** Longitudinal Bars: Acero de refuerzo A706Gr60; Confinement Bars (Ties): Acero de refuerzo A706Gr60
- Reinforcement Configuration:** Rectangular; Circular
- Confinement Bars:** Ties; Spirals
- Check/Design:** Reinforcement to be Checked; Reinforcement to be Designed
- Longitudinal Bars:** Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m; Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3; Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5; Longitudinal Bar Size and Area: 20, 0.000314 m^2 ; Corner Bar Size and Area: 20, 0.000314 m^2
- Confinement Bars:** Confinement Bar Size and Area: 10, 0.000079 m^2 ; Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.15 m; Number of Confinement Bars in 3-dir: 3; Number of Confinement Bars in 2-dir: 3
- Buttons:** OK, Cancel

Figura 23. Definición de secciones tipo columna.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

- Muros estructurales de hormigón armado

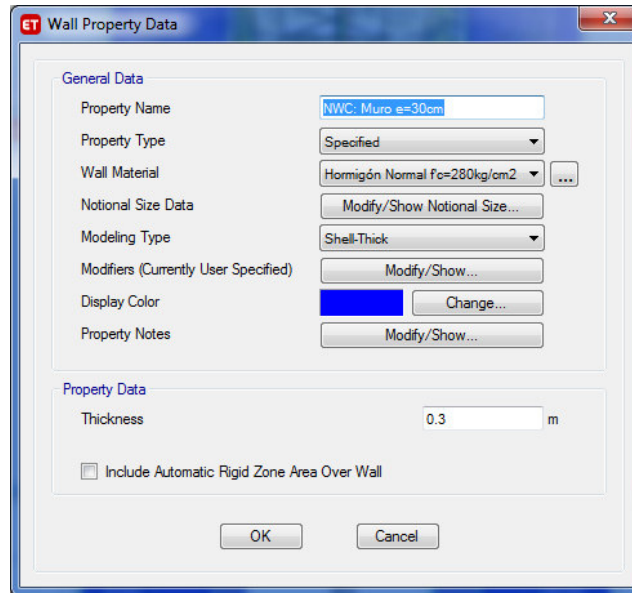


Figura 24. Definición de secciones tipo muro estructural.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

- Vigas secundarias de acero estructural

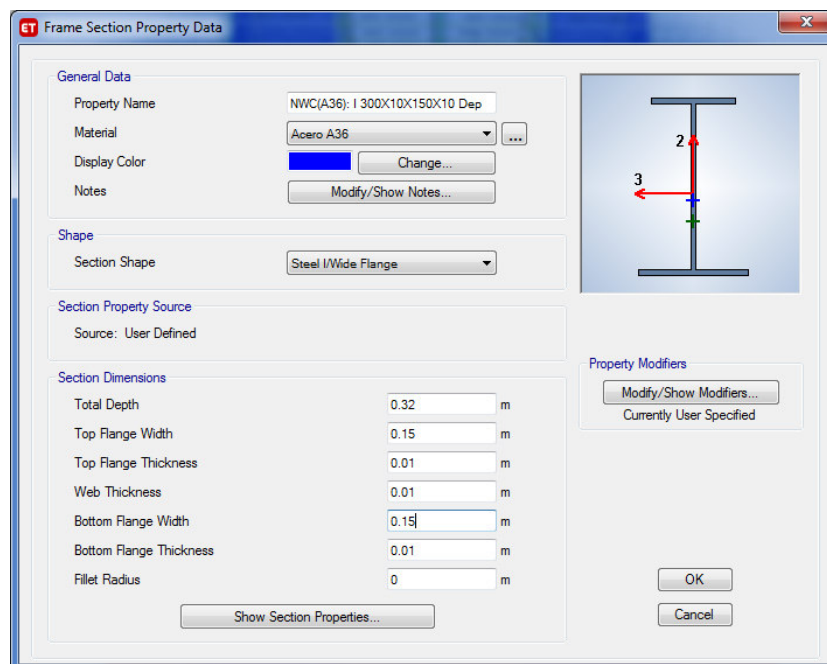


Figura 25. Definición de secciones tipo viga secundaria.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

- Placa colaborante

| General Data | |
|-------------------------------|------------------------------------|
| Property Name | NWC: Losa deck e=5cm |
| Type | Filled |
| Slab Material | Hormigón Normal f _c =28 |
| Deck Material | Deck A653 INEN Gr25 |
| Modeling Type | Membrane |
| Modifiers (Currently Default) | Modify/Show... |
| Display Color | Change... |
| Property Notes | Modify/Show... |

| Property Data | |
|---------------------------------|------------------------------|
| Slab Depth, tc | 0.05 m |
| Rib Depth, hr | 0.055 m |
| Rib Width Top, wrt | 0.192 m |
| Rib Width Bottom, wrb | 0.133 m |
| Rib Spacing, sr | 0.325 m |
| Deck Shear Thickness | 0.001 m |
| Deck Unit Weight | 0.007 tonf/m ² |
| Shear Stud Diameter | 0.019 m |
| Shear Stud Height, hs | 0.09 m |
| Shear Stud Tensile Strength, Fu | 40788.65 tonf/m ² |

Figura 26. Definición de secciones tipo viga secundaria.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

3.5.4. VERIFICACIÓN SISTEMA DUAL

Se verifica el cumplimiento de la condición de sistema dual. Es decir, los muros de cortante tienen que absorber al menos $\geq 75\%$ del corte basal de la estructura. A continuación, se exponen los resultados del modelo de hormigón de peso normal con las secciones mínimas de prediseño:

Section Cutting Line

| | Start Point | End Point | |
|----------|-------------|-----------|---|
| Global X | 24.0683 | -23.5425 | m |
| Global Y | -15.3864 | -15.477 | m |

Load Case: Envoltente

Objects to Include

- Columns
- Beams
- Braces
- Floors
- Walls
- Links

Resultant Force Location and Angle

| | | |
|----------|----------|-----|
| Global X | 0.2629 | m |
| Global Y | -15.4317 | m |
| Global Z | 0 | m |
| Angle | 180.109 | deg |

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | | |
|--------|-------------|--------------|-------------|--------------|-------------|-------------|--------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z | |
| Force | -892.1203 | -890.4268 | -13019.7869 | 892.1203 | 890.4268 | 13286.0069 | tonf |
| Moment | 433560.0206 | -227520.7769 | 30842.0016 | -442424.9984 | 232046.6493 | -30842.0016 | tonf-m |

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 27. Fuerzas en la base, modelo de hormigón de peso normal.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

Section Cutting Line

| | Start Point | End Point | |
|----------|-------------|-----------|---|
| Global X | 24.0683 | -23.5425 | m |
| Global Y | -15.3864 | -15.477 | m |

Load Case: Envoltente

Objects to Include

- Columns
- Beams
- Braces
- Floors
- Walls
- Links

Resultant Force Location and Angle

| | | |
|----------|----------|-----|
| Global X | 0.2629 | m |
| Global Y | -15.4317 | m |
| Global Z | 0 | m |
| Angle | 180.109 | deg |

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | | |
|--------|-------------|-------------|-------------|--------------|------------|------------|--------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z | |
| Force | -659.7774 | 677.2189 | -4387.2737 | 659.7774 | -677.2189 | 4526.2049 | tonf |
| Moment | 158229.6121 | -92575.0501 | -23059.4721 | -162855.9437 | 94936.9496 | 23059.4721 | tonf-m |

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 28. Fuerzas en los muros de la base, modelo de hormigón de peso normal.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

La relación entre la fuerza horizontal en los muros en los sentidos X y Y con respecto a la fuerza horizontal total que soporta la estructura de la siguiente manera:

- Sentido X

$$\frac{659.78 \text{ T}}{892.12 \text{ T}} \cdot 100\% = 73.96\% < 75\%$$

- Sentido Y

$$\frac{677.22 \text{ T}}{890.43 \text{ T}} \cdot 100\% = 76.06\% > 75\%$$

No se garantiza la compatibilidad con el estado del sistema dual en la dirección X.

A continuación, se exhibe los resultados del modelo de hormigón de peso normal con las secciones mínimas de prediseño:

Section Cut Forces

Section Cutting Line

| | Start Point | End Point | |
|----------|-------------|-----------|---|
| Global X | 25.9687 | -29.969 | m |
| Global Y | -15.5675 | -15.2054 | m |

Load Case: Envoltente

Objects to Include

- Columns
- Beams
- Braces
- Floors
- Walls
- Links

Resultant Force Location and Angle

| | | |
|----------|----------|-----|
| Global X | -2.0002 | m |
| Global Y | -15.3865 | m |
| Global Z | 0 | m |
| Angle | 179.629 | deg |

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | | tonf |
|--------|-------------|--------------|-------------|--------------|-------------|------------|--------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z | |
| Force | -758.2076 | -763.1151 | -11598.2115 | 758.2076 | 763.1151 | 11804.6384 | tonf |
| Moment | 387505.2147 | -220183.9314 | -26225.7489 | -394401.9475 | 224102.8022 | 26225.7489 | tonf-m |

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 29. Fuerzas en la base, modelo de hormigón de peso liviano.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

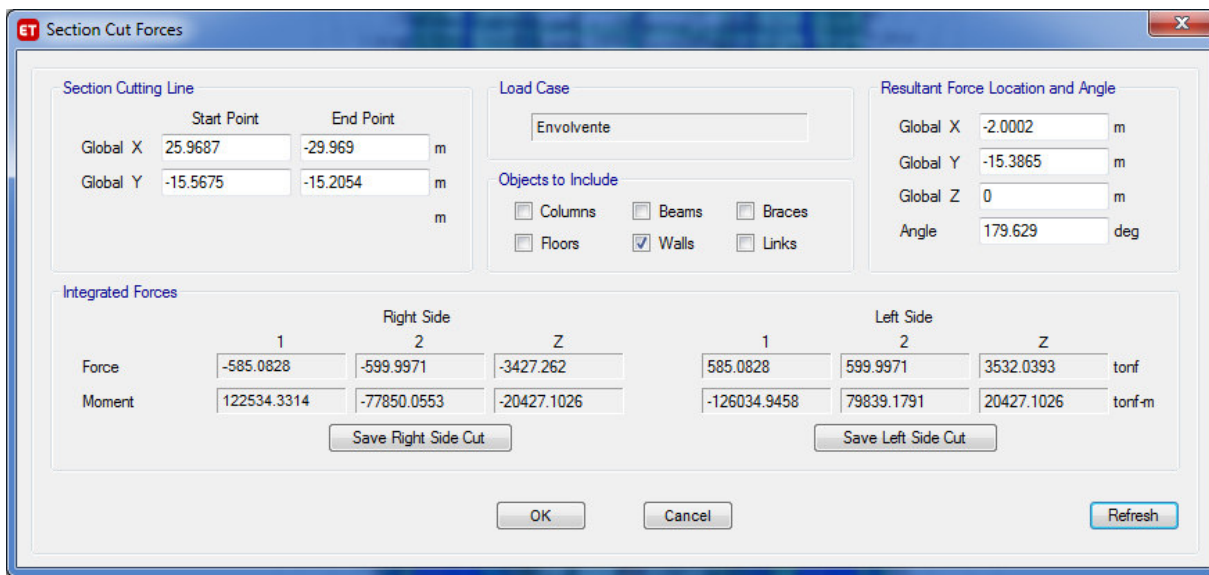


Figura 30. Fuerzas en los muros de la base, modelo de hormigón de peso liviano.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

La relación entre la fuerza horizontal en los muros en los sentidos X y Y con respecto a la fuerza horizontal total que soporta la estructura de la siguiente manera:

- Sentido X

$$\frac{585.08 \text{ T}}{758.21 \text{ T}} \cdot 100\% = 77.16\% > 75\%$$

- Sentido Y

$$\frac{599.99 \text{ T}}{763.11 \text{ T}} \cdot 100\% = 76.06\% > 75\%$$

Se garantiza el cumplimiento de la condición de sistema dual en ambos sentidos.

Las dimensiones obtenidas por predimensionamiento resultaron insuficientes para el cumplimiento de la condición de sistema dual. Por lo tanto, se realiza un rediseño con el objetivo de garantizar una adecuada participación de los muros estructurales.

A continuación, se exhibe los resultados del modelo de hormigón de peso normal con las secciones de rediseño:

Section Cutting Line

| | Start Point | End Point | |
|----------|-------------|-----------|---|
| Global X | 22.5452 | -24.3465 | m |
| Global Y | -15.19 | -15.4544 | m |

Load Case: Envoltente

Objects to Include

- Columns
- Beams
- Braces
- Floors
- Walls
- Links

Resultant Force Location and Angle

| | | |
|----------|----------|-----|
| Global X | -0.9006 | m |
| Global Y | -15.3222 | m |
| Global Z | 0 | m |
| Angle | 180.323 | deg |

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | | |
|--------|-------------|--------------|-------------|--------------|------------|-------------|--------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z | |
| Force | -1009.0961 | -1003.4376 | -14249.1077 | 1009.0961 | 1003.4376 | 14538.4829 | tonf |
| Moment | 471933.3347 | -268741.1286 | 34656.9421 | -481517.3301 | 274033.127 | -34656.9421 | tonf-m |

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 31. Fuerzas en la base, modelo de hormigón de peso normal.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

Section Cutting Line

| | Start Point | End Point | |
|----------|-------------|-----------|---|
| Global X | 22.5452 | -24.3465 | m |
| Global Y | -15.19 | -15.4544 | m |

Load Case: Envoltente

Objects to Include

- Columns
- Beams
- Braces
- Floors
- Walls
- Links

Resultant Force Location and Angle

| | | |
|----------|----------|-----|
| Global X | -0.9006 | m |
| Global Y | -15.3222 | m |
| Global Z | 0 | m |
| Angle | 180.323 | deg |

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | | |
|--------|-------------|--------------|------------|--------------|-------------|-----------|--------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z | |
| Force | -784.0322 | 796.2624 | -5193.3057 | 784.0322 | -796.2624 | 5355.3921 | tonf |
| Moment | 186045.4734 | -114607.7979 | -27175.76 | -191413.7127 | 117571.9807 | 27175.76 | tonf-m |

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 32. Fuerzas en los muros de la base, modelo de hormigón de peso normal.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

La relación entre la fuerza horizontal en los muros en los sentidos X y Y con respecto a la fuerza horizontal total que soporta la estructura de la siguiente manera:

- Sentido X

$$\frac{784.03 \text{ T}}{1009.09 \text{ T}} \cdot 100\% = 77.69\% > 75\%$$

- Sentido Y

$$\frac{796.26 \text{ T}}{1003.44 \text{ T}} \cdot 100\% = 79.35\% > 75\%$$

Se garantiza el cumplimiento de la condición de sistema dual en ambos sentidos.

A continuación, se exhibe los resultados del modelo de hormigón de peso liviano con las secciones de rediseño:

Section Cut Forces

Section Cutting Line

| | Start Point | End Point | |
|----------|-------------|-----------|---|
| Global X | 18.0238 | -23.2617 | m |
| Global Y | -15.3495 | -15.4881 | m |

Load Case

Envolvente

Objects to Include

Columns Beams Braces
 Floors Walls Links

Resultant Force Location and Angle

| | | |
|----------|----------|-----|
| Global X | -2.619 | m |
| Global Y | -15.4188 | m |
| Global Z | 0 | m |
| Angle | 180.192 | deg |

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | | |
|--------|-------------|--------------|-------------|--------------|-------------|------------|--------|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z | |
| Force | -837.0113 | 834.2119 | -12423.805 | 837.0113 | -834.2119 | 12647.6947 | tonf |
| Moment | 413126.0985 | -248391.4854 | -28888.1527 | -420570.9055 | 252853.7594 | 28888.1527 | tonf-m |

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 33. Fuerzas en la base, modelo de hormigón de peso liviano.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

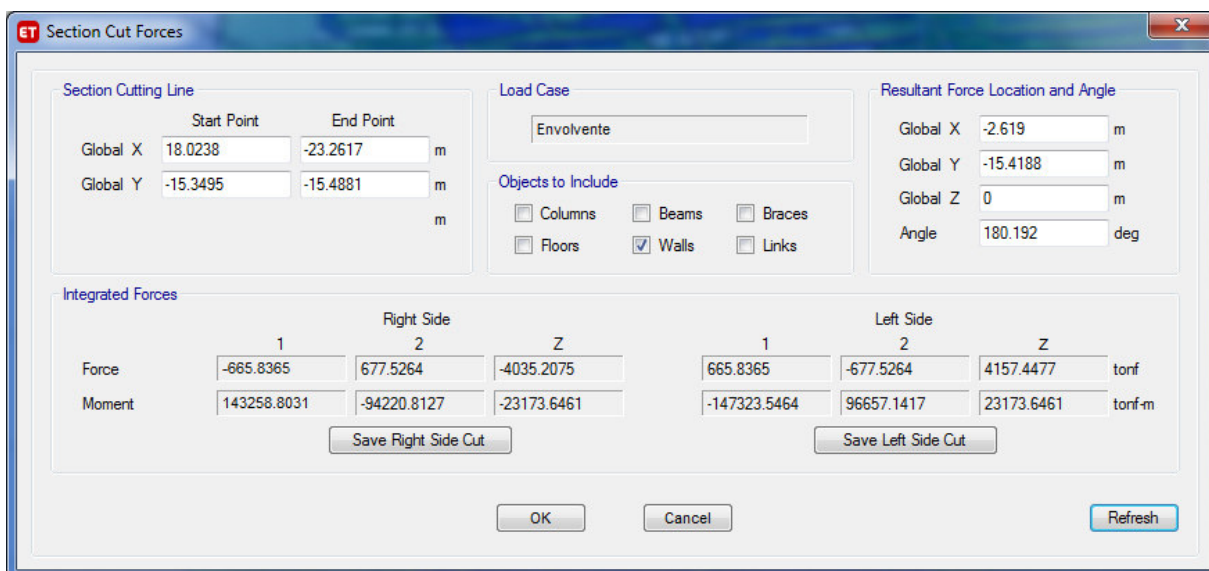


Figura 34. Fuerzas en los muros de la base, modelo de hormigón de peso liviano.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

La relación entre la fuerza horizontal en los muros en los sentidos X y Y con respecto a la fuerza horizontal total que soporta la estructura de la siguiente manera:

- Sentido X

$$\frac{665.84 \text{ T}}{837.01 \text{ T}} \cdot 100\% = 79.55\% > 75\%$$

- Sentido Y

$$\frac{677.53 \text{ T}}{834.21 \text{ T}} \cdot 100\% = 81.22\% > 75\%$$

Se garantiza el cumplimiento de la condición de sistema dual en ambos sentidos.

Posterior al rediseño de los elementos estructurales se obtiene las siguientes dimensiones:

3.5.4.1. Sistema Estructural del edificio de hormigón normal con acero estructural

ASTM A36

- Todos los niveles del edificio: vigas principales de 30x60
- Subsuelos y en el nivel N+45.00: vigas secundarias I280x10x200x10

- Desde el nivel N+6.00 hasta el nivel N+42.00: vigas secundarias I320x10x200x10
- En el nivel N 0.00 y N+3.00: vigas secundarias I360x10x200x10
- Las columnas del edificio respetan la proporcionalidad de 1/6 en los cambios de sección para la adecuada continuidad del acero de refuerzo longitudinal, la configuración es detallada a continuación:
 - En todos los subsuelos: C105x105
 - PB – N+9.00: C95x95
 - N+9.00 hasta el nivel N+18.00: C85x85
 - N+18.00 hasta el nivel N+27.00: C75x75
 - N+27.00 hasta el nivel N+36.00: C65x65
 - N+36.00 hasta el nivel N+45.00: C55x55
- Muros estructurales con un espesor del alma de 35 cm y cabezales de 50x50.

3.5.4.2. Sistema Estructural del edificio de hormigón normal con acero estructural

ASTM A572Gr50

- Todos los niveles del edificio: vigas principales de 30x60
- Subsuelos y en el nivel N+45.00: vigas secundarias I280x10x200x10
- Desde el nivel N+6.00 hasta el nivel N+42.00: vigas secundarias I320x10x200x10
- En el nivel N 0.00 y N+3.00: vigas secundarias I360x10x200x10
- Las columnas del edificio respetan la proporcionalidad de 1/6 en los cambios de sección para la adecuada continuidad del acero de refuerzo longitudinal, la configuración es detallada a continuación:
 - En todos los subsuelos: C105x105
 - PB – N+9.00: C95x95
 - N+9.00 hasta el nivel N+18.00: C85x85
 - N+18.00 hasta el nivel N+27.00: C75x75
 - N+27.00 hasta el nivel N+36.00: C65x65
 - N+36.00 hasta el nivel N+45.00: C55x55
- Muros estructurales con un espesor del alma de 35 cm y cabezales de 50x50.

3.5.4.3. Sistema Estructural del edificio de hormigón liviano con acero estructural

ASTM A36.

- Todos los niveles del edificio: vigas principales de 30x60
- Subsuelos y en el nivel N+45.00: vigas secundarias I280x10x200x10
- Desde el nivel N+6.00 hasta el nivel N+42.00: vigas secundarias I320x10x200x10
- En el nivel N 0.00 y N+3.00: vigas secundarias I360x10x200x10
- Las columnas del edificio respetan la proporcionalidad de 1/6 en los cambios de sección para la adecuada continuidad del acero de refuerzo longitudinal, la configuración es detallada a continuación:
 - En todos los subsuelos: C100x100
 - PB – N+9.00: C90x90
 - N+9.00 hasta el nivel N+18.00: C80x80
 - N+18.00 hasta el nivel N+27.00: C70x70
 - N+27.00 hasta el nivel N+36.00: C60x60
 - N+36.00 hasta el nivel N+45.00: C50x50
- Muros estructurales con un espesor del alma de 35 cm y cabezales de 65x65.

3.5.4.4. Sistema Estructural del edificio de hormigón liviano con acero estructural

ASTM A572Gr50.

- Todos los niveles del edificio: vigas principales de 30x60
- Subsuelos y en el nivel N+45.00: vigas secundarias I280x10x200x10
- Desde el nivel N+6.00 hasta el nivel N+42.00: vigas secundarias I320x10x200x10
- En el nivel N 0.00 y N+3.00: vigas secundarias I360x10x200x10
- Las columnas del edificio respetan la proporcionalidad de 1/6 en los cambios de sección para la adecuada continuidad del acero de refuerzo longitudinal, la configuración es detallada a continuación:
 - En todos los subsuelos: C100x100
 - PB – N+9.00: C90x90

- N+9.00 hasta el nivel N+18.00: C80x80
 - N+18.00 hasta el nivel N+27.00: C70x70
 - N+27.00 hasta el nivel N+36.00: C60x60
 - N+36.00 hasta el nivel N+45.00: C50x50
- Muros estructurales con un espesor del alma de 35 cm y cabezales de 65x65.

3.5.5. MODOS DE VIBRACIÓN

Las estructuras vibran o se deforman en formas particulares llamados modos de vibración cuando se excitan en sus frecuencias naturales. El análisis modal transfiere una estructura compleja a un grupo de sistemas desacoplados de un solo grado de libertad describiendo el comportamiento dinámico de la estructura respecto a sus diferentes modos de vibración. La masa modal efectiva es una propiedad dinámica que permite clasificar la importancia de una forma modal dando un valor cuando una estructura es excitada por aceleración base (aceleración forzada). La masa modal efectiva distingue la participación de la masa en el sentido traslacional y rotacional, para un determinado modo de vibración. Esta propiedad permite controlar la torsión en planta que podría sufrir la estructura. Generalmente, se busca evitar que la masa tenga una participación rotacional mayor al 15% en los dos primeros modos de vibración. Finalmente, la participación de masa modal acumulativa tiene que involucrar el 90% o más de la masa efectiva del sistema.

La tabla 16 muestra la participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A36, se comprueba que la masa de participación modal en los dos primeros modos es traslacional y se verifica una masa de modal acumulativa mayor al 90% alcanzada con 18 modos de vibración. El modelo estructural no presenta torsión en planta.

Tabla 16.

Participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A36.

| Tipo | Modo | Periodo [s] | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|--------------|-------------|--------------------|-----------|-----------|--------------|--------------|-----------|
| Modal | 1 | 1.173 | 0.5225 | 0 | 0.5225 | 0 | 0 |
| Modal | 2 | 1.13 | 0 | 0.5223 | 0.5225 | 0.5223 | 0 |
| Modal | 3 | 0.703 | 0 | 0 | 0.5225 | 0.5223 | 0.4709 |
| Modal | 4 | 0.228 | 0.1395 | 0 | 0.662 | 0.5223 | 0 |
| Modal | 5 | 0.217 | 0 | 0.1404 | 0.662 | 0.6627 | 0 |
| Modal | 6 | 0.13 | 0 | 0 | 0.662 | 0.6627 | 0.1271 |
| Modal | 7 | 0.094 | 0.0393 | 0 | 0.7013 | 0.6627 | 0 |
| Modal | 8 | 0.089 | 0 | 0.0391 | 0.7013 | 0.7018 | 0 |
| Modal | 9 | 0.056 | 0.0152 | 0 | 0.7165 | 0.7018 | 0 |
| Modal | 10 | 0.055 | 0 | 0 | 0.7165 | 0.7018 | 0.034 |
| Modal | 11 | 0.053 | 0 | 0.0151 | 0.7165 | 0.7169 | 0 |
| Modal | 12 | 0.039 | 0.0051 | 0 | 0.7217 | 0.7169 | 0 |
| Modal | 13 | 0.037 | 0 | 0.0049 | 0.7217 | 0.7218 | 0 |
| Modal | 14 | 0.033 | 0 | 0 | 0.7217 | 0.7218 | 0.0132 |
| Modal | 15 | 0.03 | 0.01 | 0 | 0.7316 | 0.7218 | 0 |
| Modal | 16 | 0.029 | 0 | 0.0275 | 0.7316 | 0.7493 | 0 |
| Modal | 17 | 0.029 | 0.2367 | 0 | 0.9684 | 0.7493 | 0 |
| Modal | 18 | 0.028 | 0 | 0.2205 | 0.9684 | 0.9699 | 0 |

Nota. Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde.

La tabla 17 muestra la participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A572Gr50, se comprueba que la masa de participación modal en los dos primeros modos es traslacional y se verifica una masa de modal acumulativa mayor al 90% alcanzada con 18 modos de vibración. El modelo estructural no evidencia torsión en planta.

Tabla 17.

Participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A572Gr50.

| Tipo | Modo | Periodo [s] | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|--------------|-------------|--------------------|-----------|-----------|--------------|--------------|-----------|
| Modal | 1 | 1.173 | 0.5174 | 0 | 0.5174 | 0 | 0 |
| Modal | 2 | 1.13 | 0 | 0.5171 | 0.5174 | 0.5171 | 0 |
| Modal | 3 | 0.703 | 0 | 0 | 0.5174 | 0.5171 | 0.4609 |
| Modal | 4 | 0.228 | 0.1379 | 0 | 0.6553 | 0.5171 | 0 |
| Modal | 5 | 0.217 | 0 | 0.1389 | 0.6553 | 0.656 | 0 |
| Modal | 6 | 0.13 | 0 | 0 | 0.6553 | 0.656 | 0.1241 |
| Modal | 7 | 0.094 | 0.0387 | 0 | 0.694 | 0.656 | 0 |
| Modal | 8 | 0.089 | 0 | 0.0385 | 0.694 | 0.6945 | 0 |
| Modal | 9 | 0.056 | 0.0148 | 0 | 0.7089 | 0.6945 | 0 |
| Modal | 10 | 0.055 | 0 | 0 | 0.7089 | 0.6945 | 0.033 |
| Modal | 11 | 0.053 | 0 | 0.0147 | 0.7089 | 0.7092 | 0 |
| Modal | 12 | 0.039 | 0.0046 | 0 | 0.7135 | 0.7092 | 0 |
| Modal | 13 | 0.037 | 0 | 0.0045 | 0.7135 | 0.7136 | 0 |
| Modal | 14 | 0.033 | 0 | 0 | 0.7135 | 0.7136 | 0.0126 |
| Modal | 15 | 0.03 | 0.0413 | 0 | 0.7548 | 0.7136 | 0 |
| Modal | 16 | 0.029 | 0.2143 | 0 | 0.9691 | 0.7136 | 0 |
| Modal | 17 | 0.029 | 0 | 0.0973 | 0.9691 | 0.8109 | 0 |
| Modal | 18 | 0.028 | 0 | 0.1595 | 0.9691 | 0.9704 | 0 |

Nota. Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde.

La tabla 18 muestra la participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A36, se comprueba que la masa de participación modal en los dos primeros modos es traslacional y se verifica una masa de modal acumulativa mayor al 90% alcanzada con 18 modos de vibración. El modelo estructural no presenta torsión en planta.

Tabla 18.

Participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A36.

| Tipo | Modo | Periodo [s] | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|--------------|-------------|--------------------|-----------|-----------|--------------|--------------|-----------|
| Modal | 1 | 1.202 | 0.5268 | 0 | 0.5268 | 0 | 0 |
| Modal | 2 | 1.155 | 0 | 0.5268 | 0.5268 | 0.5268 | 0 |
| Modal | 3 | 0.713 | 0 | 0 | 0.5268 | 0.5268 | 0.4722 |
| Modal | 4 | 0.231 | 0.1407 | 0 | 0.6675 | 0.5268 | 0 |
| Modal | 5 | 0.22 | 0 | 0.1414 | 0.6675 | 0.6682 | 0 |
| Modal | 6 | 0.132 | 0 | 0 | 0.6675 | 0.6682 | 0.1266 |
| Modal | 7 | 0.096 | 0.0387 | 0 | 0.7062 | 0.6682 | 0 |
| Modal | 8 | 0.092 | 0 | 0.0385 | 0.7062 | 0.7067 | 0 |
| Modal | 9 | 0.058 | 0.0151 | 0 | 0.7213 | 0.7067 | 0 |
| Modal | 10 | 0.056 | 0 | 0 | 0.7213 | 0.7067 | 0.0331 |
| Modal | 11 | 0.055 | 0 | 0.0149 | 0.7213 | 0.7216 | 0 |
| Modal | 12 | 0.041 | 0.0051 | 0 | 0.7264 | 0.7216 | 0 |
| Modal | 13 | 0.039 | 0 | 0.005 | 0.7264 | 0.7266 | 0 |
| Modal | 14 | 0.035 | 0 | 0 | 0.7264 | 0.7266 | 0.0128 |
| Modal | 15 | 0.032 | 0.0193 | 0 | 0.7457 | 0.7266 | 0 |
| Modal | 16 | 0.031 | 0.2249 | 0 | 0.9706 | 0.7266 | 0 |
| Modal | 17 | 0.031 | 0 | 0.0557 | 0.9706 | 0.7823 | 0 |
| Modal | 18 | 0.03 | 0 | 0.1895 | 0.9706 | 0.9718 | 0 |

Nota. Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde.

La tabla 19 muestra la participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A572Gr50, se comprueba que la masa de participación modal en los dos primeros modos es traslacional y se verifica una masa de modal acumulativa mayor al 90% alcanzada con 18 modos de vibración. El modelo estructural no presenta torsión en planta.

Tabla 19.

Participación modal del sistema estructural del edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A572Gr50.

| Tipo | Modo | Periodo [s] | UX | UY | SumUX | SumUY | RZ |
|--------------|-------------|--------------------|-----------|-----------|--------------|--------------|-----------|
| Modal | 1 | 1.202 | 0.5257 | 0 | 0.5257 | 0 | 0 |
| Modal | 2 | 1.155 | 0 | 0.5257 | 0.5257 | 0.5257 | 0 |
| Modal | 3 | 0.713 | 0 | 0 | 0.5257 | 0.5257 | 0.4702 |
| Modal | 4 | 0.231 | 0.1404 | 0 | 0.6661 | 0.5257 | 0 |
| Modal | 5 | 0.22 | 0 | 0.1411 | 0.6661 | 0.6668 | 0 |
| Modal | 6 | 0.132 | 0 | 0 | 0.6661 | 0.6668 | 0.126 |
| Modal | 7 | 0.096 | 0.0386 | 0 | 0.7047 | 0.6668 | 0 |
| Modal | 8 | 0.091 | 0 | 0.0384 | 0.7047 | 0.7052 | 0 |
| Modal | 9 | 0.058 | 0.015 | 0 | 0.7197 | 0.7052 | 0 |
| Modal | 10 | 0.056 | 0 | 0 | 0.7197 | 0.7052 | 0.0329 |
| Modal | 11 | 0.055 | 0 | 0.0149 | 0.7197 | 0.7201 | 0 |
| Modal | 12 | 0.041 | 0.0051 | 0 | 0.7248 | 0.7201 | 0 |
| Modal | 13 | 0.039 | 0 | 0.0049 | 0.7248 | 0.725 | 0 |
| Modal | 14 | 0.035 | 0 | 0 | 0.7248 | 0.725 | 0.0128 |
| Modal | 15 | 0.032 | 0.0266 | 0 | 0.7514 | 0.725 | 0 |
| Modal | 16 | 0.031 | 0.2193 | 0 | 0.9707 | 0.725 | 0 |
| Modal | 17 | 0.031 | 0 | 0.0729 | 0.9707 | 0.7978 | 0 |
| Modal | 18 | 0.03 | 0 | 0.174 | 0.9707 | 0.9719 | 0 |

Nota. Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde.

3.5.6. ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

El presente análisis es el enfoque de diseño mínimo proporcionado por la NEC-SE-DS que se aplica a un edificio; debido a las cargas sísmicas, fuerzas de piso estáticas equivalentes. El cálculo de las fuerzas del piso está presidido por las ecuaciones prescritas en el capítulo 3.4 del presente proyecto de titulación. Para efectuar el análisis estático lineal por el software estructural de cada modelo, los valores requeridos son la fracción de carga reactiva para sismo y el valor del coeficiente k. Por lo tanto, los valores ingresados no dependen de los materiales empleados por lo que son adoptados en todos los modelos análogamente. Finalmente, la dirección del movimiento del sismo puede presentarse en el sentido X y Y, con lo cual se define un patrón de carga estática para cada dirección de análisis como se exhibe en las figuras 35 y 36.

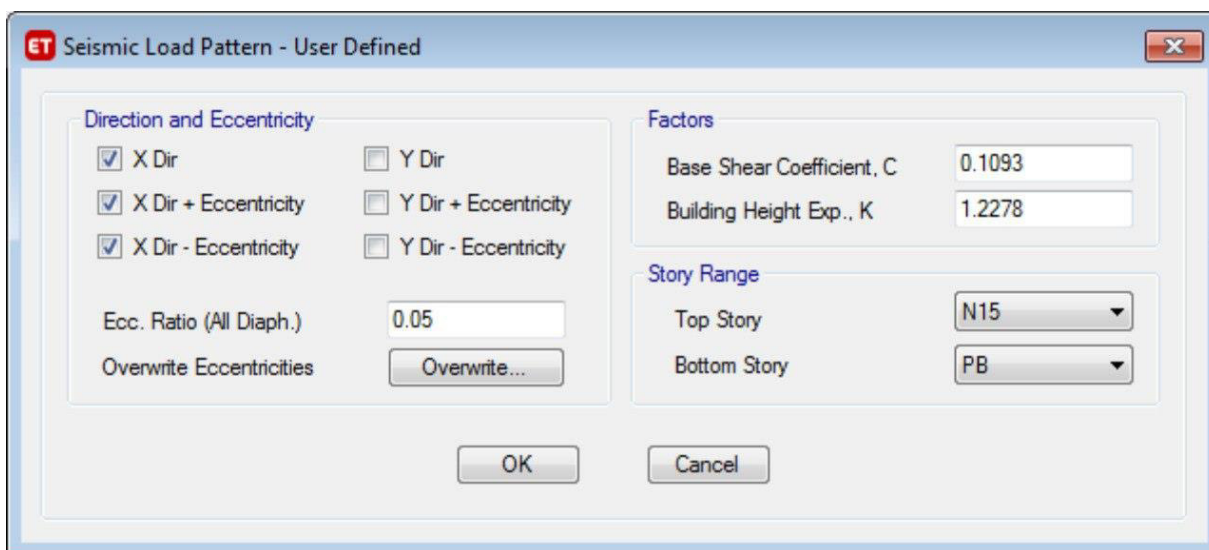


Figura 35. Patrón de carga sísmica en la dirección de análisis “x”.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde.

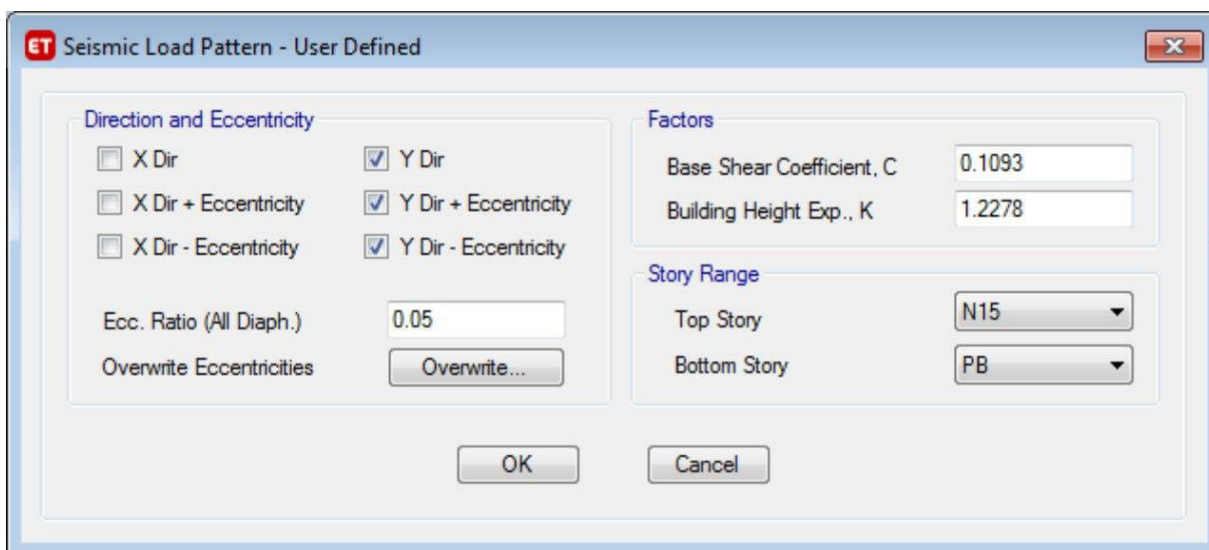


Figura 36. Patrón de carga sísmica en la dirección de análisis “y”.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

3.5.7. ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL

Debido a que el análisis estático está típicamente restringido para la aplicación en estructuras de una configuración en planta simétrica donde el comportamiento dinámico está dominado por el modo de vibración fundamental y sin efectos de torsión significativos, en zonas de baja sismicidad, la NEC-SE-DS prescribe realizar un análisis dinámico lineal. El análisis está fundamentado en procedimientos que

acuden al concepto de superposición modal, que son derivados al diseño, para estimar la respuesta lineal máxima, donde el espectro de respuesta de aceleración de con los parámetros diseño se utiliza para estimar la máxima respuesta lineal para su respectivo modo de vibración y su definición es impuesta por la NEC-SE-DS (figura 37). Finalmente, para obtener una respuesta general de la estructura, se combina estáticamente las máximas respuestas modales. En el análisis dinámico lineal, al igual que el estático lineal, se define un caso de carga por cada dirección de análisis como se exhibe en las figuras 38 y 39.

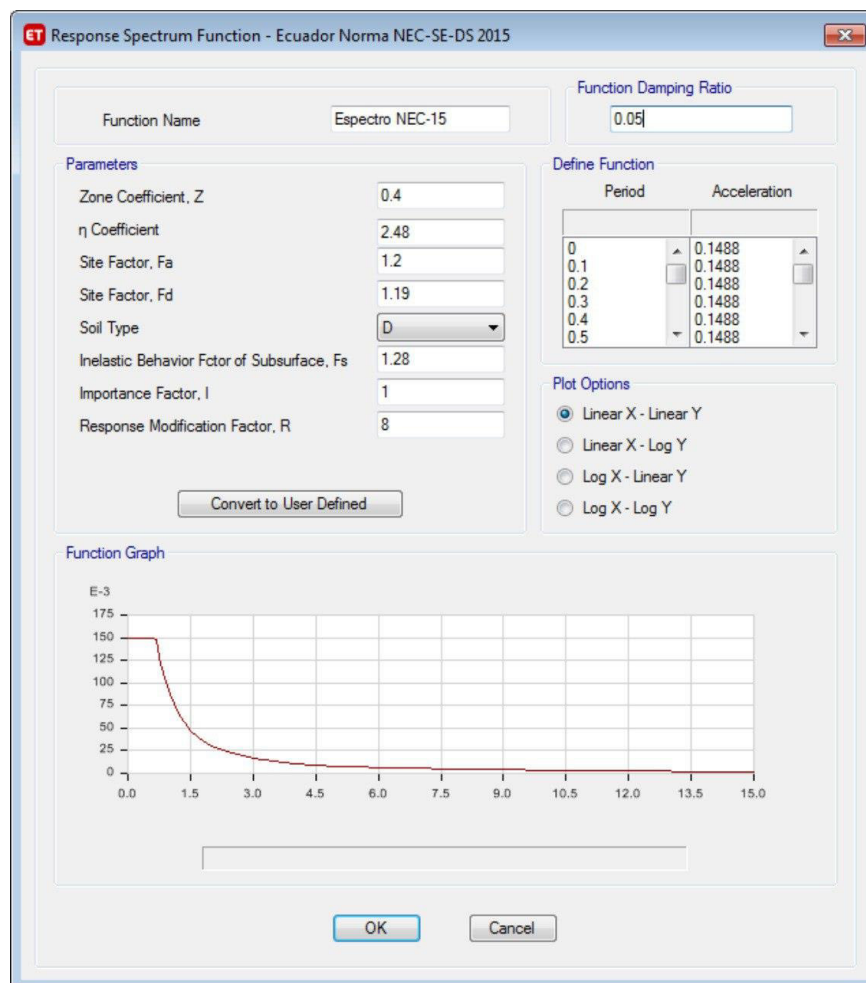


Figura 37. Espectro de diseño según la NEC-SE-DS.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

General

Load Case Name: Dinamic X

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Design... Notes...

Loads Applied

| Load Type | Load Name | Function | Scale Factor |
|--------------|-----------|-----------------|--------------|
| Acceleration | U1 | Espectro NEC-15 | 9806.65 |

Add Delete

Advanced

Figura 38. Caso de carga sísmica en la dirección de análisis “x”.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

General

Load Case Name: Dinamic Y

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Design... Notes...

Loads Applied

| Load Type | Load Name | Function | Scale Factor |
|--------------|-----------|-----------------|--------------|
| Acceleration | U2 | Espectro NEC-15 | 9806.65 |

Add Delete

Advanced

Figura 39. Caso de carga sísmica en la dirección de análisis “y”.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde

La NEC-SE-DS señala en el inciso 6.2.2(b) que la magnitud del cortante basal dinámico, concebido por los distintos métodos de análisis dinámico, tiene que ser mayor al 80% del corte basal calculado por el método estático. En la tabla 20, se verifica que la relación entre ambos análisis no requiere un ajuste del cortante basal dentro de los resultados del análisis dinámico.

Tabla 20.

Cortante basal obtenido por los métodos de análisis estático lineal y dinámico lineal.

| Modelo | Análisis estático lineal | | Análisis dinámico lineal | | Porcentaje V SDinámico/SEstático | |
|----------------------------------|--------------------------|---------|--------------------------|-----------|----------------------------------|--------|
| | SX | SY | Dinamic X | Dinamic Y | X | Y |
| NWC/A36^a | 1003.45 | 1003.45 | 807.68 | 870.89 | 80.5% | 86.79% |
| NWC/A572Gr.50^b | 1003.45 | 1003.45 | 809.42 | 872.49 | 80.66% | 86.95% |
| LWC/A36^c | 834.22 | 834.22 | 669.82 | 686.54 | 80.29% | 82.30% |
| LWC/A572Gr.50^d | 833.51 | 833.51 | 669.47 | 686.37 | 80.32% | 82.35% |

Nota. ^aModelo 1: Hormigón normal de $f'c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A36, ^bModelo 2: Hormigón normal de $f'c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A572 Gr 50, ^cModelo 3: Hormigón liviano de $f'c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A36 y ^dModelo 4: Hormigón liviano de $f'c=28\text{MPa}$ y acero estructural ASTM A572 Gr 50. Elaborado por Pallo & Velarde.

3.5.8. DERIVAS

La deriva del piso de un edificio proporciona información valiosa sobre su comportamiento estructural bajo cargas sísmicas. Estos podrían provocar grandes deformaciones horizontales e incluso inestabilidades. Por lo tanto, el inciso 6.3.9. de la NEC-SE-DS impone límites a la deriva inelástica máxima como una fracción porcentual de la altura de entrepiso, el cual no debe ser mayor al 2% para estructuras donde el material predominante sea hormigón armado, madera o acero. La relación de desplazamiento del piso obtenida por el software estructural es una cantidad útil que se puede comparar directamente con los requisitos del código. Además, debido a que la estructura sufre una excitación cíclica por carga sísmica, el momento de inercia de las secciones se reduce significativamente. Las recomendaciones de la ACI 318-19 establecen que los valores de inercia agrietada de los componentes estructurales para un análisis estático de cargas mayoradas deben estar sujetos a la tabla 6.6.3.1.1.

Tabla 21.

Momentos de inercia para cada miembro y condición estructural permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada.

| Miembro y condición | Momento de inercia | Área de la sección transversal |
|-------------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|
| Columnas | 0.70I _g | |
| Muros | No fisurados | |
| | Fisurados | |
| Vigas | 0.35I _g | 1.0A _g |
| Placas planas y losas planas | 0.25I _g | |

Nota. Tabla 6.6.3.1.1.(a). ACI318-19.

La verificación de la deriva inelástica se calcula mediante la fórmula prescrita en la sección 6.3.9. de la NEC-SE-DS:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

Donde,

R Coeficiente de reducción de resistencia.

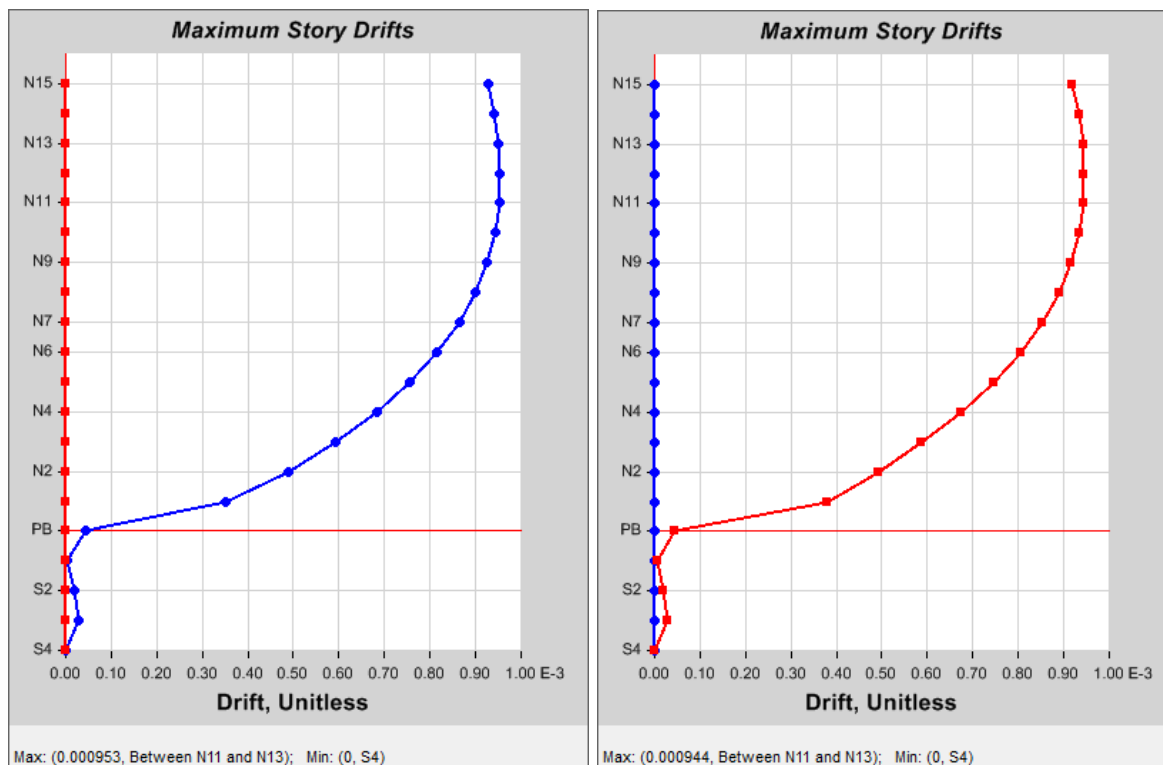
Δ_E Desplazamiento lateral causado por fuerzas de diseño reducidas.

Las figuras 40(a) y 40(b) muestran las derivas elásticas máximas Δ_E en la dirección X y Y de 0.000955 y 0.000946, respectivamente para el edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A36 y para el edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A572Gr50, tal que las derivas inelásticas corresponden a un valor de:

$$\Delta_{M-x} = 0.75 \cdot 8 \cdot 0.000955 \cdot 100\% = 0.573\%$$

$$\Delta_{M-y} = 0.75 \cdot 8 \cdot 0.000946 \cdot 100\% = 0.568\%$$

Por lo tanto, la deriva inelástica máxima para cada sentido de análisis se encuentra dentro de los límites establecidos por el código de construcción.



(a)

(b)

Figura 40. Deriva elástica de piso para el edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A36 y para el edificio de hormigón normal con acero estructural ASTM A572Gr50.

Nota. (a) Sismo en dirección X. (b) Sismo en dirección Y.

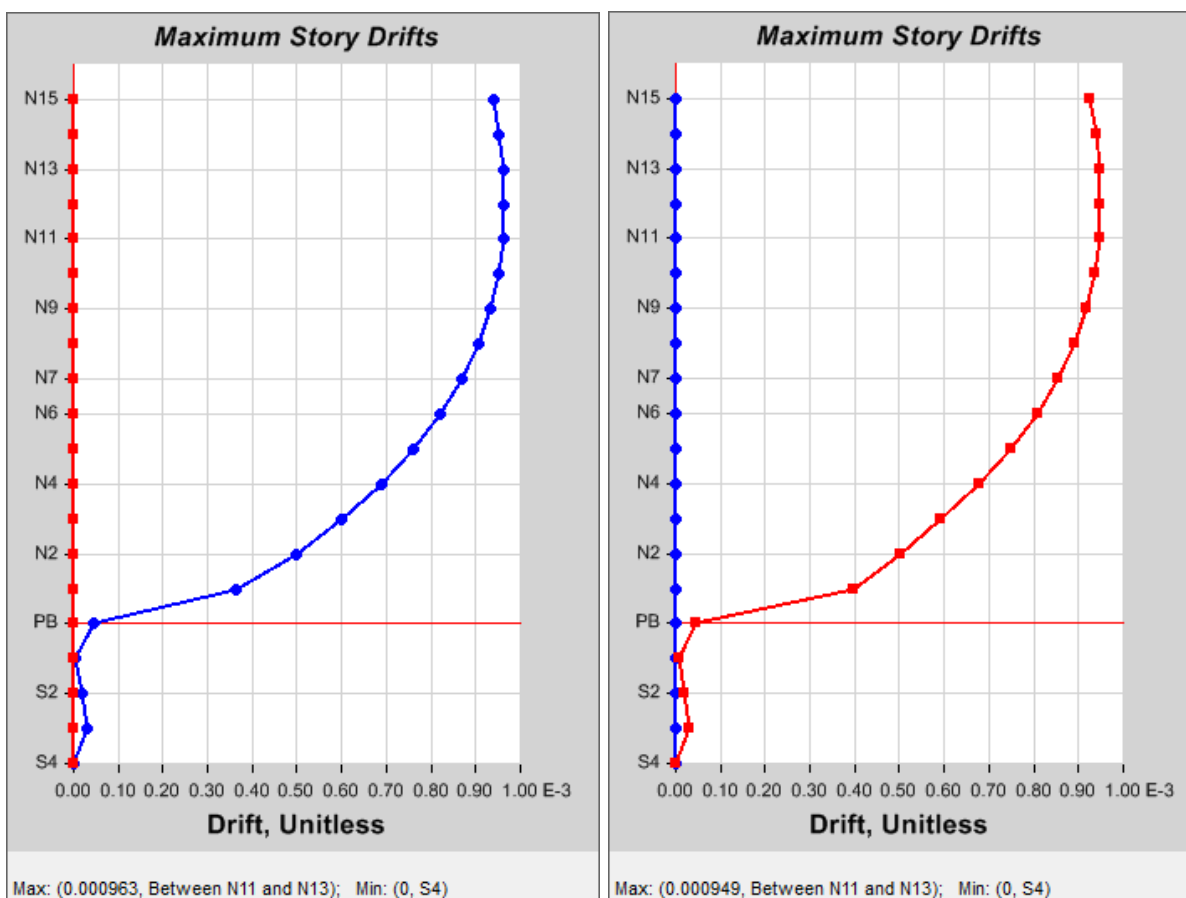
Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde.

Las figuras 41(a) y 41(b) muestran las derivas elásticas máximas Δ_E en la dirección X y Y de 0.00100 y 0.000952, respectivamente para el edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A36 y para el edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A572Gr50, tal que las derivas inelásticas corresponden a un valor de:

$$\Delta_{M-x} = 0.75 \cdot 8 \cdot 0.00100 \cdot 100\% = 0.60\%$$

$$\Delta_{M-y} = 0.75 \cdot 8 \cdot 0.000952 \cdot 100\% = 0.571\%$$

Por lo tanto, la deriva inelástica máxima para cada dirección de análisis se encuentra de los límites establecidos por el código de construcción.



a)

b)

Figura 41. Deriva elástica de piso para el edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A36 y para el edificio de hormigón liviano con acero estructural ASTM A572Gr50.

Nota. (a) Sismo en dirección X. (b) Sismo en dirección Y.

Fuente: ETABS 2016. Elaborado por Pallo & Velarde.

3.6. DISEÑO DE ELEMENTOS

Para evitar el colapso de edificios bajo grandes fuerzas laterales y salvaguardar la integridad de los ocupantes, se permite que las estructuras sufran deformaciones plásticas dúctiles bajo métodos actuales de diseño y detallado. Las cuatro propuestas de estudio emplean la filosofía de diseño por capacidad para el diseño de los componentes estructurales bajo las consideraciones de la ACI318-19 y la AISC360-16. Por lo tanto, el diseño por capacidad permite decidir qué componentes

permanecerán en el rango elástico y qué elementos podrán ceder. En esta filosofía de diseño, el enfoque de diseño exige pórticos de columnas fuertes/vigas débiles para que el mecanismo de colapso ante sismos severos garantice una buena disipación de energía.

Al calcular el hormigón según el método de resistencia, la seguridad de los sistemas de hormigón armado se garantiza mediante el uso de coeficientes de reducción de resistencia y factores de carga. La ACI 318-19 proporciona diferentes coeficientes de carga y combinaciones de tensión para posibles tensiones y coeficientes de reducción de resistencia para diferentes operaciones o elementos estructurales.

Tabla 22.

Factor de reducción de resistencia según la acción o elemento estructural, Φ .

| Acción o Elemento Estructural | | Φ | Excepciones |
|--------------------------------------|---|---|---|
| (a) | Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados | 0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2 | Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado, Φ debe cumplir con 21.2.3 |
| (b) | Cortante | 0.75 | Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos |
| (c) | Torsión | 0.75 | - |
| (d) | Aplastamiento | 0.65 | - |
| (e) | Zonas de anclajes de postensado | 0.85 | - |
| (f) | Cartelas y ménsulas | 0.75 | - |
| (g) | Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23 | 0.75 | - |
| (h) | Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción | 0.9 | - |
| (i) | Elementos de concreto simple | 0.6 | - |
| (j) | Anclajes en elementos de concreto | 0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17 | - |

Nota. Tabla 21.2.1. ACI318-19.

Por otro lado, el grado de aplicación de carga es diferente durante la vida útil de la estructura por lo que el momento de agrietamiento es variable. Solamente ante carga lateral severa, la estructura tendrá un momento de agrietamiento más pequeño (se fisura más). Para el diseño de los componentes, se toma los valores de momento de inercia de la NEC-SE-DS para los distintos elementos.

3.6.1. VIGAS PRINCIPALES

Una vez obtenidos los resultados numéricos de las fuerzas internas por el programa de análisis estructural, se tomó las disposiciones de ACI 318-19 para realizar el diseño de las vigas rectangulares de hormigón armado. A continuación, se presenta las consideraciones adoptadas para el diseño a flexión, a corte y las verificaciones de deflexión.

3.6.1.1. Requisitos considerados para el diseño a flexión

Acero mínimo: [ACI318-19, 9.6.1.2]

$$A_{s_{\min}} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0.80 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \\ \frac{14}{f_y} \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

Acero máximo: [ACI318-19, 18.6.3.1]

$$A_{s_{\min}} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.025 \cdot b_w \cdot d \\ 0.5 \cdot \rho_b \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$$

Donde,

$$\rho_b = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + \varepsilon_y} \right)$$

f'_c , resistencia a compresión del hormigón

f_y , esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

b_w , ancho del alma de la sección

d , peralte efectivo de la sección

β_1 es el factor que relaciona el tamaño del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la distancia del eje neutro. La tabla 22 establece los valores de “ β_1 ” dispuestos por la ACI318-19 capítulo 22.

Tabla 23.

Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

| f'_c , MPa | β_1 | |
|------------------------|--|-----|
| $17 \leq f'_c \leq 28$ | 0.85 | (a) |
| $28 < f'_c < 55$ | $0.85 - \frac{0.05 \times (f'_c - 28)}{7}$ | (b) |
| $f'_c \geq 55$ | 0.65 | (c) |

Nota. Tabla 22.2.2.4.3. ACI318-19.

Momento nominal: [ACI318-19, 2.3.1.1]

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$$

Comprobaciones por diseño sismorresistente

En los nudos: [ACI318-19, 18.6.3.2]

- $M^{(+)} \geq \frac{1}{2} \cdot M^{(-)}$
- $A_{S_{colocado}} \geq A_{S_{min}} \parallel A_s^{(+)} \geq \frac{1}{3} \cdot A_s^{(-)}$
- $A_{S_{colocado}} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{S_{zona + armada}}$

3.6.1.2. Requisitos considerados para el diseño a corte

La falla por cortante es una falla frágil que conlleva a una súbita pérdida de resistencia ante la posible fluencia total del acero longitudinal bajo la acción severa de un sismo. Frente a este comportamiento, la resistencia requerida es relacionada con la resistencia a flexión de la viga a través de momentos probables y cortante último generados; es decir, el diseño a corte se realiza por capacidad de la viga.

Factor de modificación: El factor de modificación “λ” es utilizado para considerar la reducción de las propiedades mecánicas del hormigón ligero en relación con el hormigón de peso normal de la misma resistencia a la compresión. De acuerdo con la sección 25.4.2.5 del ACI318-19, el valor de λ para hormigón liviano y hormigón normal es igual a 0.75 y 1.00, respectivamente.

Momento probable: [ACI318-19, 18.7.6.1.1]

$$M_{pr} = \alpha \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha \cdot A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b_w} \right)$$

Cortante hiperestático: [ACI318-19, R18.7.6.1.1]

$$V_{hipest} = \frac{M_{p_{izq}} + M_{p_{der}}}{L}$$

Cortante nominal: [ACI318-19, 22.5.1.1]

$$V_n = V_c + V_s$$

Resistencia a cortante del concreto: [ACI318-19, 22.5.1.1]

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Cortante último: [ACI318-19, 18.4.2.3(a)]

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$V_u = V_{cv} + V_{hipest}$$

Comprobaciones por diseño sismorresistente: [ACI318-19, 18.6.5.2]

$$V_{hipest} > \frac{1}{2} \cdot V_u \rightarrow V_c = 0$$

$$V_u = \phi \cdot V_c + \phi \cdot V_s$$

- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal [ACI318-19, 18.6.4.4]

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} d/4 \\ 6 \cdot d_b \\ 24 \cdot \phi_{\text{estribo}} \\ 15\text{cm} \end{array} \right.$$

- Resistencia a corte del acero [ACI318-19, 22.5.8.5.3]

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$V_s \leq 4 \cdot V_c$$

Donde,

A_s Acero colocado

b_w Ancho del alma de la sección

d Peralte efectivo de la sección

β_1 Factor que relaciona el tamaño del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la distancia del eje neutro. La tabla 22 establece los valores de β_1 dispuestos por la ACI318-19 capítulo 22.

α Factor de diseño por capacidad

M_{pr} Momento probable

V_c Resistencia a cortante proporcionada por el hormigón

V_s Resistencia a cortante proporcionada por el acero

V_{cv} Cortante último obtenido por combinaciones de carga

V_u Cortante último

λ Factor de modificación por hormigón liviano

A_v Área de refuerzo transversal

s Espaciamiento del refuerzo transversal

d_b Diámetro de la varilla

3.6.1.3. Ejemplo de cálculo

El siguiente ejemplo de cálculo muestra el diseño a flexión de vigas de hormigón armado de peso normal y ligero:

- Hormigón armado de peso normal y acero estructural ASTM A36: Viga eje 3 nivel Nv.+3.00.

DATOS

| | |
|------------------|-------------------------|
| b = | 30 cm |
| h = | 60 cm |
| f'c = | 280 kg/cm ² |
| f _y = | 4200 kg/cm ² |
| r = | 4 cm |
| d = | 56 cm |

| | |
|------------------|----------------------|
| b columna = | 0.95 m |
| β ₁ = | 0.85 |
| φ = | 0.9 |
| φEstríbo = | 10 mm |
| Área Estríbo = | 0.79 cm ² |
| α = | 1.4 |

| | |
|-----|------|
| φ = | 0.75 |
| λ = | 1 |

ACCIONES DE DISEÑO

| | | | | | | | | | | | | |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|------|
| Mu [Tm] | 27.26 | 20.60 | 23.04 | 22.50 | 22.50 | 23.04 | 20.60 | 27.26 | | | | |
| | 4.85 | 14.12 | 2.82 | 4.96 | 12.66 | 5.08 | 5.08 | 12.66 | 4.96 | 2.82 | 14.12 | 4.85 |
| Vcv [T] | 19.41 | | 17.26 | | 17.26 | | 19.41 | | | | | |
| L [m] | 6.50 | | 6.50 | | 6.50 | | 6.50 | | | | | |
| Lcc [m] | 5.55 | | 5.55 | | 5.55 | | 5.55 | | | | | |

REVISIÓN POR CAPACIDAD

| | |
|--------------|----------|
| Mu (+) máx = | 14.12 Tm |
| Mu (-) máx = | 27.26 Tm |
| Mu máx = | 27.26 Tm |

| | |
|-----------|-----------------------|
| As máx = | 36.41 cm ² |
| As mín = | 5.60 cm ² |
| Mn máx = | 69.27 Tm |
| φMn máx = | 62.34 Tm |

Mu diseño > Mu envolvente

DISEÑO A FLEXIÓN

| | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Mn (Tm) | 30.29 | 0.00 | 22.89 | 25.60 | 0.00 | 25.00 | 25.00 | 0.00 | 25.60 | 22.89 | 0.00 | 30.29 |
| | 5.39 | 15.69 | 3.13 | 5.51 | 14.07 | 5.64 | 5.64 | 14.07 | 5.51 | 3.13 | 15.69 | 5.39 |
| As (cm ²) | 13.89 | 5.60 | 11.59 | 5.60 | 11.30 | 5.60 | 11.59 | 5.60 | 11.59 | 5.60 | 13.89 | |
| | 6.95 | 6.92 | 5.79 | 6.18 | 5.65 | 6.18 | 5.79 | 6.18 | 5.79 | 6.92 | 6.95 | |
| As colocado (cm ²) | | | | | | | | | | | | |
| | 4φ18 | 2φ16 | 1φ14 | | 1φ14 | | 1φ14 | | 1φ14 | | 1φ16 | |
| | 4φ16 | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | |
|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 14.200 | 10.179 | 11.718 | 11.718 | 10.179 | 11.718 | 11.718 | 10.179 | 11.718 | 11.718 | 10.179 | 14.200 |
| 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 |

Figura 42. Diseño a flexión de la viga eje 3 Nv.+3.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Hormigón armado de peso liviano y acero estructural ASTM A36: Viga eje 3 nivel Nv.+3.00.

DATOS

| | |
|------------------|-------------------------|
| b = | 30 cm |
| h = | 60 cm |
| f'c = | 280 kg/cm ² |
| f _y = | 4200 kg/cm ² |
| r = | 4 cm |
| d = | 56 cm |

| | |
|------------------|----------------------|
| b columna = | 0.95 m |
| β ₁ = | 0.85 |
| φ = | 0.9 |
| φEstribo = | 10 mm |
| Área Estribo = | 0.79 cm ² |
| α = | 1.4 |

| | |
|-----|------|
| φ = | 0.75 |
| λ = | 0.75 |

ACCIONES DE DISEÑO

| | | | | | | | | | | | | |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|------|
| Mu [Tm] | 25.00 | 16.88 | 20.10 | 19.41 | 19.41 | 20.10 | 16.88 | 25.00 | | | | |
| | 2.76 | 13.22 | 2.19 | 3.58 | 11.82 | 3.76 | 3.76 | 11.82 | 3.58 | 2.19 | 13.22 | 2.76 |
| Vcv [T] | 18.23 | | 15.82 | | 15.82 | | 18.23 | | | | | |
| L [m] | 6.50 | | 6.50 | | 6.50 | | 6.50 | | | | | |
| Lcc [m] | 5.60 | | 5.60 | | 5.60 | | 5.60 | | | | | |

REVISIÓN POR CAPACIDAD

| | |
|--------------|----------|
| Mu (+) máx = | 13.22 Tm |
| Mu (-) máx = | 25.00 Tm |
| Mu máx = | 25.00 Tm |

| | |
|-----------|-----------------------|
| As máx = | 36.41 cm ² |
| As mín = | 5.60 cm ² |
| Mn máx = | 69.27 Tm |
| φMn máx = | 62.34 Tm |

Mu diseño > Mu envolvente

DISEÑO A FLEXIÓN

| | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| Mn (Tm) | 27.78 | 0.00 | 18.76 | 22.33 | 0.00 | 21.57 | 21.57 | 0.00 | 22.33 | 18.76 | 0.00 | 27.78 | |
| | 3.07 | 14.69 | 2.43 | 3.98 | 13.13 | 4.18 | 4.18 | 13.13 | 3.98 | 2.43 | 14.69 | 3.07 | |
| As (cm ²) | 12.65 | 5.60 | 10.02 | 5.60 | 9.66 | 5.60 | 5.60 | 10.02 | 5.60 | 6.46 | 6.33 | 12.65 | |
| | 6.33 | 6.46 | 5.60 | 5.76 | 5.60 | 5.76 | 5.60 | 5.60 | 5.76 | 6.46 | 6.33 | 6.33 | |
| As colocado (cm ²) | | | | | | | | | | | | | |
| 3φ18 | 2φ18 | 1φ18 | | 1φ18 | | 1φ18 | | 1φ18 | | 2φ18 | | | |
| 3φ16 | 1φ14 | 1φ14 | | | | | | | | | | 1φ14 | 1φ14 |

| | | | | | | | | | | | | |
|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|-------|
| 12.723 | 7.634 | 10.179 | 10.179 | 7.634 | 10.179 | 10.179 | 7.634 | 10.179 | 10.179 | 7.634 | 12.723 | |
| 7.571 | 7.571 | 6.032 | 6.032 | 6.032 | 6.032 | 6.032 | 6.032 | 6.032 | 6.032 | 6.032 | 7.571 | 7.571 |

Figura 43. Diseño a flexión de la viga eje 3 Nv.+3.00 del modelo de hormigón liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El siguiente ejemplo de cálculo muestra el diseño a corte de una viga de hormigón armado de peso normal y ligero:

- Hormigón armado de peso normal y acero estructural ASTM A36: Viga eje 3 nivel Nv.+3.00.

DISEÑO A CORTE

| | | | | | | | | |
|----------------------------|--------------------|--------|--------------------|--------|--------------------|--------|--------------------|--------|
| As (cm ²) | 14.200 | 11.718 | 11.718 | 11.718 | 11.718 | 11.718 | 11.718 | 14.200 |
| | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 | 8.042 |
| Mprob(Tm) | 41.88 | 35.26 | 35.26 | 35.26 | 35.26 | 35.26 | 35.26 | 41.88 |
| | 24.92 | 24.92 | 24.92 | 24.92 | 24.92 | 24.92 | 24.92 | 24.92 |
| Vs (T) | 27.03 | | 22.57 | | 22.57 | | 27.03 | |
| | Vs < 4Vc | | Vs < 4Vc | | Vs < 4Vc | | Vs < 4Vc | |
| Av/s (cm ² /cm) | 0.115 | | 0.096 | | 0.096 | | 0.115 | |
| Av (cm ²) | 0.919 | | 0.768 | | 0.768 | | 0.919 | |

$$\phi VLP = 14 \text{ mm}$$

| Espaciamiento de corte | |
|------------------------|------------------|
| ZONA DE CONFINAMIENTO | ZONA CENTRAL |
| SLo = 8.40 cm | S = 16.00 cm |
| Sloadop 8.00 cm | Sadop = 16.00 cm |

| | | | | | |
|---------------------|-----------------------|--------------------|------------------------|------------------------|-------|
| ZONA CENTRAL | Vcv (2d) (T) | 8.32 | 9.65 | 9.65 | 8.32 |
| | VHip (T) | 12.03 | 10.84 | 10.84 | 12.03 |
| | Vu (T) | 20.35 | 20.49 | 20.49 | 20.35 |
| | Av (cm ²) | 1.38 | 1.39 | 1.39 | 1.38 |
| | #Ramales | 2 | 2 | 2 | 2 |
| #Ramales | 2 | 1 | 1 | 2 | |
| | 2 Ramales | 1 Ramales | 1 Ramales | 2 Ramales | |
| | 1 estribos | 1 estribos | 1 estribos φ 10 | 1 estribos φ 10 | |
| | φ 10 @ 8cm y @16cm | φ 10 @ 8cm y @16cm | @ 8cm y @16cm | @ 8cm y @16cm | |

Figura 44. Diseño a corte de la viga eje 3 Nv.+3.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Hormigón armado de peso liviano y acero estructural ASTM A36: Viga eje 3 nivel Nv.+3.00.

DISEÑO A CORTE

| | | | | | | | | |
|----------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------|--------|--------|--------|
| As (cm ²) | 12.723 | 10.179 | 10.179 | 10.179 | 10.179 | 10.179 | 10.179 | 12.723 |
| | 7.571 | 7.571 | 6.032 | 6.032 | 6.032 | 6.032 | 6.032 | 7.571 |
| Mprob(Tm) | 37.98 | 31.01 | 31.01 | 31.01 | 31.01 | 31.01 | 31.01 | 37.98 |
| | 23.54 | 23.54 | 18.98 | 18.98 | 18.98 | 18.98 | 18.98 | 23.54 |
| Vs (T) | 24.66 | 20.12 | 20.12 | 24.66 | | | | |
| | | | | | | | | |
| | Vs < 4Vc | Vs < 4Vc | Vs < 4Vc | Vs < 4Vc | | | | |
| Av/s (cm ² /cm) | 0.113 | 0.093 | 0.093 | 0.113 | | | | |
| Av (cm ²) | 0.908 | 0.742 | 0.742 | 0.908 | | | | |

$$\phi VLP = 14 \text{ mm}$$

| Espaciamiento de corte | |
|------------------------|------------------|
| ZONA DE CONFINAMIENTO | ZONA CENTRAL |
| SLo = 8.40 cm | S = 16.00 cm |
| Sloadop 8.00 cm | Sadop = 16.00 cm |

| | | | | | |
|---------------------|---|---|--|--|-------|
| ZONA CENTRAL | Vcv (2d) (T) | 7.85 | 7.25 | 7.25 | 7.85 |
| | VHip (T) | 10.17 | 8.93 | 8.93 | 10.17 |
| | Vu (T) | 18.02 | 16.18 | 16.18 | 18.02 |
| | Av (cm ²) | 1.23 | 1.10 | 1.10 | 1.23 |
| | #Ramales | 2 | 2 | 2 | 2 |
| #Ramales | 2 | 1 | 1 | 2 | |
| | 2 Ramales | 1 Ramales | 1 Ramales | 2 Ramales | |
| | 1 estribos | 1 estribos | 1 estribos ϕ 10 | 1 estribos ϕ 10 | |
| | ϕ 10 @ 8cm y @16cm | ϕ 10 @ 8cm y @16cm | @ 8cm y @16cm | @ 8cm y @16cm | |

Figura 45. Diseño a corte de la viga eje 3 Nv.+3.00 del modelo de hormigón liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

3.6.1.4. Resultados

- Resultados del diseño a flexión

- Hormigón armado de peso normal y acero estructural ASTM A36: Viga eje 3 nivel Nv.+3.00.

Se obtiene una sección de 30X60 cm con una armadura distribuida de la siguiente manera:

Acero base (-): 4 ϕ 18

Acero base (+): 4 ϕ 16

Refuerzo en los extremos (-): 2 ϕ 18

Refuerzo en columnas internas (-): 1 ϕ 14

- Hormigón armado de peso liviano y acero estructural ASTM A36: Viga eje 3 nivel Nv.+3.00.

Se obtiene una sección de 30X60 cm con una armadura distribuida de la siguiente manera:

Acero base (-): 3 ϕ 18

Acero base (+): 3 ϕ 16

Refuerzo en los extremos (-): 2 ϕ 18

Refuerzo en los extremos (+): 1 ϕ 14

Refuerzo en columnas internas (-): 1 ϕ 18

Refuerzo en el centro de los vanos extremos (+): 1 ϕ 14

- Resultados del diseño a corte

- Hormigón armado de peso normal y acero estructural ASTM A36: Viga eje 3 nivel Nv.+3.00.

Se obtiene un refuerzo transversal de 1 estribo ϕ 10 *cm* espaciados cada 8 cm en la zona crítica de confinamiento y 16 cm fuera de esta región.

- Hormigón armado de peso liviano y acero estructural ASTM A36: Viga eje 3 nivel Nv.+3.00.

Se obtiene un refuerzo transversal de 1 estribo $\phi 10$ cm espaciados cada 8 cm en la zona crítica de confinamiento y 16 cm fuera de esta región.

3.6.2. VIGAS SECUNDARIAS

Las vigas secundarias empleadas en el presente proyecto de titulación consisten en secciones ensambladas por placas metálicas, sometidas principalmente a efectos de flexión y cortante. La capacidad nominal a corte y flexión de los elementos se determina según los estados límites especificados en el AISC 360-16 y se calculan por medio del método LRFD. Adicionalmente, las vigas secundarias deben garantizar el cumplimiento de los criterios de serviciabilidad expuestos en la misma normativa.

3.6.2.1. Clasificación de secciones para pandeo local

Los miembros sujetos a flexión son clasificados según las relaciones ancho-espesor expuestas en la tabla B4.1b del AISC 360-16. Para el presente diseño se prioriza la utilización de secciones compactas con una relación ancho-espesor menor a “ λ_p ” con el objetivo de descartar los efectos de pandeo local en los componentes de la sección. Las secciones se diseñan para cumplir con los siguientes límites.

Elementos no rigidizados (Caso 11):

$$\frac{b}{t} < 0.37 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Elementos rigidizados (Caso 16):

$$\frac{h_c}{t_w} < \frac{\frac{h_c}{h_p} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2}$$

Donde,

b Mitad del ancho total del ala de la sección I.

t Espesor del ala.

h_c Doble de la distancia desde el centro de gravedad a la cara interior del ala comprimida menos el ala, para perfiles laminados.

t_w Espesor del alma.

E Módulo de elasticidad del acero.

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

M_p Momento plástico.

M_y Momento de fluencia de la fibra extrema

3.6.2.2. Diseño a flexión

El diseño de la sección transversal, al estar conformada por alas y alma compactas, se realiza mediante la revisión de los estados límites de Fluencia y Pandeo Lateral-Torsional según las especificaciones del AISC 360-16 Sección F2. Es decir, el momento nominal de la sección se determina como el momento mínimo obtenido entre las siguientes expresiones:

Fluencia:

$$M_n = M_p = F_y \cdot Z_x$$

Donde,

M_n Resistencia nominal a flexión.

M_p Momento plástico.

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

Z_x Módulo plástico de la sección respecto al eje x.

Pandeo Lateral-Torsional:

$$\text{Si } L_b \leq L_p$$

No aplica

Si $L_p > L_b \geq L_r$

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

Si $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p$$

Donde,

M_n Resistencia nominal a flexión.

M_p Momento plástico.

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo especificado.

Z_x Módulo plástico de la sección respecto al eje x.

C_b Factor de modificación por pandeo lateral-torsional.

L_b Longitud entre puntos que de arriostramiento contra el desplazamiento lateral.

L_r Longitud límite no arriostrada lateralmente para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

L_p Longitud límite no arriostrada lateralmente para el estado límite de fluencia.

Para el estado límite de pandeo lateral-torsional se asume una longitud " L_b " igual a la longitud del miembro debido a la ausencia de arriostramientos laterales en el elemento.

3.6.2.3. Diseño a cortante

La resistencia a cortante de secciones tipo I de simple o doble simetría viene dada principalmente por el área resultante del producto del espesor del alma y el peralte de la sección transversal del elemento. Las vigas, al ser elementos secundarios, carecen de arriostramientos y rigidizadores transversales, por lo tanto, el diseño a cortante de los mismos se realiza según las disposiciones del AISC 360-16 Sección G2 mediante la siguiente expresión:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot A_w \cdot C_{v1}$$

Donde,

F_y Esfuerzo de fluencia mínimo.

A_w Área del alma de la sección, el producto del peralte por el espesor del alma.

C_{v1} Coeficiente de resistencia al cortante del alma.

3.6.2.4. Diseño para serviciabilidad

El diseño para serviciabilidad debe garantizar que, a pesar las deformaciones y el deterioro de los miembros, tanto estructurales como no estructurales, permita un desempeño seguro y confortable de las ocupaciones propias de la estructura durante su funcionamiento.

Los estados límites de servicio se establecen en el AISC 360-16 Sección L2 y se calculan en función de la longitud del elemento. En el caso de miembros de piso que soportan techo falso de yeso se establecen las siguientes condiciones:

Bajo carga viva:

$$\Delta_L \leq \frac{L}{360}$$

Bajo carga viva y muerta simultáneamente:

$$\Delta_{D+L} \leq \frac{L}{240}$$

3.6.2.5. Ejemplo de cálculo

El siguiente ejemplo de cálculo muestra el diseño a flexión y corte de una viga secundaria para los cuatro modelos de estudio.

- Viga secundaria eje 3-4 nivel Nv.-3.00.

DIMENSIONES

| | |
|----------|-----------------------------|
| Sección: | I270X10X200X10 |
| Acero | A36 |
| hw = | 270 mm |
| tw = | 10 mm |
| bf = | 200 mm |
| tf = | 10 mm |
| E = | 2.04E+06 kg/cm ² |
| Fy = | 2550 kg/cm ² |

CAPACIDAD

| | |
|--------|------------------------|
| Mmax = | 7.88 Tm |
| Ma = | 7.09 Tm |
| Zx = | 343.36 cm ³ |
| Vmax = | 4.50 T |
| Va = | 39.93 T |

CLASIFICACIÓN DE SECCIONES PARA PANDEO LOCAL**Esbeltez propia del ala. Caso 11**

| | |
|---------------|-------|
| kc = | 0.77 |
| FL = | 1785 |
| λ = | 10 |
| λ_p = | 10.75 |
| λ_r = | 28.17 |

$\lambda < \lambda_p$ **Ala compacta**

PROPIEDADES

| | | | |
|--------|-------------------------|------|---------------------------|
| A = | 67.00 cm ² | J = | 22.33 cm ⁴ |
| d = | 29.00 cm | Cw = | 261774.33 cm ⁶ |
| ho = | 28.00 cm | Sx = | 654.04 cm ³ |
| A = | 67.00 cm ² | Zx = | 742.25 cm ³ |
| Peso = | 52.60 kg/m | Mp = | 18.93 Tm |
| ycg = | 14.50 cm | My = | 16.68 Tm |
| hp = | 27.00 cm ² | ry = | 4.46 cm |
| Ixx = | 9483.58 cm ⁴ | rx = | 11.90 cm |
| Iyy = | 1335.58 cm ⁴ | | |

Esbeltez propia del alma. Caso 16

| | |
|---------------|--------|
| λ = | 27.00 |
| λ_p = | 103.45 |
| λ_r = | 161.18 |

$\lambda < \lambda_p$ **Alma compacta**

Aplicación de la sección del capítulo F. Tabla F1.1

| Sección | Esbeltez del ala | Esbeltez del alma |
|---------|------------------|-------------------|
| F2 | Ala compacta | Alma compacta |

Estados

límite Y,LBT

Figura 46 (a). Diseño a flexión y corte de la viga 3-4 Nv.-3.00.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

ESTADO LÍMITE I: FLUENCIA

| | |
|-------------|----------------------------|
| Fy = | 2550.00 kg/cm ² |
| Zx = | 742.25 cm ³ |
| Mn = | 18.93 Tm |

ESTADO LÍMITE I: PANDEO LATERAL TORSIONAL

| | |
|--------------|-----------|
| ry = | 4.46 cm |
| rst = | 5.35 cm |
| c = | 1.00 cm |
| Lp = | 222.20 cm |
| Lr = | 734.35 cm |
| Cb = | 1.25 |

| | |
|-------------|------------------|
| Mp = | 1892737.50 kg*cm |
| My = | 1667802.59 kg*cm |

Arriostamiento lateral

| Lb | Mn | Ma | ΦMn | Fcr |
|-----------|-----------|-----------|------------|------------|
| 700 | 15.20 | 9.10 | 13.68 | No aplica |
| 0 | No Aplica | No aplica | No aplica | No aplica |
| 50 | No Aplica | No aplica | No aplica | No aplica |
| 150 | No Aplica | No aplica | No aplica | No aplica |
| 200 | No Aplica | No aplica | No aplica | No aplica |
| 300 | 22.28 | 13.34 | 20.05 | No aplica |
| 400 | 20.51 | 12.28 | 18.46 | No aplica |
| 500 | 18.74 | 11.22 | 16.87 | No aplica |
| 600 | 16.97 | 10.16 | 15.27 | No aplica |
| 700 | 15.20 | 9.10 | 13.68 | No aplica |
| 800 | 13.00 | 7.79 | 11.70 | 1987.82 |
| 900 | 11.16 | 6.68 | 10.05 | 1706.67 |
| 1000 | 9.78 | 5.86 | 8.81 | 1495.99 |

RESUMEN

| Estados límite | Mn | ΦMn | ΦMn | Mmax | D/C |
|-----------------------|-----------|------------|------------|-------------|------------|
| 1 | 18.93 Tm | 17.03 Tm | 13.68 Tm | 7.88 Tm | 0.576 |
| 2 | 15.20 Tm | 13.68 Tm | | | |

Figura 476 (b). Diseño a flexión y corte de la viga 3-4 Nv.-3.00.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

A continuación, se verifican las deformaciones máximas de los cuatro modelos de estudio.

Bajo carga viva:

$$\Delta_L \leq \frac{L}{360} = \frac{700 \text{ cm}}{360}$$

$$0.93 \text{ cm} < 1.944 \text{ cm}$$

Bajo carga viva y muerta simultáneamente:

$$\Delta_{D+L} \leq \frac{L}{240} = \frac{700 \text{ cm}}{240}$$

$$1.64 \text{ cm} < 2.917 \text{ cm}$$

3.6.3. COLUMNAS

Según los requisitos establecidos por la guía 213R-03 del ACI, el diseño de las columnas de hormigón liviano es básicamente el mismo que se lleva a cabo para el hormigón de peso normal. Sin embargo, el factor de modificación debe ser aplicado en las secciones del código en el caso de efectos de esbeltez.

3.6.3.1. Diagrama de interacción

El diagrama de interacción es una representación gráfica de la combinación de carga axial y momento. Dicho comportamiento se describe como flexo-compresión y requiere una cierta consideración de equilibrio de estas dos fuerzas al diseñar la capacidad de la sección transversal de la columna. Por lo tanto, el diagrama de interacción se aplica al diseño de secciones de columnas ya que permite visualizar la magnitud y la singularidad de la fuerza axial y momento que soporta el elemento estructural. Por otro lado, el ACI318-19 dispone que el factor de reducción de resistencia Φ para el diseño de elementos a compresión, es menor que para elementos sometidos a flexión, corte o torsión, produciendo una transición de la curva de interacción de capacidad reducida de diseño.

Tabla 24.

Resistencia máxima a fuerzas axiales.

| Miembro | Refuerzo transversal | $P_{n,max}$ | |
|-------------------------------------|--|-------------------|-----|
| No preesforzado | Estribos que cumplen con 22.4.2.4 | $0.80 \times P_o$ | (a) |
| | Espirales que cumplen con 22.4.2.5 | $0.85 \times P_o$ | (b) |
| Preesforzado | Estribos | $0.80 \times P_o$ | (c) |
| | Espirales | $0.85 \times P_o$ | (d) |
| Miembros de cimentaciones profundas | Estribos de acuerdo con el capítulo 13 | $0.80 \times P_o$ | (e) |

Nota. Tabla 22.4.2.1. ACI318-19.

Resistencia axial a compresión, P_o :

Para miembros no preesforzados con un $f_y \leq 550\text{MPa}$,

$$P_o = 0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \quad \text{ACI318-19, 22.4.2.2}$$

Resistencia axial a tracción máxima, P_{nt} :

Para miembros no preesforzados,

$$P_{nt, \max} = f_y \cdot A_{st} \quad \text{ACI318-19, 22.4.3.1}$$

Donde,

A_{st} Área total del refuerzo longitudinal.

A_g Área total la sección transversal.

A continuación, se presenta el diagrama de interacción de la columna C95x95 nivel Nv.+0.00 del modelo de hormigón armado de peso liviano y acero estructural ASTM A36.

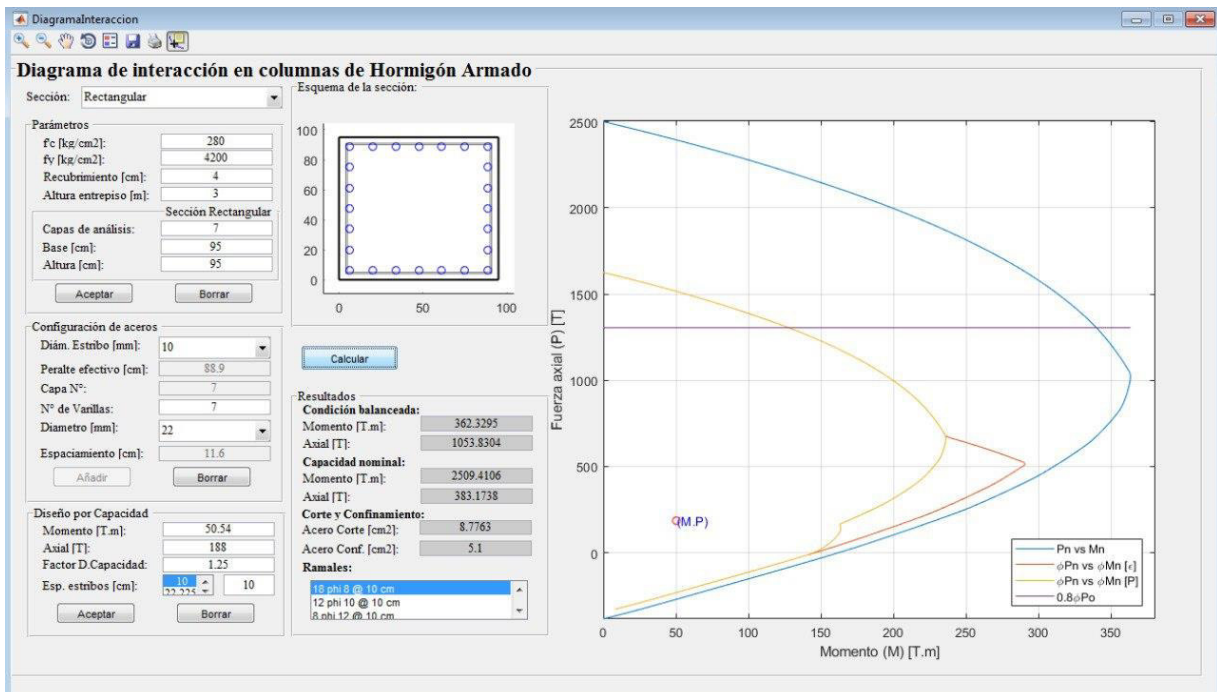


Figura 487. Diagrama de interacción C95X95 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

A continuación, se presenta el diagrama de interacción de la columna C90x90 nivel Nv.+0.00 del modelo de hormigón armado de peso liviano y acero estructural ASTM A36.

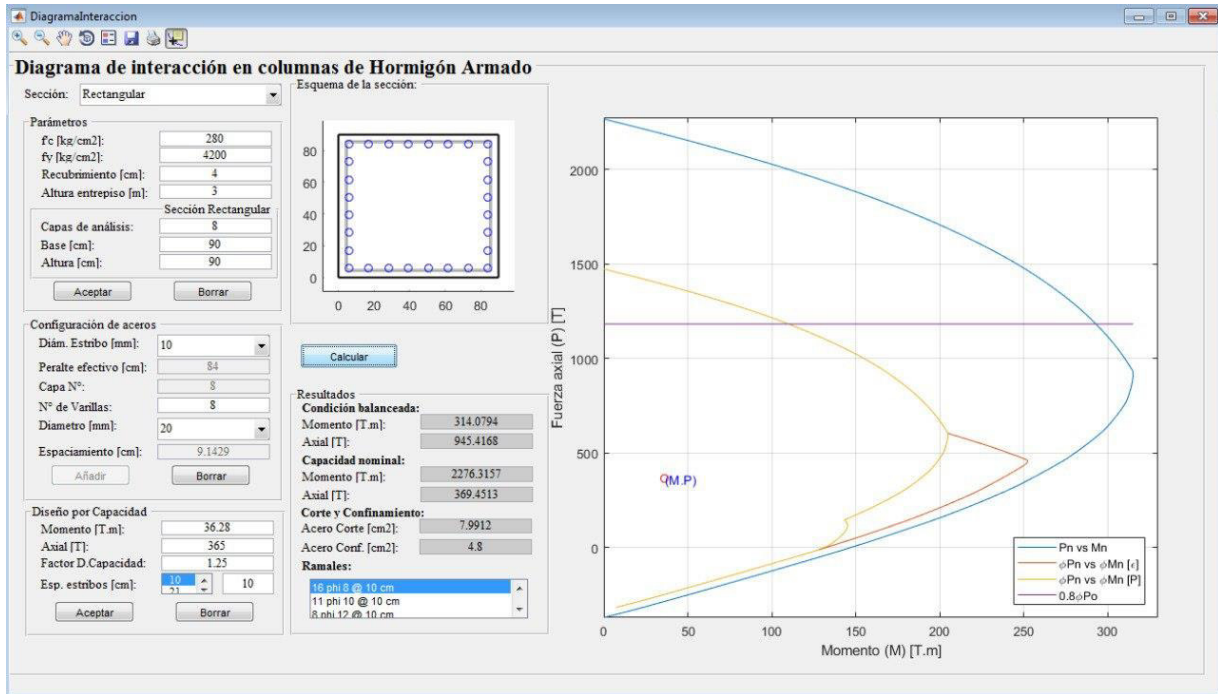


Figura 48. Diagrama de interacción C90X90 del modelo de hormigón de peso ligero con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

3.6.3.2. Requisitos considerados para el refuerzo longitudinal

Refuerzo longitudinal mínimo: [ACI318-19, 10.6.1.1]

$$A_{s_{\min}} = 0.01 \cdot b_w \cdot d$$

Donde, $\rho_{\min} = 0.01$

Refuerzo longitudinal máximo:

$$A_{s_{\min}} = 0.06 \cdot b_w \cdot d$$

Donde, $\rho_{\max} = 0.06$

3.6.3.3. Requisitos considerados para el refuerzo transversal

Espaciamiento del refuerzo transversal:

$$s \leq \min \begin{cases} b/4 \\ h/4 \\ 6 \cdot db \\ 15\text{cm} \end{cases}$$

Para el diseño a corte:

El inciso 18.7.6.1.1 del ACI318-19 advierte que el cortante de diseño V_u debe calcularse en las caras de los nudos de las columnas de acuerdo a las máximas fuerzas que puede producirse. Debido a que existen dos mecanismos de falla que determinan el cortante de diseño; mecanismo de colapso de columnas y mecanismo de colapso de vigas, el cálculo a cortante V_u en pórticos resistentes a momentos especiales también se basa en las capacidades de momento probable y nominal de los miembros, respectivamente, además de las combinaciones de diseño. (CSI, 2002). De tal forma que V_u se calcula de la siguiente manera:

$$V_u = \min \begin{cases} V_{MPr\text{viga}} \\ V_{MPr\text{columna}} \end{cases} \geq V_u\text{combinaciones}$$

Para el diseño por confinamiento:

Tabla 25.

Refuerzo transversal en columnas (SMF).

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

Nota. Tabla 18.7.5.4. ACI318-19.

Donde, los valores k_f y k_n se determinan como:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1 \quad \text{ACI318-19, 18.7.4a}$$

$$k_n = \frac{n_1}{n_1 - 2} \quad \text{ACI318-19, 18.7.4b}$$

Donde,

k_f Factor de resistencia del concreto

k_n Factor de efectividad del confinamiento

n_1 Número de varillas longitudinales en el perímetro del núcleo confinado de una columna. Un paquete de barras, cuenta como una barra individual

3.6.3.4. Ejemplo de cálculo

El siguiente ejemplo de cálculo muestra el diseño a flexión, corte y confinamiento de columnas de hormigón de peso normal y ligero.

- Hormigón armado de peso normal y acero estructural ASTM A36: Columna C95X95 nivel Nv.+0.00, Nv.+3.00 y Nv.+6.00.

DATOS

| | |
|---------------------------|--|
| Código | E4 |
| Tipo | 2 |
| Nivel | Nv. + 0.00 Nv. + 3.00 Nv. + 6.00 |
| Sección | 95 x 95 |
| $\rho =$ | 1% |
| $A_{s_{min}} (\% \rho) =$ | 90.25 cm ² |
| Recubrimiento, r : | 4.00 cm |
| ϕ estribo = | 12 |
| d = | 91.00 cm |
| f _c = | 280.00 kg/cm ² |
| f _y = | 4200.00 kg/cm ² |
| h _{entrepiso} = | 3.00 m |
| # varilla = | 24 |
| $\phi =$ | 22 |
| $A_c =$ | 91 73 cm ² |

SOLICITACIONES

| Carga | Axial (T) | Mxx (Tm) | Myy (Tm) | Omax (T/m ²) | Omin (T/m ²) |
|----------------------|-----------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| Dead | 420.51 | 0.56 | 0.3 | | |
| Live | 130.95 | 0.95 | 0.34 | | |
| Ex | 2.26 | 51.45 | 0 | | |
| Ey | 0.12 | 0 | 48.21 | | |
| C1. 1.4D | 588.714 | 0.784 | 0.42 | 660.7404 | 643.8890 |
| C2. 1.2D+1.6L | 714.132 | 2.192 | 0.904 | 812.9481 | 769.6159 |
| C3. 1.2D+L+Sx | 637.822 | 53.072 | 0.7 | 1083.0301 | 330.4259 |
| C3. 1.2D+L+Sy | 635.682 | 1.622 | 48.91 | 1057.9850 | 350.7286 |
| C3. 1.2D+L-Sx | 633.302 | -49.828 | 0.7 | 1055.3199 | 348.1194 |
| C3. 1.2D+L-Sy | 635.442 | 1.622 | -47.51 | 1047.9217 | 360.2600 |
| C4. 0.9D+Sx | 380.719 | 51.954 | 0.27 | 787.3183 | 56.3803 |
| C4. 0.9D+Sy | 378.579 | 0.504 | 48.48 | 762.2733 | 76.6830 |
| C4. 0.9D-Sx | 376.199 | -50.946 | 0.27 | 775.2559 | 58.4261 |
| C4. 0.9D-Sy | 378.339 | 0.504 | -47.94 | 758.2284 | 80.1960 |
| C5. D+S | 422.89 | 52.01 | 48.51 | 1172.0257 | -234.8733 |

Refuerzo longitudinal - diagrama de interacción**Condición balanceada**

| | | | |
|-------|-----------|-------|-----------|
| Mbx = | 362.33 Tm | Mby = | 362.33 Tm |
| Pbx = | 1053.83 T | Pby = | 1053.83 T |

Cargas últimas

| | |
|------|----------|
| Pu = | 714.13 T |
|------|----------|

Acero por confinamientoRevisión Pu \leq 758

So 10.00 cm

Scentral 15.00 cm

* Si Pu \leq 0.3*Ag*f_c, omitir ash3

| x-x | | | y-y | | |
|--------|----------------------|-----------|--------|----------------------|-----------|
| h" = | 84.60 cm | kn = 1.09 | h" = | 84.60 cm | kn = 1.09 |
| Ash1 = | 6.62 cm ² | | Ash1 = | 6.62 cm ² | |
| Ash2 = | 7.61 cm ² | | Ash2 = | 7.61 cm ² | |
| Ash3 = | 6.58 cm ² | | Ash3 = | 6.58 cm ² | |

ACERO POR CORTE

| | |
|-------------|------|
| $\alpha =$ | 1.4 |
| $\lambda =$ | 1 |
| $\phi =$ | 0.75 |

Figura 4949 (a). Diseño a flexión, corte y confinamiento de la columna C95X95 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Mecanismo de colapso columna

| | | | |
|-------|-----------|------|---------|
| Mbx = | 362.33 Tm | Vc = | 76.67 T |
| Vux = | 338.17 T | Vs = | 0.00 T |

| | | | |
|-------|-----------|------|---------|
| Mby = | 362.33 Tm | Vc = | 76.67 T |
| Vuy = | 338.17 T | Vs = | 0.00 T |

$$V_s < 4V_c$$

Mecanismo de colapso de vigas

| | |
|-----------------|----------|
| $M_{x_{izq}}$ = | 33.63 Tm |
| $M_{x_{der}}$ = | 33.63 Tm |
| V_u = | 22.42 T |

| | |
|---------|----------------------|
| A_v = | 0.00 cm ² |
|---------|----------------------|

| | |
|-----------------|----------|
| $M_{y_{izq}}$ = | 26.46 Tm |
| $M_{y_{der}}$ = | 26.46 Tm |
| V_u = | 17.64 T |

| | |
|---------|----------------------|
| A_v = | 0.00 cm ² |
|---------|----------------------|

REFUERZO TRANSVERSAL

| | | | |
|------------|----------------------|---------------|-----|
| A_{vx} = | 7.61 cm ² | # ramales x-x | 7.0 |
| A_{vy} = | 7.61 cm ² | # ramales y-y | 7.0 |

Figura 49 (b). Diseño a flexión, corte y confinamiento de la columna C95X95 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Hormigón armado de peso liviano y acero estructural ASTM A36: Columna C90X90 nivel Nv.+0.00, Nv.+3.00 y Nv.+6.00

DATOS

| | |
|-------------------|--|
| Código | E4 |
| Tipo | 2 |
| Nivel | Nv. + 0.00 Nv. + 3.00 Nv. + 6.00 |
| Sección | 90 x 90 |
| ρ = | 1% |
| $A_{s_{min}}$ (%) | 81.00 cm ² |
| Recubrim | 4.00 cm |
| ϕ estribo | 10 |
| d = | 86.00 cm |
| f_c = | 280.00 kg/cm ² |
| f_y = | 4200.00 kg/cm ² |
| $h_{entrepiso}$ = | 3.00 m |
| # varilla | 28 |
| ϕ = | 20 |
| $A_{s_{colocad}}$ | 87.96 cm ² |

SOLICITACIONES

| Carga | Axial (T) | Mxx (Tm) | Myy (Tm) | Omax (T/m ²) | Omin (T/m ²) |
|----------------------|-----------|----------|----------|--------------------------|--------------------------|
| Dead | 335.64 | 0 | 0.99 | | |
| Live | 121.66 | 0.33 | 1.05 | | |
| Ex | 12.09 | 35.3 | 0.85 | | |
| Ey | 17.25 | 0.98 | 32.74 | | |
| C1. 1.4D | 469.896 | 0 | 1.386 | 591.5259 | 568.7111 |
| C2. 1.2D+1.6L | 597.424 | 0.528 | 2.868 | 765.5111 | 709.6099 |
| C3. 1.2D+L+Sx | 536.518 | 35.63 | 3.088 | 981.0346 | 343.7012 |
| C3. 1.2D+L+Sy | 541.678 | 1.31 | 34.978 | 967.4049 | 370.0716 |
| C3. 1.2D+L-Sx | 512.338 | -34.97 | 1.388 | 931.7588 | 333.2733 |
| C3. 1.2D+L-Sy | 507.178 | -0.65 | -30.502 | 882.5407 | 369.7506 |
| C4. 0.9D+Sx | 314.166 | 35.3 | 1.741 | 692.7235 | 82.9951 |
| C4. 0.9D+Sy | 319.326 | 0.98 | 33.631 | 679.0938 | 109.3654 |
| C4. 0.9D-Sx | 289.986 | -35.3 | 0.041 | 648.8798 | 67.1350 |
| C4. 0.9D-Sy | 284.826 | -0.98 | -31.849 | 621.8346 | 81.4395 |
| C5. D+S | 364.98 | 36.28 | 34.58 | 1033.8025 | -132.6173 |

Figura 500 (a). Diseño a flexión, corte y confinamiento de la columna C90X90 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Refuerzo longitudinal - diagrama de interacción**Condición balanceada**

| | | | |
|-------|-----------|-----|-----------|
| Mbx = | 314.08 Tm | Mby | 314.08 Tm |
| Pbx = | 945.42 T | Pby | 945.42 T |

Cargas últimas

| | |
|------|----------|
| Pu = | 597.42 T |
|------|----------|

Acero por confinamiento

Revisión Pu ≤ 680

So 10.00 cm

Scentral 15.00 cm

* Si $P_u \leq 0.3 \cdot A_g \cdot f_c$, omitir ash3

| x-x | | | y-y | | |
|--------|----------------------|-----------|------|----------------------|-----------|
| h" = | 80.00 cm | kf = 1 | h" = | 80.00 cm | kf = 1 |
| | | kn = 1.08 | | | kn = 1.08 |
| Ash1 = | 6.38 cm ² | | Ash1 | 6.38 cm ² | |
| Ash2 = | 7.20 cm ² | | Ash2 | 7.20 cm ² | |
| Ash3 = | 5.74 cm ² | | Ash3 | 5.74 cm ² | |

ACERO POR CORTE

| | |
|-------------|------|
| $\alpha =$ | 1.4 |
| $\lambda =$ | 0.75 |
| $\phi =$ | 0.75 |

Mecanismo de colapso columna

| | | | |
|-------|-----------|------|---------|
| Mbx = | 314.08 Tm | Vc = | 51.48 T |
| Vux = | 293.14 T | Vs = | 0.00 T |

| | | | |
|-------|-----------|------|---------|
| Mby = | 314.08 Tm | Vc = | 51.48 T |
| Vuy = | 293.14 T | Vs = | 0.00 T |

$$V_s < 4V_c$$

Mecanismo de colapso de vigas

| | | | |
|-----------------|----------|---------|----------------------|
| $M_{x_{izq}} =$ | 28.17 Tm | $A_v =$ | 0.00 cm ² |
| $M_{x_{der}} =$ | 28.17 Tm | | |
| $V_u =$ | 18.78 T | | |

| | | | |
|-----------------|----------|---------|----------------------|
| $M_{y_{izq}} =$ | 23.73 Tm | $A_v =$ | 0.00 cm ² |
| $M_{y_{der}} =$ | 23.73 Tm | | |
| $V_u =$ | 15.82 T | | |

REFUERZO TRANSVERSAL

| | | | |
|------------|----------------------|---------------|------|
| $A_{vx} =$ | 7.20 cm ² | # ramales x-x | 10.0 |
| $A_{vy} =$ | 7.20 cm ² | # ramales y-y | 10.0 |

Figura 510 (b). Diseño a flexión, corte y confinamiento de la columna C90X90 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

3.6.4. CONEXIÓN VIGA-COLUMNA

La conexión viga-columna es una zona muy crítica en estructuras de hormigón armado, la colocación y consolidación apropiada del hormigón en un componente tan congestionado pero crítico es de gran importancia para el desempeño satisfactorio de edificaciones implantadas con alta peligrosidad sísmica. La filosofía de diseño consiste en lograr una acción de columna fuerte y viga débil que proporcione el nivel de ductilidad necesaria y la formación de articulaciones plásticas en las vigas lejos de la conexión. Por lo tanto, el diseño y revisión se lleva a cabo de acuerdo con las disposiciones del ACI 318-19 y la guía “Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado”.

3.6.4.1. Deterioro de adherencia

La profundidad del nudo paralelo al refuerzo que general el cortante debe ser al menos la mayor de: [ACI 318-19, 18.8.2.2]

$$h_c \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{\lambda} \cdot \phi_{\text{viga}} \\ h/2 \end{array} \right.$$

3.6.4.2. Tensión en el nudo

La fuerza cortante generada en el nudo por el refuerzo longitudinal de las vigas debe determinarse asumiendo que la resistencia a tracción es $1.25f_y$ (ACI 318-19, sección 18.8.2.1).

3.6.4.3. Resistencia al corte

Ancho efectivo: [ACI318-19, Fig. R15.4.2]

$$b_j \leq \begin{cases} b_v + h_c \\ b_v + 2x \end{cases}$$

Donde,

$$x = \frac{b_c - b_v}{2}$$

Momento probable: [ACI318-19, 18.7.6.1.1]

$$M_{pr} = A_s \cdot \alpha \cdot f_y \cdot \left(d - A_s \cdot \alpha \cdot \frac{f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

Cortante hiperestático en columna: [ACI318-19, R18.7.6.1.1]

$$V_{hipest} = \frac{M_{pizq} + M_{pder}}{H_{col}}$$

Fuerza cortante: [ACI 352RS-02, Fig. 4.6]

$$T = A_s \cdot \alpha \cdot f_y$$

Área efectiva del nudo: [ACI319-19, Fig.R15.4.2]

$$A_j = b_j \cdot h_c$$

Resistencia nominal a cortante del nudo:

La resistencia nominal a corte del nudo está definida según la tabla 15.4.2.3 del ACI 318-19.

Tabla 26.

Resistencia nominal a corte de un nudo, V_n .

| Columna | Viga en la dirección de V_n | Confinado por vigas transversales de acuerdo con 15.2.8 | V_n , kg |
|------------------------------|-------------------------------|---|---|
| Continua o cumple con 15.2.6 | Continua o cumple con 15.2.7 | Confinada | $6.4 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$ |
| | | No confinada | $5.3 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$ |
| | Otras | Confinada | $5.3 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$ |
| | | No confinada | $4.0 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$ |
| Otras | Continua o cumple con 15.2.7 | Confinada | $5.3 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$ |
| | | No confinada | $4.0 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$ |
| | Otras | Confinada | $4.0 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$ |
| | | No confinada | $3.2 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_j$ |

Nota. Tabla 15.4.2.3. ACI318-19.

Cortante último: [ACI 318-19, 18.4.4.7.1]

$$V_j \leq \phi \cdot V_n$$

Donde V_j se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_j = T_1 + C_2 - V_{hipest}$$

$$V_u = V_{Combinaciones} + V_{Hipest}$$

Cortante vertical:

$$V_{jv} = V_j \cdot \left(\frac{h_v}{h_c} \right)$$

$$V_{jv} < V_j$$

Donde,

B_v Ancho de la sección transversal en la superficie de contacto que se investiga para cortante horizontal.

h_c Altura de la columna.

b_c Ancho de la columna.

3.6.4.4. Confinamiento

La sección 18.8.3.3 del ACI 318-19 establece que el diseño por confinamiento de la conexión viga está sujeto al mismo procedimiento llevado a cabo para el elemento estructural a flexo-compresión.

3.6.4.5. Anclaje

Esta revisión se la realiza cuando el componente está ubicado en una columna esquinera o en el borde de la estructura en la dirección sin continuidad.

$$l_{dh} = \frac{f_y \cdot \phi_{viga}}{17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \quad [ACI318-19, 18.8.5.1]$$

3.6.4.6. Ejemplo de cálculo

A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo de la conexión viga-columna de los modelos de hormigón armado de peso normal y ligero.

- Hormigón armado de peso normal y acero estructural ASTM A36: Conexión B4 Nv.+3.00.

DATOS

| Condición | Interior |
|----------------------|----------------------------|
| $f'c =$ | 280.00 kg/cm ² |
| $f_y =$ | 4200.00 kg/cm ² |
| $h_c =$ | 95.00 cm |
| $b_c =$ | 95.00 cm |
| $h_v =$ | 60.00 cm |
| $b_v =$ | 30.00 cm |
| $d =$ | 56.00 cm |
| $x =$ | 32.50 cm |
| $H_{col} =$ | 3.00 m |
| $rec =$ | 4.00 cm |
| $\phi_{viga} =$ | 18.00 mm |
| $\phi_{columna} =$ | 22.00 mm |
| $\phi_{estribo} =$ | 12.00 mm |
| $\lambda =$ | 1 |
| $\phi =$ | 0.85 |
| $\alpha =$ | 1.25 |
| $A_s \text{ losa} =$ | 0.00 cm ² |
| $A_{s1} =$ | 7.63 cm ² |
| $A_{s2} =$ | 6.03 cm ² |
| $P_u =$ | 714.13 T |
| $n_l =$ | 24 |
| $s =$ | 10.00 cm |
| Área Estribo = | 1.13 cm ² |

DETERIORO DE ADHERENCIA

| | |
|-------------------|----------|
| $h_c =$ | 95.00 cm |
| $h/2 =$ | 47.50 cm |
| $20\phi_{viga} =$ | 36.00 cm |

$$h_c \geq \phi_{viga}$$

RESISTENCIA AL CORTE

| | |
|--------------|-------------------------|
| $b_v+h =$ | 125.00 cm |
| $b_v+2*x =$ | 95.00 cm |
| $b_j =$ | 95.00 cm |
| $M1 =$ | 21.31 T.m |
| $M2 =$ | 17.03 T.m |
| $V_{col} =$ | 12.78 T |
| $T1 =$ | 40.06 T |
| $C2 =$ | 31.66 T |
| $V_j =$ | 58.94 T |
| $A_j =$ | 9025.00 cm ² |
| $b_v =$ | 30.00 cm |
| $0.75*b_c =$ | 71.25 cm |
| $\gamma =$ | 5.3 |
| $\phi V_n =$ | 680.33 T |
| $V_j =$ | 58.94 T |
| $\phi V_n =$ | 680.33 T |

$$V_j \leq \phi V_n$$

CONFINAMIENTO

| | |
|-----------------|-------------------------|
| $h'' =$ | 87.00 cm |
| $A_g =$ | 9025.00 cm ² |
| $A_c =$ | 7569.00 cm ² |
| $0.3*A_g*f'c =$ | 758.10 T |
| $A_{sh1} =$ | 3.35 cm ² |
| $A_{sh2} =$ | 5.22 cm ² |
| $P_u =$ | 714.13 T |
| $k_f =$ | 1 |
| $kn =$ | 1.09 |
| $A_{sh3} =$ | 4.26 cm ² |
| $A_{sh} =$ | 5.22 cm ² |
| $L_o =$ | 95.00 cm |

#Ramales 5
 $\phi 12 @ 10.00 \text{ cm}$

ANCLAJE

| | |
|------------|----------|
| $L_{dh} =$ | 26.58 cm |
|------------|----------|

No requiere esta revisión

Figura 51. Diseño de conexión B4 Nv.+3.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Hormigón armado de peso normal y acero estructural ASTM A36: Conexión B4 Nv.+3.00.

DATOS

| Condición | Interior |
|------------------------|----------------------------|
| f'c = | 280.00 kg/cm ² |
| f _y = | 4200.00 kg/cm ² |
| h _c = | 90.00 cm |
| bc = | 90.00 cm |
| h _v = | 60.00 cm |
| b _v = | 30.00 cm |
| d = | 56.00 cm |
| x = | 30.00 cm |
| H _{col} = | 3.00 m |
| rec = | 4.00 cm |
| φ _{viga} = | 18.00 mm |
| φ _{columna} = | 20.00 mm |
| φ _{estribo} = | 10.00 mm |
| λ = | 0.75 |
| φ = | 0.85 |
| α = | 1.25 |
| A _{s losa} = | 0.00 cm ² |
| A _{s1} = | 7.63 cm ² |
| A _{s2} = | 6.03 cm ² |
| P _u = | 597.42 T |
| n _l = | 24 |
| s = | 10.00 cm |
| Área Estribo = | 0.79 cm ² |

DETERIORO DE ADHERENCIA

| | |
|-----------------------|----------|
| h _c = | 90.00 cm |
| h/2 = | 45.00 cm |
| 20φ _{viga} = | 48.00 cm |

$$h_c \geq \phi_{viga}$$

RESISTENCIA AL CORTE

| | |
|-----------------------|-------------------------|
| b _v +h = | 120.00 cm |
| b _v +2*x = | 90.00 cm |
| b _j = | 90.00 cm |
| M ₁ = | 21.31 T.m |
| M ₂ = | 17.03 T.m |
| V _{col} = | 12.78 T |
| T ₁ = | 40.06 T |
| C ₂ = | 31.66 T |
| V _j = | 58.94 T |
| A _j = | 8100.00 cm ² |
| b _v = | 30.00 cm |
| 0.75*bc = | 67.50 cm |
| γ = | 5.3 |
| φV _n = | 610.60 T |
| V _j = | 58.94 T |
| φV _n = | 610.60 T |

$$V_j \leq \phi V_n$$

CONFINAMIENTO

| | |
|---------------------------|-------------------------|
| h'' = | 82.00 cm |
| A _g = | 8100.00 cm ² |
| A _c = | 6724.00 cm ² |
| 0.3*A _g *f'c = | 680.40 T |
| A _{sh1} = | 3.36 cm ² |
| A _{sh2} = | 4.92 cm ² |
| P _u = | 597.42 T |
| k _f = | 1 |
| k _n = | 1.09 |
| A _{sh3} = | 3.78 cm ² |
| A _{sh} = | 4.92 cm ² |
| L _o = | 90.00 cm |

#Ramales 7
 Ø 10 @ 10.00 cm

ANCLAJE

| | |
|-------------------|----------|
| L _{dh} = | 35.44 cm |
|-------------------|----------|

No requiere esta revisión

Figura 522. Diseño de conexión B4 Nv.+3.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

3.6.5. MUROS ESTRUCTURALES

Una rigidez adecuada influye en el comportamiento ante cargas laterales en edificios de gran altura. Los muros estructurales pueden resistir la carga lateral y controlar las derivas, además, deben proporcionar la suficiente ductilidad para evitar fallas frágiles por acción sísmica.

3.6.5.1. Disposiciones generales

Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \cdot A_g$$

Acero mínimo longitudinal de cabezales especiales [ACI 318-19, 18.10.2.4]

$$\rho_{\min} = \frac{1.6 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y}$$

Acero mínimo del alma [ACI 318-19, 18.10.2.1]

$$\rho_{\min} = 0.0025$$

El ACI318-19 proporciona dos procedimientos para determinar los requisitos de diseño de muros estructurales. Los procedimientos son los siguientes:

- Sección 18.10.6.2

Los cabezales especiales serán necesarios si las siguientes condiciones se cumplen:

$$h_w/l_w \geq 2.0 \wedge c/l_w > 3/8$$

Donde,

c profundidad del eje neutro en el que se asume la fuerza axial y el momento resistente nominal correspondiente al desplazamiento de diseño δ_u .

l_w longitud del muro completo.

- Sección 18.10.6.3

El esfuerzo es calculado por las cargas combinadas que actúan sobre la sección bruta del hormigón bajo una respuesta elástica lineal. Por lo tanto, los cabezales especiales serán necesarios siempre y cuando el esfuerzo máximo en la fibra extrema sea:

$$f_c, \max = \frac{P_u}{A_g} + \frac{M_u}{S_c} > 0.2 \cdot f'c$$

Donde,

S_c módulo elástico de la sección transversal.

3.6.5.2. Diagrama de interacción

Según el inciso 18.10.5.1 del ACI318-19, el diseño por flexo-compresión de un muro estructural está sujeto al procedimiento habitualmente aplicado para columnas.

3.6.5.3. Diseño a Corte

Fuerza cortante de diseño: [ACI318-19, 18.10.3.1]

$$V_e = \Omega_v \cdot \omega_v \cdot V_u \leq 3 \cdot V_u$$

Donde,

V_u Fuerza cortante obtenida de las combinaciones de carga.

Ω_v Factor de sobrerresistencia en la sección crítica definida en la sección 18.10.3.1.2 tabla 27 del ACI318-19.

ω_v Factor de amplificación dinámica definida en la sección 18.10.3.1.3 del ACI318-19.

Tabla 27.

Factor de sobrerresistencia en la sección crítica.

| Condición | Ω_v |
|--|------------|
| $h_{wcs}/l_w > 1.5$ El mayor entre M_{pr}/M_u ^[1] 1.5 ^[2] | |
| $h_{wcs}/l_w \leq 1.5$ | 1.0 |

^[1] Para las combinaciones de carga que produzcan el mayor valor de Ω_v

^[2] A menos que un análisis más detallado demuestre un valor menor, pero no menor que 1.0.

Nota. Tabla 18.10.3.1.2. ACI318-19.

Tabla 28.

Factor de amplificación dinámica.

| n_s | ω_v |
|----------|---------------------------------|
| ≤ 2 | 1 |
| ≤ 6 | $0.9 + \frac{n_s}{10}$ |
| > 6 | $1.3 + \frac{n_s}{30} \leq 1.8$ |

Nota. Sección 18.10.3.1.3. ACI318-19.

Resistencia a cortante: [ACI318-19, 18.10.4.1]

$$V_n = A_{cv} \cdot (\alpha_c \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_t \cdot f_y)$$

Donde,

α_c es 0.80 cuando $h_w/l_w \leq 1.5$ y 0.53 cuando $h_w/l_w \geq 2.0$

A_{cv} área bruta de la sección de concreto delimitada por el grosor del alma y la dimensión del muro en la dirección de la fuerza cortante.

ρ_t cuantía del refuerzo transversal distribuida al área de concreto de una sección perpendicular al refuerzo.

3.6.5.4. Diseño de cabezales especiales

El diseño de cabezales especiales de un muro estructural está sujeto a las consideraciones habitualmente aplicadas para columnas con la excepción de los requerimientos de refuerzo transversal. Según el inciso 18.10.3.4(g) del ACI318-19, el refuerzo transversal debe cumplir con:

Tabla 29.

Refuerzo transversal para cabezales especiales de muros estructurales.

| Refuerzo transversal | Expresiones aplicables |
|---|---|
| A_{sh}/sb_c para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos | Mayor de $0.3 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a) |
| | $0.09 \times \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b) |
| ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares | Mayor de $0.45 \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \times \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (c) |
| | $0.12 \times \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (d) |

Nota. Sección 18.10.6.4(g). ACI318-19.

3.6.5.5. Ejemplo de cálculo

A continuación, se presenta un ejemplo de cálculo de muros estructurales de hormigón armado de peso normal y ligero.

- Hormigón armado de peso normal y acero estructural ASTM A36: Muro B-C eje 2 Nv.+0.00.

DATOS

| | |
|-------------|-------------------------|
| $f_c =$ | 280 kg/cm ² |
| $f_y =$ | 4200 kg/cm ² |
| b cabezal = | 0.50 m |
| h cabezal = | 0.50 m |
| h alma = | 0.35 m |
| L = | 6.50 m |
| No. Pisos = | 15 |

SOLICITACIONES

| Carga | Axial (T) | Momento (Tm) | Cortante (T) |
|-------|-----------|--------------|--------------|
| D | 448.04 | 458.18 | 13.33 |
| L | 71.53 | 89.79 | 8.29 |
| S | 522.95 | 3775.54 | 189.35 |
| C1 | 627.26 | 641.45 | 18.66 |
| C2 | 652.10 | 693.47 | 29.26 |
| C3 | 1132.13 | 4415.14 | 213.64 |
| C4 | 86.23 | 3135.94 | 165.06 |
| C5 | 926.19 | 4187.90 | 201.35 |
| C6 | 119.71 | 3363.18 | 177.35 |

Sección 18.10.6.3

| | |
|------------|---------------------------|
| $P_u =$ | 1132.128 T |
| $M_u =$ | 4415.14 Tm |
| $\sigma =$ | 200.67 kg/cm ² |

Sección 18.10.6.2

| | | |
|-------------|------|-----------|
| $h_w/l_w =$ | 7.50 | Cumple |
| $c/l_w =$ | 0.34 | No Cumple |

Requiere cabezales especiales

Nota. En secciones T o en cabezales, el ancho requerido se debe incluir ≥ 30 cm en el muro

ACERO MÍNIMO

| | |
|--------------------------------------|-----------------------|
| ρ_{\min} longitudinal = | 0.637% |
| As _{min} cabezal especial = | 28.21 cm ² |

Figura 53 (a). Diseño a flexo-compresión del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde

| | | | | | |
|-----------------------|------------|----|--------|----|-----------------------|
| Cabezal | Colocar | 20 | ϕ | 22 | 76.03 cm ² |
| Alma | En 0.15*lw | 4 | ϕ | 22 | 15.21 cm ² |
| Total Colocado | | | | | 91.24 cm ² |

| | | | |
|-------------------|---|-------|----|
| Ascolocado | > | Asmin | Ok |
|-------------------|---|-------|----|

| | |
|---|------------------------|
| ρ_{min} del alma = | 0.0025 |
| Asmin del alma = | 0.0045 cm ² |

| | | | | | |
|-------------------|---|--------|----|----------------------|------------|
| Ascolocado | 2 | ϕ | 16 | 4.02 cm ² | @ 30.00 cm |
|-------------------|---|--------|----|----------------------|------------|

FLEXOCOMPRESIÓN

| | | | | | |
|----------------|------------|----|--------|----|-----------------------|
| Cabezal | Ascolocado | 20 | ϕ | 22 | 76.03 cm ² |
| Alma | Ascolocado | 4 | ϕ | 22 | 15.21 cm ² |
| | | | | | @ 30.00 cm |

C3

| | |
|--------------------------------|------------|
| c = | 241.00 cm |
| ϕP_n = | 1134.5 T |
| ϕM_n = | 4868.10 Tm |
| M_n = | 5409.00 Tm |
| M_{pr} = | 6220.35 Tm |

Ok

C6

| | |
|--------------------------------|------------|
| c = | 64.00 cm |
| ϕP_n = | 127.82 T |
| ϕM_n = | 3409.70 Tm |
| M_n = | 3788.56 Tm |
| M_{pr} = | 4356.84 Tm |

Ok

Figura 53 (b). Diseño a flexo-compresión del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

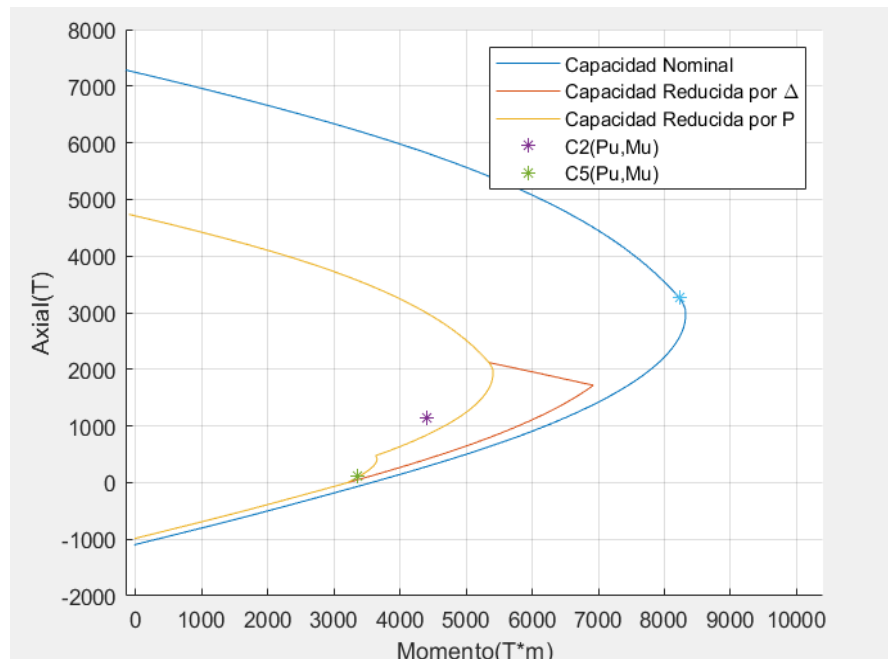


Figura 534. Diagrama de interacción del muro B-C del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

CORTE

| | | |
|--------------|-----------|------------------|
| Vu1 = | 213.636 T | |
| Vu2 = | 177.353 T | |
| Ω1 = | 1.41 | <i>No Cumple</i> |
| | 1.30 | <i>No Cumple</i> |

| | |
|------------|------|
| Ω = | 1.50 |
|------------|------|

| | |
|----------------|-------|
| ns = | 7.84 |
| Wv = | 1.56 |
| ΩV*Wv = | 2.342 |

| | | |
|-------------|----------|-----------|
| VE = | 500.34 T | <i>Ok</i> |
|-------------|----------|-----------|

| | |
|---------------------|----------|
| bw = | 21.50 cm |
| bw asumido = | 35.00 cm |
| ρs = | 0.44% |

Área de estribos

| | | |
|-------------|-----------|----------------------|
| Si: | s= | 10.00 cm |
| Av = | | 1.53 cm ² |

| | | | | |
|-------------------|---|----------------------|------------|---------------|
| Ascolocado | 2 | φ | 10 | <i>Cumple</i> |
| | | 1.57 cm ² | @ 10.00 cm | |

Figura 545. Diseño a corte del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES

| | |
|-------------------|-------------------------|
| c-0.1*Lw = | 171.00 cm |
| c/2 = | 120.50 cm |
| Longitud = | 171.00 cm <i>Cumple</i> |

Ancho mínimo del alma

| | |
|---------------|------------------------|
| h/16 = | 21.88 cm <i>Cumple</i> |
|---------------|------------------------|

Refuerzo transversal

Cabezal

| | |
|---------------|----------------------|
| s = | 10.00 cm |
| Ash1 = | 2.56 cm ² |
| Ash2 = | 2.64 cm ² |

| | | | | | |
|-------------------|---|---|----|----------------------|--------------------------|
| Ascolocado | 4 | φ | 10 | 3.14 cm ² | @ 10.00 cm <i>Cumple</i> |
|-------------------|---|---|----|----------------------|--------------------------|

Alma

| | |
|----------|----------|
| s | 10.00 cm |
|----------|----------|

Ramas cortas

| | |
|---------------|----------------------|
| h'' = | 49.00 cm |
| Ash2 = | 2.94 cm ² |

| | | | | | |
|-------------------|---|---|----|----------------------|--------------------------|
| Ascolocado | 3 | φ | 12 | 3.39 cm ² | @ 10.00 cm <i>Cumple</i> |
|-------------------|---|---|----|----------------------|--------------------------|

Ramas Largas

| | |
|---------------|----------------------|
| h'' = | 29.00 cm |
| Ash2 = | 1.74 cm ² |

| | | | | | |
|-------------------|---|---|-----------------------|----------------------|--------------------------|
| Ascolocado | 2 | φ | 12 kg/cm ² | 2.26 cm ² | @ 10.00 cm <i>Cumple</i> |
|-------------------|---|---|-----------------------|----------------------|--------------------------|

| | | |
|----------------------|-----------|----------|
| # de espacios | 3 | |
| Cortes | hx | 18.33 cm |

Espaciamiento de As Vertical hx

| | |
|--------------------|------------------------|
| Esp. Real = | 12.67 cm <i>Cumple</i> |
| hx = | 18.33 cm <i>Cumple</i> |

Figura 56. Diseño de cabezales especiales del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso normal con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Hormigón armado de peso ligero y acero estructural ASTM A36: Muro B-C eje 2 Nv.+0.00.

DATOS

| | |
|------------------|-------------------------|
| $f_c =$ | 280 kg/cm ² |
| $f_y =$ | 4200 kg/cm ² |
| b cabezal = | 0.65 m |
| h cabezal = | 0.65 m |
| h alma = | 0.35 m |
| L = | 6.50 m |
| No. Pisos = | 15 |
| Recubrimiento = | 4.00 cm |
| ϕ estribo = | 10 |

SOLICITACIONES

| Carga | Axial (T) | Momento (Tm) | Cortante (T) |
|-------|-----------|--------------|--------------|
| D | 358.47 | 370.65 | 11.21 |
| L | 70.51 | 81.71 | 8.14 |
| S | 579.11 | 3121.99 | 160.42 |
| C1 | 501.86 | 518.91 | 15.69 |
| C2 | 542.98 | 575.52 | 26.48 |
| C3 | 1079.78 | 3648.48 | 182.01 |
| C4 | 78.44 | 2595.50 | 138.83 |
| C5 | 901.73 | 3455.57 | 170.51 |
| C6 | 256.49 | 2788.40 | 150.33 |

Sección 18.10.6.3

| | |
|------------------------------|---------------------------|
| Pu = | 1079.784 T |
| Mu = | 3648.48 Tm |
| σ = | 165.49 kg/cm ² |

Sección 18.10.6.2

| | | |
|----------------|------|-----------|
| hw/lw = | 7.34 | Cumple |
| c/lw = | 0.32 | No Cumple |

Requiere cabezales especiales

Nota. En secciones T o en cabezales, el ancho requerido se debe incluir ≥ 30 cm en el muro

ACERO MÍNIMO

| | |
|-----------------------------|-----------------------|
| ρ_{min} longitudinal = | 0.637% |
| Asmin cabezal especial = | 36.10 cm ² |

| Cabezal | Colocar | 24 | ϕ | 18 | 61.07 cm ² |
|-----------------------|------------|----|--------|----|-----------------------------|
| Alma | En 0.15*lw | 4 | ϕ | 18 | 10.18 cm ² |
| Total Colocado | | | | | 71.25 cm² |

| | | | |
|-------------------|---|-------|----|
| Ascolocado | > | Asmin | Ok |
|-------------------|---|-------|----|

| | |
|-------------------------|------------------------|
| ρ_{min} del alma = | 0.0025 |
| Asmin del alma = | 0.0045 cm ² |

| | | | | | |
|-------------------|---|--------|----|----------------------|------------|
| Ascolocado | 2 | ϕ | 16 | 4.02 cm ² | @ 30.00 cm |
|-------------------|---|--------|----|----------------------|------------|

Figura 57 (a). Diseño a flexo-compresión del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

FLEXOCOMPRESIÓN

| | | | | | |
|----------------|------------|----|--------|----|-------------------------------------|
| Cabezal | Ascolocado | 24 | ϕ | 18 | 61.07 cm ² |
| Alma | Ascolocado | 4 | ϕ | 18 | 10.18 cm ² @ 30.00 cm |

C3

| | |
|--------------------------------|------------|
| c = | 228.00 cm |
| $\phi P_n =$ | 1084.00 T |
| $\phi M_n =$ | 4394.60 Tm |
| M_n = | 4882.89 Tm |
| M_{pr} = | 5615.32 Tm |

Ok

C6

| | |
|--------------------------------|------------|
| c = | 71.00 cm |
| $\phi P_n =$ | 258.95 T |
| $\phi M_n =$ | 3002.60 Tm |
| M_n = | 3336.22 Tm |
| M_{pr} = | 3836.66 Tm |

Ok

Figura 57 (b). Diseño a flexo-compresión del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

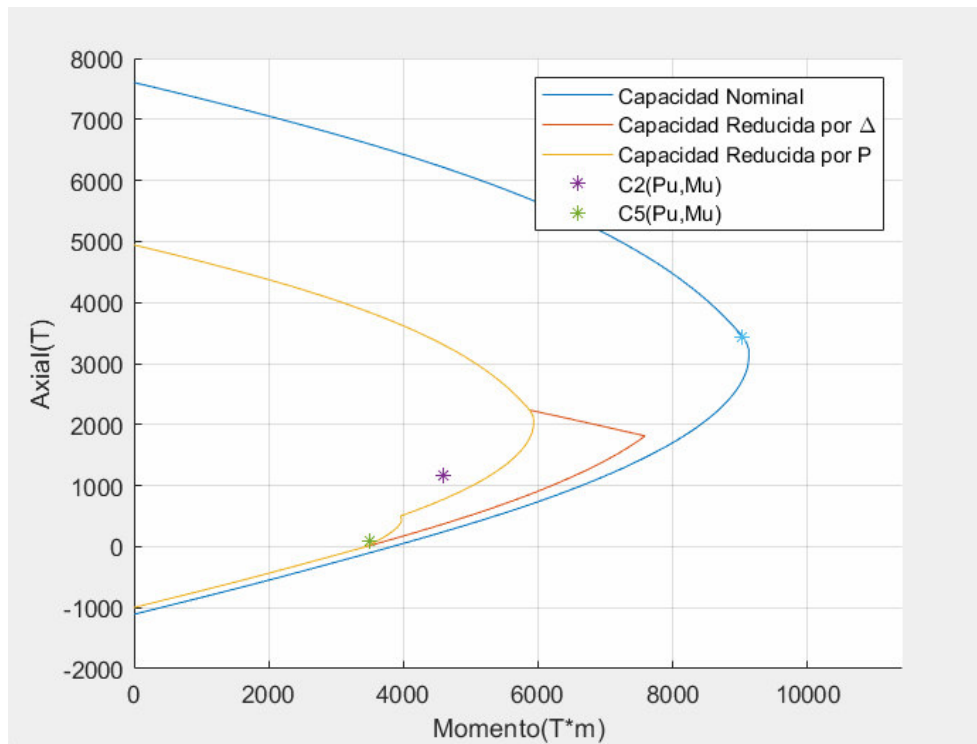


Figura 58. Diagrama de interacción del muro B-C del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

CORTE

| | | |
|--------------|-----------|------------------|
| Vu1 = | 182.012 T | |
| Vu2 = | 150.331 T | |
| Ω1 = | 1.54 | <i>Cumple</i> |
| | 1.38 | <i>No Cumple</i> |

| | |
|------------|------|
| Ω = | 1.54 |
|------------|------|

| | |
|----------------|------|
| ns = | 15 |
| Wv = | 1.80 |
| ΩV*Wv = | 2.77 |

| | | |
|-------------|----------|-----------|
| VE = | 504.24 T | <i>Ok</i> |
|-------------|----------|-----------|

| | |
|---------------------|----------|
| bw = | 21.21 cm |
| bw asumido = | 35.00 cm |
| ρs = | 0.4285% |

Área de estribos

| | | |
|------------|-------------|----------------------|
| Si: | s= | 10.00 cm |
| | Av = | 1.50 cm ² |

| | | | | |
|-------------------|---|----------------------|------------|---------------|
| Ascolocado | 2 | φ | 12 | |
| | | 2.26 cm ² | @ 10.00 cm | <i>Cumple</i> |

Figura 59. Diseño a corte del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

DISEÑO DE CABEZALES ESPECIALES

| | | |
|-------------------|-----------|---------------|
| c-0.1*Lw = | 156.50 cm | |
| c/2 = | 114.00 cm | |
| Longitud = | 156.50 cm | <i>Cumple</i> |

Ancho mínimo del alma

| | | |
|---------------|----------|---------------|
| h/16 = | 21.88 cm | <i>Cumple</i> |
|---------------|----------|---------------|

Refuerzo transversal

Cabezal

| | |
|---------------|----------------------|
| s = | 10.00 cm |
| Ash1 = | 2.51 cm ² |
| Ash2 = | 3.51 cm ² |

| | | | | | | |
|-------------------|---|---|----|----------------------|------------|---------------|
| Ascolocado | 4 | φ | 12 | 4.52 cm ² | @ 10.00 cm | <i>Cumple</i> |
|-------------------|---|---|----|----------------------|------------|---------------|

Figura 550 (a). Diseño de cabezales especiales del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Alma

| | |
|------------|----------|
| s = | 10.00 cm |
|------------|----------|

Ramas cortas

| | |
|---------------|----------------------|
| h'' = | 36.00 cm |
| Ash2 = | 2.16 cm ² |

| | | | | | | |
|-------------------|---|--------|----|----------------------|------------|---------------|
| Ascolocado | 3 | ϕ | 12 | 3.39 cm ² | @ 10.00 cm | <i>Cumple</i> |
|-------------------|---|--------|----|----------------------|------------|---------------|

Ramas Largas

| | |
|---------------|----------------------|
| h'' = | 29.00 cm |
| Ash2 = | 1.74 cm ² |

| | | | | | | |
|-------------------|---|--------|----|----------------------|------------|---------------|
| Ascolocado | 2 | ϕ | 12 | 2.26 cm ² | @ 10.00 cm | <i>Cumple</i> |
|-------------------|---|--------|----|----------------------|------------|---------------|

| | |
|----------------------|----------------------|
| # de espacios | 3 |
| Cortes | hx = 12.67 cm |

Espaciamiento de As Vertical hx

| | | |
|--------------------|----------|---------------|
| Esp. Real = | 17.50 cm | <i>Cumple</i> |
| hx = | 12.67 cm | <i>Cumple</i> |

Figura 560 (b). Diseño de cabezales especiales del muro B-C Nv.+0.00 del modelo de hormigón de peso liviano con acero estructural ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

3.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

El análisis estático no lineal permite estimar las deformaciones estructurales resultantes y evaluar el desempeño de una estructura ante sollicitaciones sísmicas severas. El procedimiento se basa en un análisis estático no-lineal, de tipo "Pushover", que implica un aumento progresivo de cargas laterales actuantes, con el objetivo de estimar la capacidad resistente y la respuesta no lineal de la estructura.

Una vez finalizado el diseño de los elementos, se asignan todas las propiedades a cada uno de los modelos computacionales. Para empezar, se crea los casos de carga con las combinaciones establecidas en la ASCE/SEI 41-17 sección 7.2.2., donde las acciones causadas por carga viva y muerta son afectadas por un factor de escala de 1.1 y 0.275, respectivamente, como se indica en la figura 61.

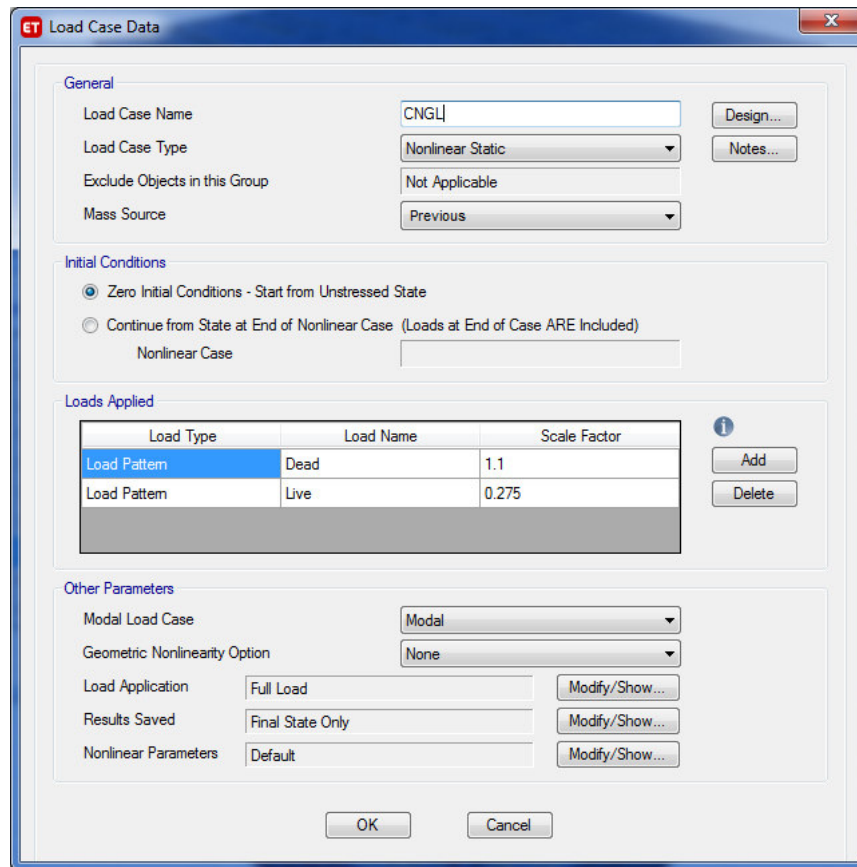


Figura 61. Combinación de cargas.

Fuente: ETABS 2016.

Elaborado por Pallo & Velarde.

Para una visión significativa de los eslabones débiles en el desempeño sísmico de una estructura, se ubican rótulas plásticas en cada extremo de los miembros estructurales, en los puntos donde se espera la formación de grietas y la cedencia del material (figuras 62 y 63); es decir, a una cierta distancia de la unión. Las rótulas plásticas son de varios tipos, dentro del modelo computacional, se asigna rótulas de flexión y corte en los elementos tipo viga y columna.

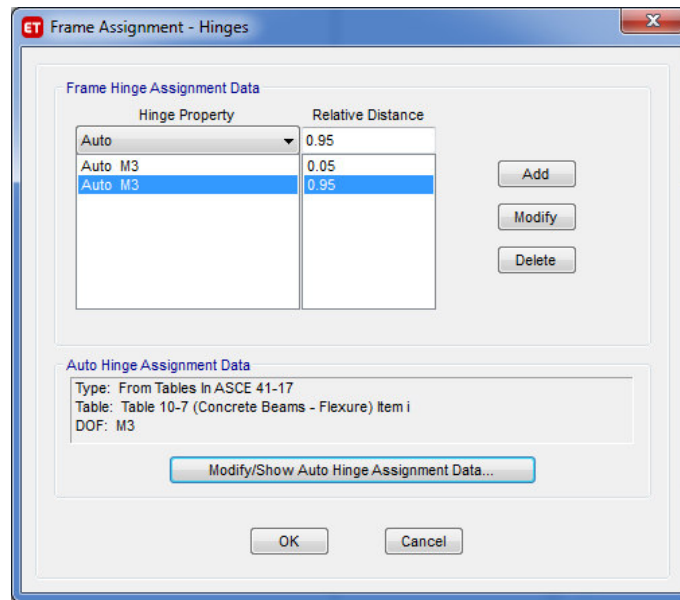


Figura 572. Definición de rótulas plásticas en vigas.

Fuente: ETABS 2016.

Elaborado por Pallo & Velarde.

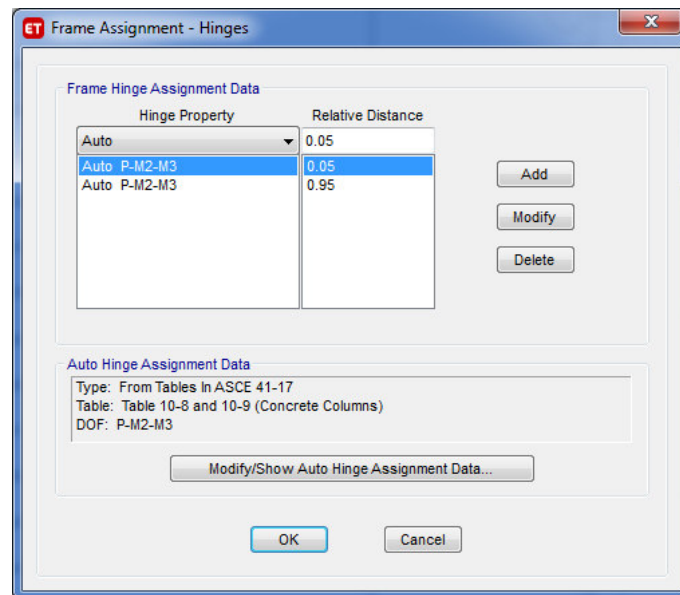


Figura 583. Definición de rótulas plásticas en columnas.

Fuente: ETABS 2016.

Elaborado por Pallo & Velarde.

Posteriormente, el punto de control de desplazamientos se asigna en el centro del nivel más lejano a la base. Para el presente caso de estudio se definen dos direcciones de análisis debido a la similitud de la masa de participación modal de los dos primeros modos de vibración del análisis modal. Por lo tanto, se define una carga no lineal modal en las direcciones de vibración (X y Y), como se observa en la figura 64 y 65. El control de desplazamientos según la ASCE/SEI 7-14 está definido por derivas mayores o iguales al 2%. Sin embargo, la bibliografía señala que este límite debe encontrarse entre el 4% de la altura del edificio con el objetivo de tener una deriva global suficiente para obtener el punto de desempeño, figura 66.

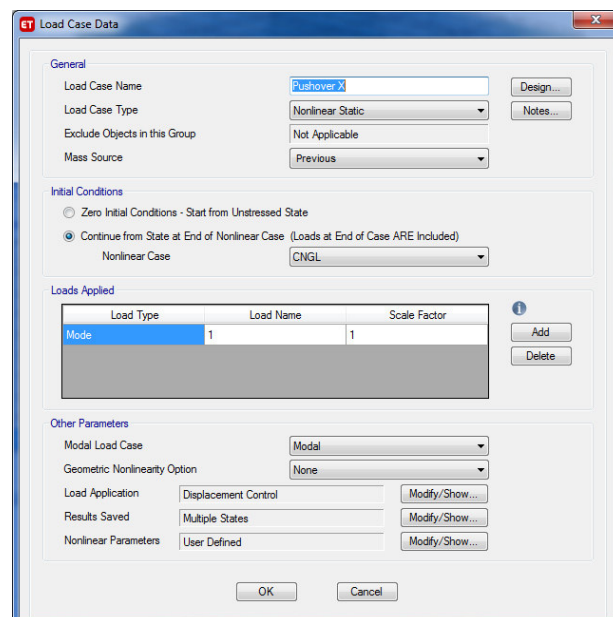


Figura 64. Asignación cargas no lineales modales en el sentido X.

Fuente: ETABS 2016.

Elaborado por Pallo & Velarde.

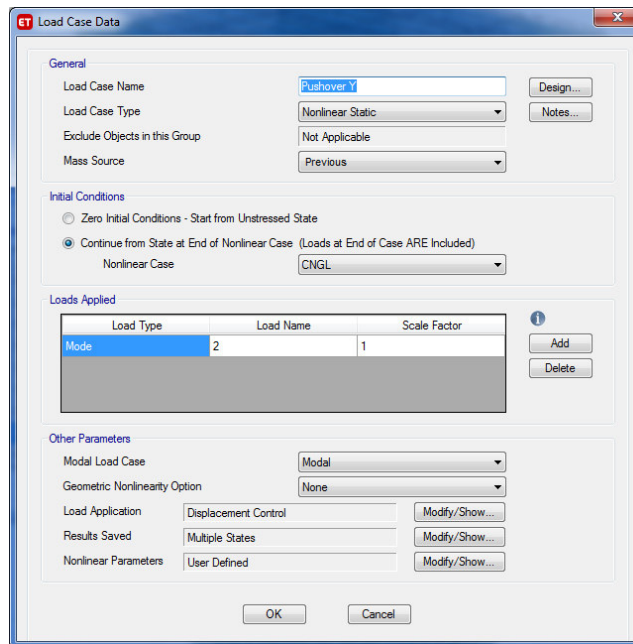


Figura 65. Asignación cargas no lineales modales en el sentido Y.

Fuente: ETABS 2016.

Elaborado por Pallo & Velarde.

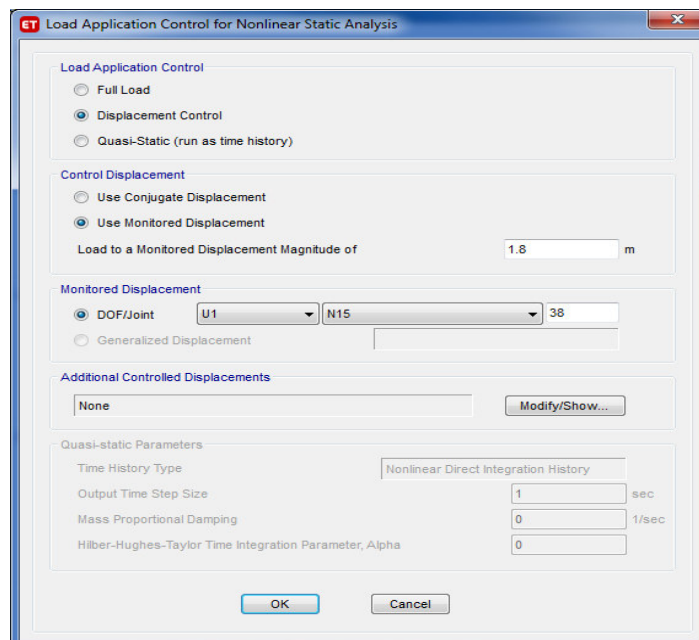


Figura 66. Asignación del límite de control de desplazamientos.

Fuente: ETABS 2016.

Elaborado por Pallo & Velarde.

3.7.1. NIVELES DE DESEMPEÑO

La curva fuerza-deformación es una representación gráfica de los desplazamientos en un punto de control de la estructura generados por efecto de un cortante basal, donde el punto de desempeño es obtenido cuando los espectros de capacidad y de demanda para una relación de amortiguamiento dada por normativa se interseca. Para el presente caso de estudio, la NEC-SE-DS-15 establece que la fracción del amortiguamiento crítico para el desarrollo del espectro debe ser de 0.05. Los diversos niveles de desempeño son expresados en términos de una curva de desplazamiento representativa del edificio.

Las rótulas plásticas tienen estados no lineales definidos como: Ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención al colapso (CP). La figura 67 denota la escala de aceptabilidad aplicada en el análisis Pushover, según la ASCE/SEI 41-17. El rango AB corresponde el rango elástico, B a IO es el rango de ocupación inmediata, IO a LS es el rango de seguridad de vida y LS a CP es la gama de prevención de colapso. Cuando una rótula alcanza el punto C en su curva de fuerza-desplazamiento, esta presenta una reducción repentina en su resistencia, seguida de una resistencia reducida desde D hasta E. Finalmente, cuando se supera E, los elementos presentan una resistencia sísmica de cero.

La ASCE/SEI 7-16 clasifica a los cuatro modelos de estudio dentro de la categoría de riesgo I, ya que representa un bajo riesgo para la vida humana. Esta clasificación permite determinar el nivel de desempeño objetivo que, para estructuras nuevas, corresponde a seguridad de vida (LS) para un sismo con periodo de retorno de 475, según la ASCE/SEI 41-17 Capítulo 2.

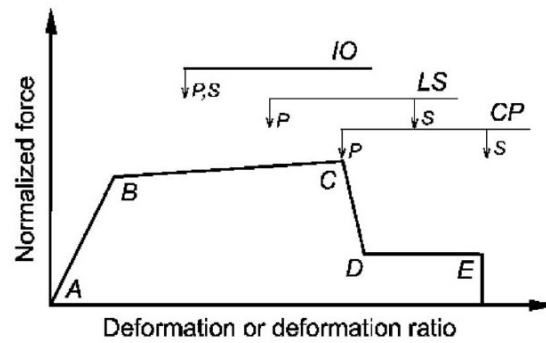


Figura 67. Curva Pushover típica con criterios de aceptación.

Fuente: ASCE/SEI 41-17.

Elaborado por Pallo & Velarde.

La formación de rótulas plásticas de las figuras 68, 69, 70 y 71 muestran que la secuencia de daño es la deseada. Una vez completado el análisis no lineal en ambas direcciones, la estructura se mantiene en un estado operacional.

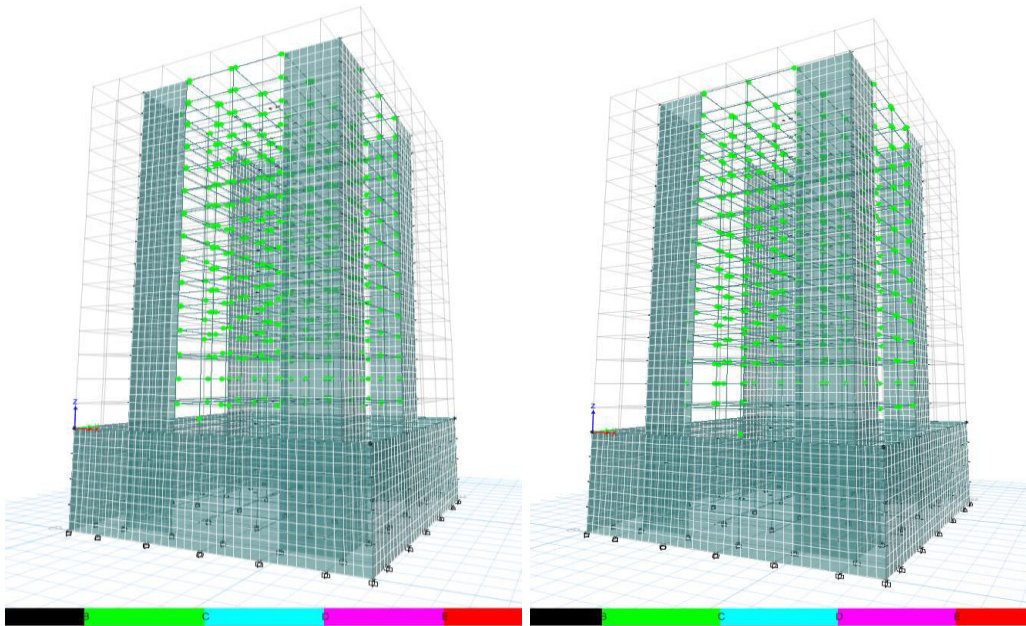


Figura 68. Rótulas plásticas en el modelo de hormigón de peso normal con acero ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

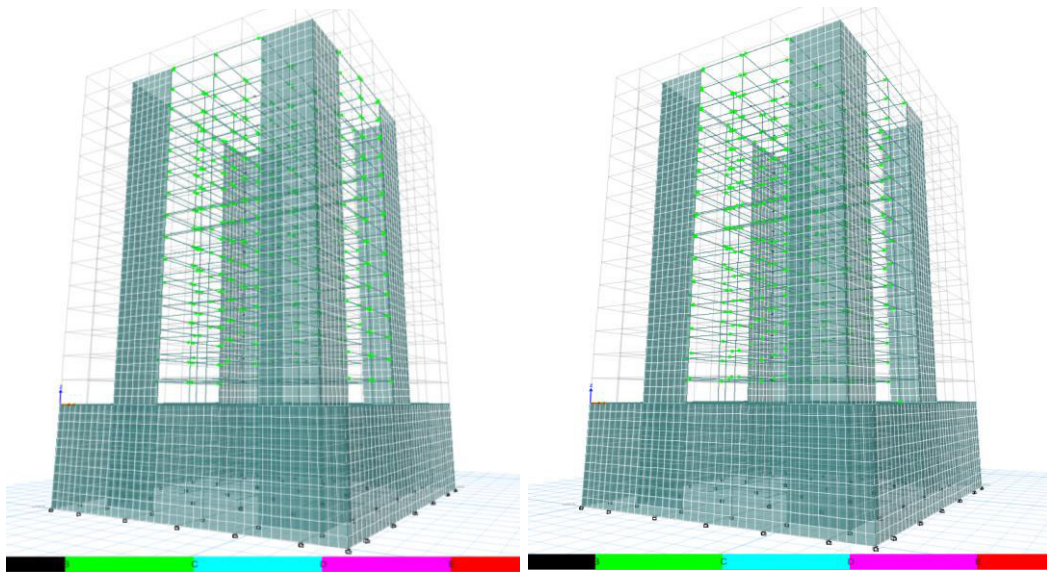


Figura 69. Rótulas plásticas en el modelo de hormigón de peso normal con acero ASTM A572 Gr.50.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

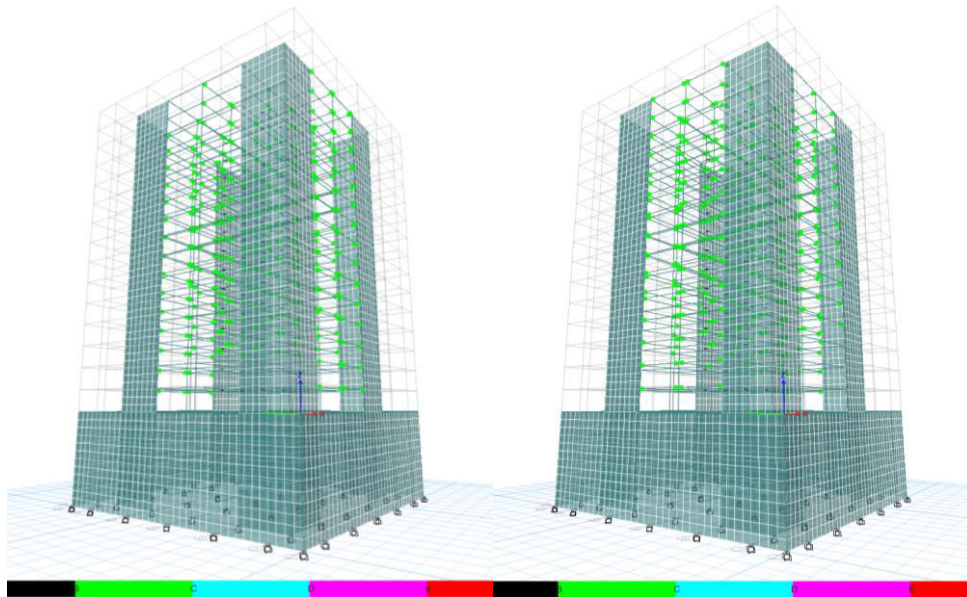


Figura 70. Rótulas plásticas en el modelo de hormigón de peso liviano con acero ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

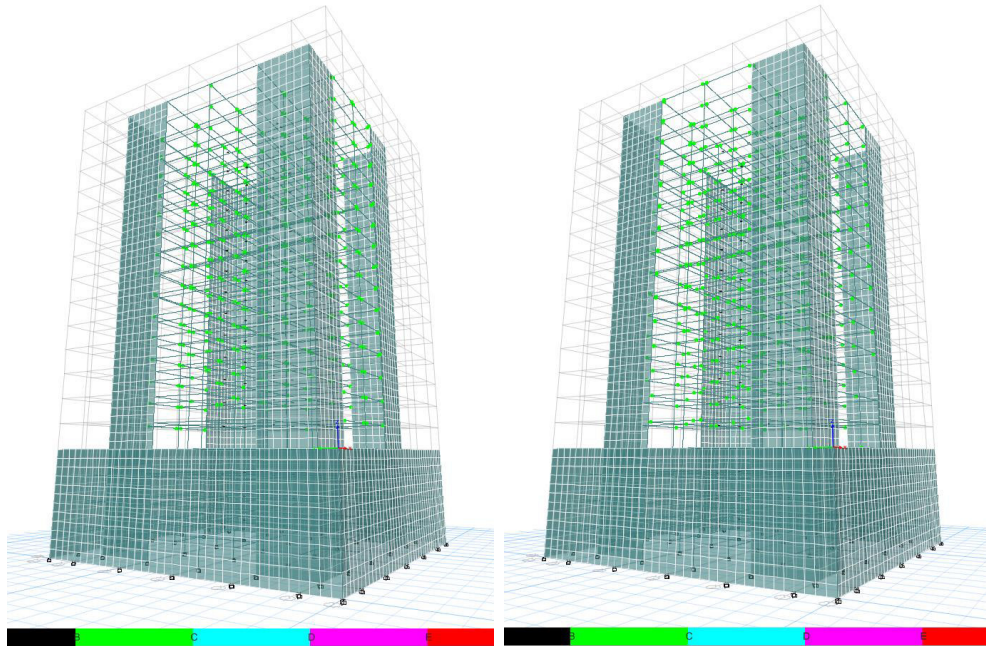


Figura 591. Rótulas plásticas en el modelo de hormigón de peso liviano con acero ASTM A572 Gr.50.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El punto de desempeño para el modelo hormigón de peso normal y acero ASTM A36 es 6, según lo determinado por el análisis no lineal en la dirección “Y”.

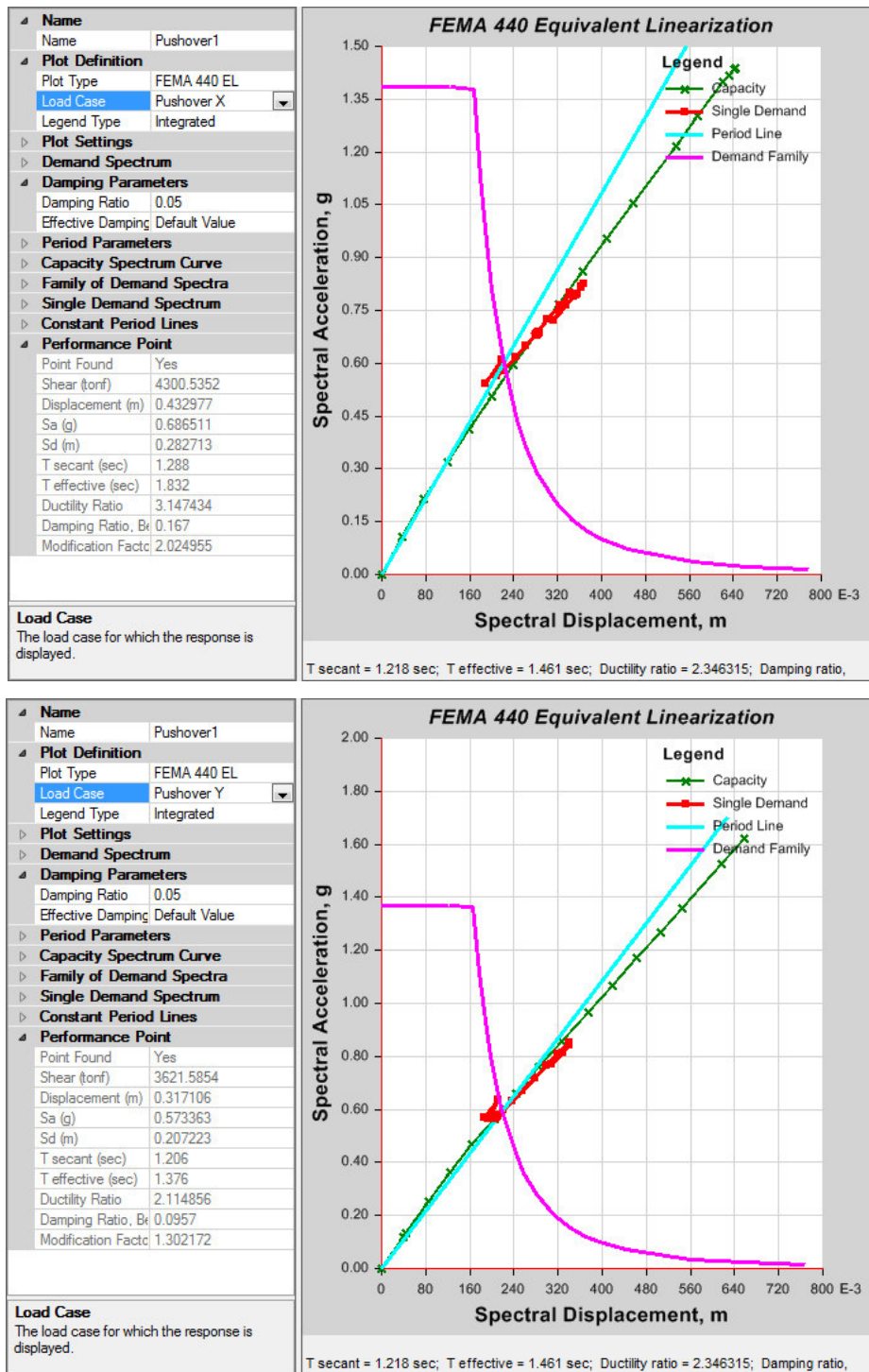


Figura 72. Punto de desempeño del modelo de hormigón de peso normal con acero ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El punto de desempeño para el modelo hormigón de peso normal y acero ASTM A572 Gr. 50 es 6, según lo determinado por el análisis no lineal en la dirección “Y”.

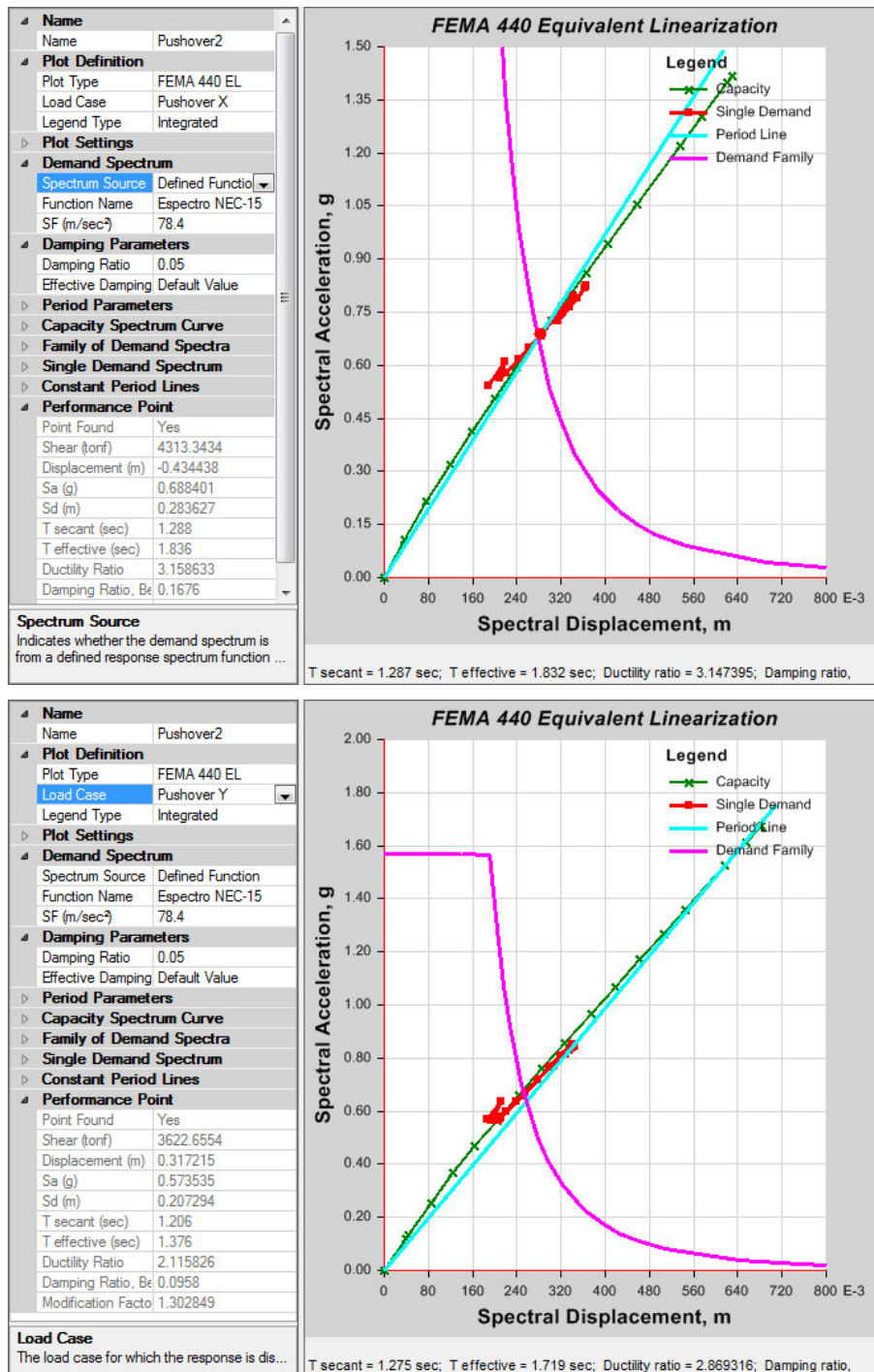


Figura 603. Punto de desempeño del modelo de hormigón de peso normal con acero ASTM A572 Gr.50.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El punto de desempeño para el modelo hormigón de peso liviano y acero ASTM A 36 es 6, según lo determinado por el análisis no lineal en la dirección “Y”.

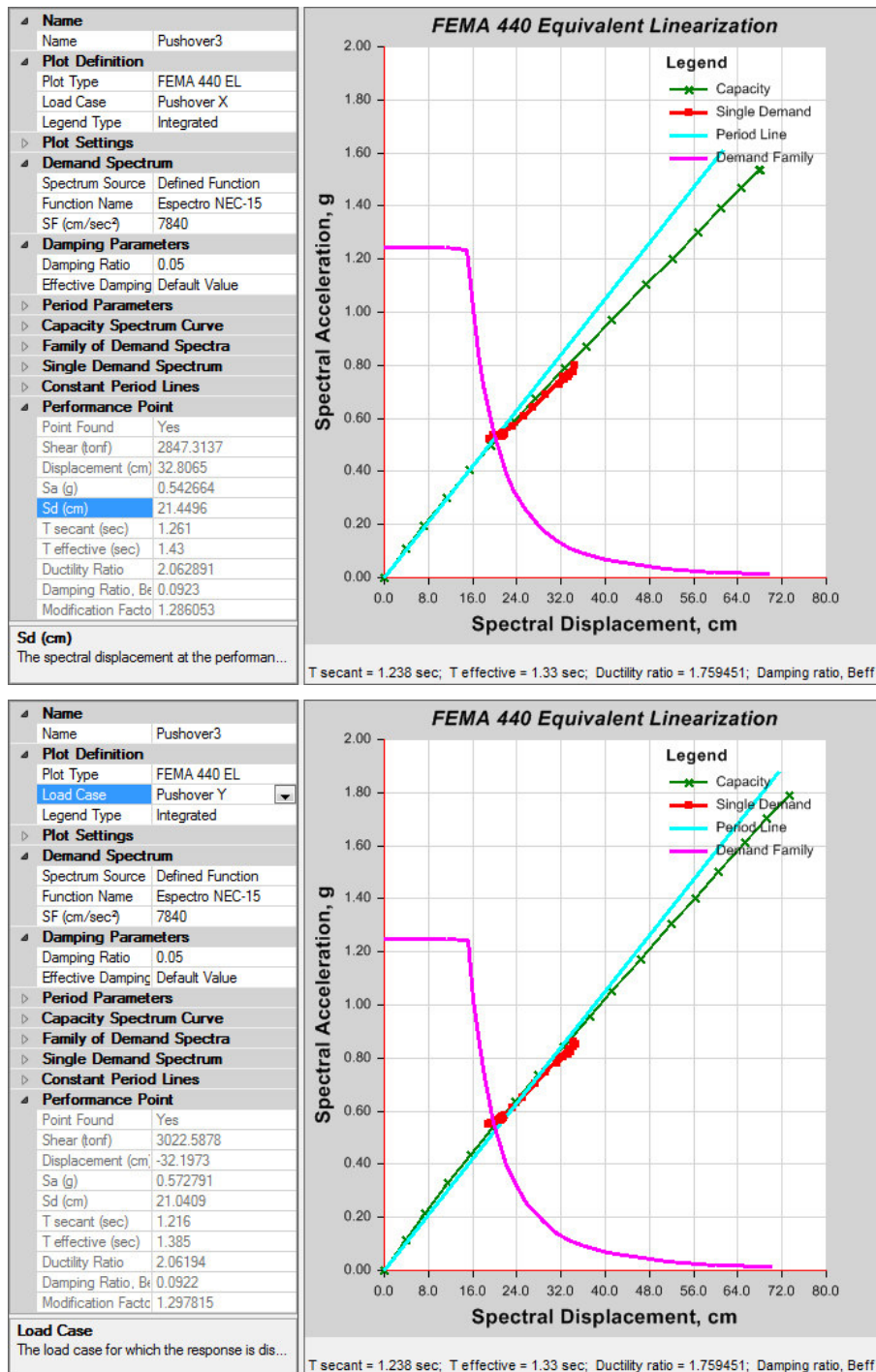


Figura 74. Punto de desempeño del modelo de hormigón de peso liviano con acero ASTM A36.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El punto de desempeño para el modelo hormigón de peso liviano y acero ASTM A572 Gr. 50 es 6, según lo determinado por el análisis no lineal en la dirección “Y”.

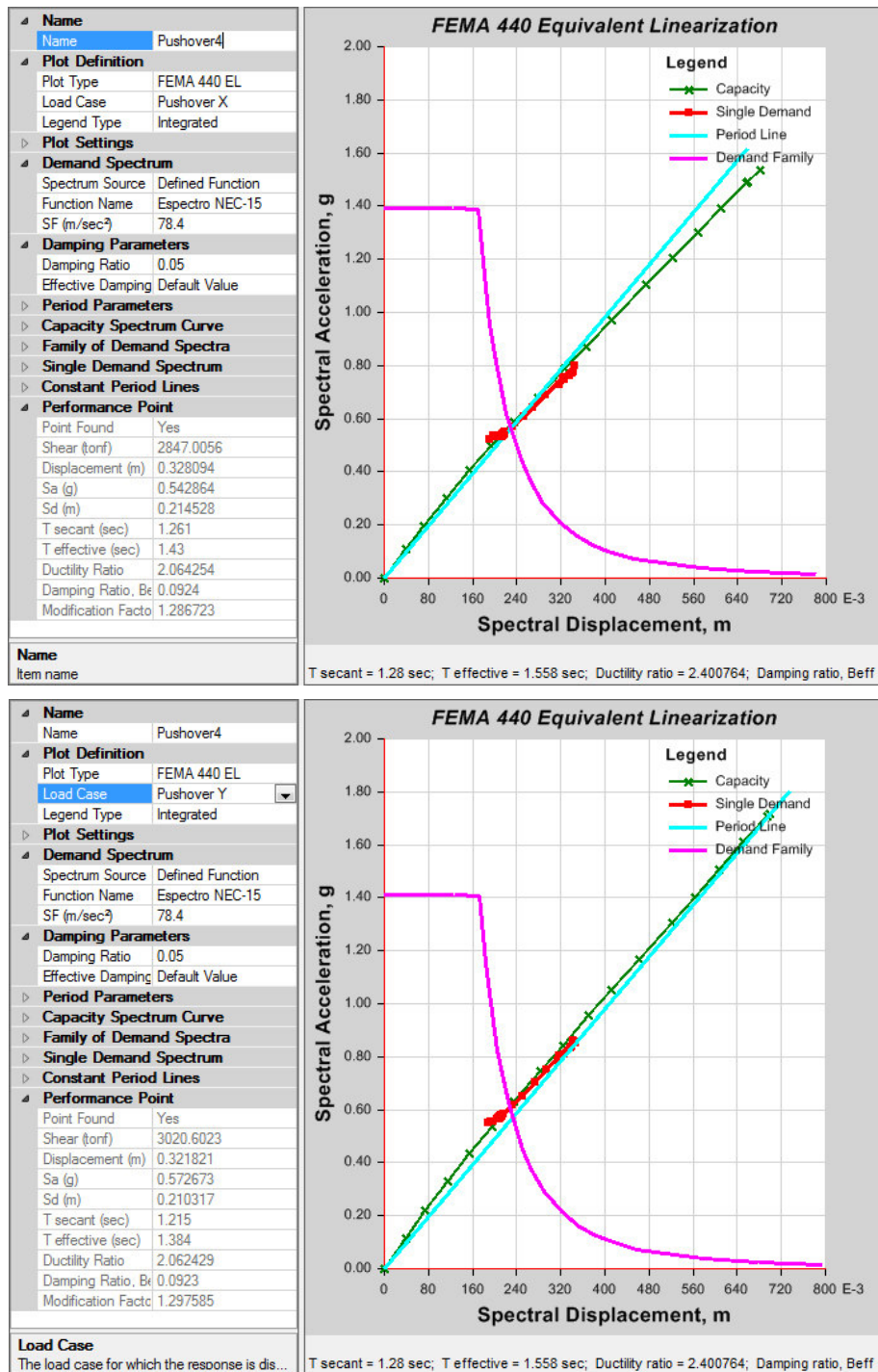


Figura 75. Punto de desempeño del modelo de hormigón de peso liviano con acero ASTM A572 Gr.50.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

3.8. PLANOS ESTRUCTURALES

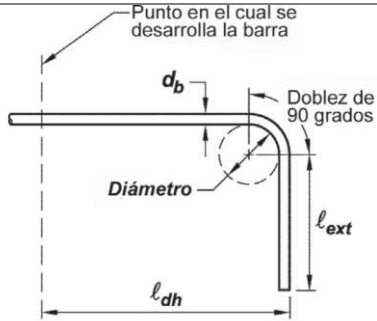
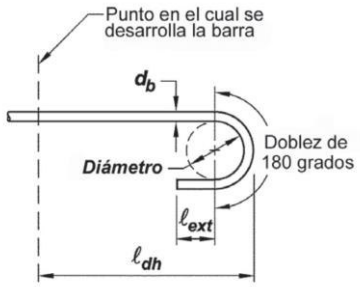
Después de haber llevado a cabo el diseño y análisis estructural de los modelos planteados en el presente proyecto de titulación, el diseño estructural debe ser detallado en planos que garanticen el comportamiento sismorresistente de los miembros estructurales. El detallamiento de los refuerzos se basa en los criterios prescritos en el capítulo 25 de la ACI 318-19.

3.8.1. GANCHO ESTÁNDAR PARA BARRAS EN TRACCIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL

La geometría del gancho se define en la tabla 25.3.1. del ACI 318-19.

Tabla 30.

Geometría de ganchos estándar.

| Tipo de gancho estándar | Diámetro de la barra | Diámetro interior mínimo de doblado, mm | Extensión recta ℓ_{ext} , mm | Tipo de gancho estándar |
|-------------------------|----------------------|---|-----------------------------------|---|
| Gancho de 90 grados | No. 10 a No. 25 | $6 \times d_b$ | $12 \times d_b$ |  |
| | No. 29 a No. 36 | $8 \times d_b$ | | |
| | No. 43 y No. 57 | $10 \times d_b$ | | |
| Gancho de 180 grados | No. 10 a No. 25 | $6 \times d_b$ | Mayor de $4 \times d_b$ y 65 mm |  |
| | No. 29 a No. 36 | $8 \times d_b$ | | |
| | No. 43 y No. 57 | $10 \times d_b$ | | |

Nota. Sección 25.3.1. ACI318-19.

3.8.1.1. Ejemplo de cálculo

El cálculo de los ganchos estándar para barras en tracción es similar para los cuatro modelos propuestos. A continuación, se presenta un ejemplo de cálculo.

- Gancho estándar a 90° para una barra de 16 mm

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 6 \cdot d_b \rightarrow \phi 10 \text{ mm} - \phi 25 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 6 \cdot 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 96 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{ext}} = 12 \cdot d_b \rightarrow \phi 10 \text{ mm} - \phi 25 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{ext}} = 12 \cdot 16 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{ext}} = 192 \text{ mm}$$

$$\ell_T = \frac{\text{Diámetro}_{\text{mín}}}{2} + \ell_{\text{ext}}$$

$$\ell_T = \frac{96 \text{ mm}}{2} + 192 \text{ mm}$$

$$\ell_T = 240 \text{ mm}$$

- Gancho estándar a 180° para una barra de 16 mm

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 6 \cdot d_b \rightarrow \Phi 10 \text{ mm} - \Phi 25 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 6 \cdot 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 96 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{ext}} = \text{máx}(4 \cdot d_b \text{ y } 65 \text{ mm}) \rightarrow \phi 10 \text{ mm} - \phi 25 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{ext}} = \text{máx}(4 \cdot 16 \text{ mm y } 65 \text{ mm})$$

$$\ell_{\text{ext}} = \text{máx}(64 \text{ mm y } 65 \text{ mm})$$

$$\ell_{\text{ext}} = 65 \text{ mm}$$

$$\ell_T = \frac{\text{Diámetro}_{\text{mín}}}{2} + \ell_{\text{ext}}$$

$$\ell_T = \frac{96 \text{ mm}}{2} + 65 \text{ mm}$$

$$\ell_T = 113 \text{ mm}$$

3.8.2. GANCHO SÍSMICO PARA ESTRIBOS, AMARRAS Y ESTRIBOS CERRADOS DE CONFINAMIENTO

La geometría del gancho sísmico se define en la tabla 25.3.2. del ACI 318-19.

Tabla 31.

Geometría de ganchos para estribos y estribos cerrados de confinamiento.

| Tipo de gancho estándar | Diámetro de la barra | Diámetro interior mínimo de doblado, mm | Extensión recta ℓ_{ext} , mm | Tipo de gancho estándar |
|-------------------------|----------------------|---|-----------------------------------|-------------------------|
| Gancho de 90 grados | No. 10 a No. 16 | $4 \times d_b$ | Mayor de $6 \times d_b$ y 75 mm | |
| | No. 19 a No. 25 | $6 \times d_b$ | $12 \times d_b$ | |
| Gancho de 135 grados | No. 10 a No. 16 | $4 \times d_b$ | Mayor de $6 \times d_b$ y 75 mm | |
| | No. 19 a No. 25 | $6 \times d_b$ | | |
| Gancho de 180 grados | No. 10 a No. 16 | $4 \times d_b$ | Mayor de $4 \times d_b$ y 75 mm | |
| | No. 19 a No. 25 | $6 \times d_b$ | | |

Nota. Sección 25.3.2. ACI318-19.

3.8.2.1. Ejemplo de cálculo

El cálculo de ganchos sísmico para estribos, amarras y estribos de confinamiento es similar para los cuatro modelos propuestos. Aquí se muestra un ejemplo de cálculo:

- Gancho sísmico a 90° para una barra de 10 mm

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 4 \cdot d_b \rightarrow \phi 10 \text{ mm} - \phi 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 4 \cdot 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 40 \text{ mm}$$

$$\ell_{ext} = \text{máx}(6 \cdot d_b \text{ y } 75 \text{ mm}) \rightarrow \phi 10 \text{ mm} - \phi 16 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{ext}} = \text{máx}(6 \cdot 10 \text{ mm y } 75 \text{ mm})$$

$$\ell_{\text{ext}} = 75 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{T}} = \frac{\text{Diámetro}_{\text{mín}}}{2} + \ell_{\text{ext}}$$

$$\ell_{\text{T}} = \frac{40 \text{ mm}}{2} + 75 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{T}} = 95 \text{ mm}$$

- Gancho sísmico a 135° para una barra de 10 mm

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 4 \cdot d_b \rightarrow \phi 10 \text{ mm} - \phi 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 4 \cdot 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 40 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{ext}} = \text{máx}(6 \cdot d_b \text{ y } 75 \text{ mm}) \rightarrow \Phi 10 \text{ mm} - \Phi 16 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{ext}} = \text{máx}(6 \cdot 10 \text{ mm y } 75 \text{ mm})$$

$$\ell_{\text{ext}} = 75 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{T}} = \frac{\text{Diámetro}_{\text{mín}}}{2} + \ell_{\text{ext}}$$

$$\ell_{\text{T}} = \frac{40 \text{ mm}}{2} + 75 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{T}} = 95 \text{ mm}$$

- Gancho sísmico a 180° para una barra de 10 mm

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 4 \cdot d_b \rightarrow \phi 10 \text{ mm} - \phi 16 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 4 \cdot 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro}_{\text{mín}} = 40 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{ext}} = \text{máx}(4 \cdot d_b \text{ y } 75 \text{ mm}) \rightarrow \phi 10 \text{ mm} - \phi 16 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{ext}} = \text{máx}(4 \cdot 10 \text{ mm y } 75 \text{ mm})$$

$$\ell_{\text{ext}} = 75 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{T}} = \frac{\text{Diámetro}_{\text{mín}}}{2} + \ell_{\text{ext}}$$

$$\ell_{\text{T}} = \frac{40 \text{ mm}}{2} + 75 \text{ mm}$$

$$\ell_{\text{T}} = 95 \text{ mm}$$

3.8.3. LONGITUD DE DESARROLLO PARA BARRAS CORRUGADAS

3.8.3.1. Longitud de desarrollo en tracción

La longitud de desarrollo (ℓ_d) debe determinarse como el mayor entre (a) y (b).

a) Si el diámetro de la barra corrugada es menor o igual a 20 mm:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{6.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$$

Si el diámetro de la barra corrugada es mayor o igual a 22 mm:

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{5.3 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$$

Donde los coeficientes de modificación se establecen en la tabla 25.4.2.5 del ACI318-19.

Tabla 32.

Factores de modificación para el desarrollo de varillas corrugadas en tracción.

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|---|---|------------------|
| Concreto liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Grado del refuerzo ψ_g | Grado 280 ó Grado 420 | 1.0 |
| | Grado 550 | 1.15 |
| | Grado 360 | 1.3 |
| Epóxico ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico con menor de $3d_b$ de recubrimiento, o separación libre menor que $6d_b$. | 1.5 |
| | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico para todas las otras condiciones. | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Tamaño ψ_s | Para barras No. 22 y mayores | 1.0 |
| | Para barras No. 19 o menores y alambres corrugados | 0.8 |
| Ubicación ψ_t | Más de 300 mm de concreto fresco colocado bajo el refuerzo horizontal | 1.3 |
| | Otros | 1.0 |

Nota. Sección 25.4.2.5. ACI318-19.

b) 300 mm

La longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción debe ser el mayor de (a) hasta (c):

a) Donde ℓ_d debe determinarse como el mayor entre (a) y (b).

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_r \cdot \psi_o \cdot \psi_c}{23 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b^{1.5}$$

Donde los coeficientes de modificación se establecen en la tabla 25.4.3.2 del ACI318-19.

Tabla 33.

Factores de modificación para el desarrollo de ganchos estándar en tracción.

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|--|--|--------------------------|
| Concreto liviano λ | Concreto de peso liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso normal | 1.0 |
| Epóxico ψ_e | Refuerzo con recubrimiento epóxico o zinc y barras con recubrimiento dual de zinc y epóxico | 1.2 |
| | Refuerzo sin recubrimiento o refuerzo recubierto con zinc (galvanizado) | 1.0 |
| Confinamiento de refuerzo ψ_r | Para barras No. 36 y menores con $A_{th} \geq 0.4 \times A_{hs}$ o $s \geq 6 \times d_b$ | 1.0 |
| | Otros | 1.6 |
| Ubicación ψ_o | Para barras con gancho No.36 y menores: | |
| | 1) Que terminan dentro del núcleo de la columna con recubrimiento lateral normal al plano del gancho ≥ 60 mm, o | 1.0 |
| | 2) Con recubrimiento lateral normal al plano del gancho $\geq 6 \times d_b$. | |
| | Otros | 1.25 |
| Resistencia del concreto ψ_c | Para $f'_c < 42$ MPa | $\frac{f'_c}{105} + 0.6$ |
| | Para $f'_c \geq 42$ MPa | 1.0 |

Nota. Sección 25.4.3.2. ACI318-19.

- b) $8 \cdot d_b$
- c) 150 mm

3.8.3.2. Ejemplo de cálculo

El cálculo de la longitud de desarrollo para los dos tipos de hormigón se basa en las mismas ecuaciones. Sin embargo, para el caso de hormigón liviano se utiliza un factor “ λ ” igual a 0.75.

- Longitud de desarrollo en tracción para hormigón de peso normal

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{6.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \rightarrow \leq \Phi 20 \text{ mm}$$

$$\ell_d = \left(\frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{6.6 \cdot 1 \cdot \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) \cdot 16 \text{ mm}$$

$$\ell_d = \text{máx}(608 \text{ mm y } 300 \text{ mm})$$

$$\ell_d = 608 \text{ mm}$$

- Longitud de desarrollo en tracción para hormigón de peso liviano

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_g}{6.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \rightarrow \leq \Phi 20 \text{ mm}$$

$$\ell_d = \left(\frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1}{6.6 \cdot 0.75 \cdot \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) \cdot 16 \text{ mm}$$

$$\ell_d = \text{máx}(811 \text{ mm y } 300 \text{ mm})$$

$$\ell_d = 811 \text{ mm}$$

El cálculo de la longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción de los dos tipos de hormigón se basa en las mismas ecuaciones. Sin embargo, para el caso de hormigón liviano se utiliza un factor “ λ ” igual a 0.75.

- Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción para hormigón de peso normal

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_r \cdot \psi_o \cdot \psi_c}{23 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b^{1.5}$$

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_r \cdot \psi_o \cdot \left(\frac{f'_c}{105} + 0.6 \right)}{23 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b^{1.5}$$

$$\ell_d = \left(\frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1 \cdot 1.6 \cdot 1.25 \cdot \left(\frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{105} + 0.6 \right)}{23 \cdot 1 \cdot \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) \cdot (1.6 \text{ cm})^{1.5}$$

$$\ell_d = \text{máx}(383 \text{ mm}, 8 \cdot d_b \text{ y } 150 \text{ mm})$$

$$\ell_d = \text{máx}(383 \text{ mm}, 8 \cdot 16 \text{ mm y } 150 \text{ mm})$$

$$\ell_d = \text{máx}(383 \text{ mm}, 128 \text{ mm y } 150 \text{ mm})$$

$$\ell_d = 383 \text{ mm}$$

- Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción para hormigón de peso liviano

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_r \cdot \psi_o \cdot \psi_c}{23 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b^{1.5}$$

$$\ell_d = \left(\frac{f_y \cdot \psi_e \cdot \psi_r \cdot \psi_o \cdot \left(\frac{f'_c}{105} + 0.6 \right)}{23 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b^{1.5}$$

$$\ell_d = \left(\frac{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1 \cdot 1.6 \cdot 1.25 \cdot \left(\frac{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{105} + 0.6 \right)}{23 \cdot 0.75 \cdot \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) \cdot (1.6 \text{ cm})^{1.5}$$

$$\ell_d = \text{máx}(510 \text{ mm}, 8 \cdot d_b \text{ y } 150 \text{ mm})$$

$$\ell_d = \text{máx}(510 \text{ mm}, 8 \cdot 16 \text{ mm y } 150 \text{ mm})$$

$$\ell_d = \text{máx}(510 \text{ mm}, 128 \text{ mm y } 150 \text{ mm})$$

$$\ell_d = 510 \text{ mm}$$

3.8.3.3. Longitud de desarrollo en compresión

Donde ℓ_{dc} para barras corrugadas en compresión debe ser la mayor entre (a) y (b):

a) ℓ_{dc} debe determinarse como la mayor de (1) y (2):

1)

$$\ell_{dc} = \left(\frac{0.075 \cdot f_y \cdot \psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b$$

2)

$$\ell_{dc} = 0.0044 \cdot f_y \cdot \Psi_r \cdot d_b$$

Donde los factores de modificación deben cumplir con la tabla 25.4.9.2.

Tabla 34.

Factores de modificación para barras corrugados en compresión.

| Factor de modificación | Condición | Valor del factor |
|--|---|-------------------------|
| Concreto liviano λ | Concreto liviano | 0.75 |
| | Concreto de peso normal | 1 |
| Refuerzo de confinamiento Ψ_r | Refuerzo encerrado en <ol style="list-style-type: none"> 1) Una espiral 2) Un estribo circular continuo con $d_b \geq 6$ mm y paso 100 mm. 3) Estribos de diámetro $\Phi=12$ mm espaciado ≤ 100 mm centro a centro ó 4) Estribos cerrados de confinamiento de acuerdo con 25.7.4 y espaciadas a distancias ≤ 100 mm, centro a centro. | 0.75 |
| | Otra | 1 |

Nota. Sección 25.4.3.2. ACI318-19.

b) 200 mm

3.8.3.4. Ejemplo de cálculo

El cálculo de la longitud de desarrollo de barras en compresión para los dos tipos de hormigón se basa en las mismas ecuaciones. Sin embargo, para el caso de hormigón armado se utiliza un factor “ λ ” igual a 0.75.

- Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción para hormigón de peso normal

$$\ell_{dc} = \text{máx} \left(\left(\frac{0.075 \cdot f_y \cdot \Psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \text{ y } 0.044 \cdot f_y \cdot \Psi_r \cdot d_b \right)$$

$$\ell_{dc} = \text{máx} \left(\left(\frac{0.075 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1}{1 \cdot \sqrt{\frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) \cdot 16 \text{ mm y } 0.044 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1 \cdot 16 \text{ mm} \right)$$

$$\ell_{dc} = \text{máx}(301 \text{ mm y } 296 \text{ mm})$$

$$\ell_{dc} = 301 \text{ mm}$$

- Longitud de desarrollo de ganchos estándar en tracción para hormigón de peso liviano

$$\ell_{dc} = \text{máx} \left(\left(\frac{0.075 \cdot f_y \cdot \Psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \cdot d_b \text{ y } 0.044 \cdot f_y \cdot \Psi_r \cdot d_b \right)$$

$$\ell_{dc} = \text{máx} \left(\left(\frac{0.075 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1}{0.75 \cdot \sqrt{\frac{280\text{kg}}{\text{cm}^2}}} \right) \cdot 16 \text{ mm y } 0.0044 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 1 \cdot 16 \text{ mm} \right)$$

$$\ell_{dc} = \text{máx}(402 \text{ mm y } 296 \text{ mm})$$

$$\ell_{dc} = 402 \text{ mm}$$

3.8.3.5. Longitud de empalme por traslapeo de barras corrugadas a tracción

La longitud de empalme (ℓ_{st}) se obtiene de acuerdo con la tabla 25.5.2.1. y depende de la fracción entre el acero colocado y requerido por análisis en la longitud de empalme.

Tabla 35.

Longitud de traslapeo de barras corrugados a tracción.

| A_s colocado/ A_s requerido en la longitud del empalme | Porcentaje máximo de empalmado dentro de la longitud traslapeo requerida | Tipo de empalme | ℓ_{st} |
|--|--|-----------------|---------------------------------------|
| ≥ 2.0 | 50 | Clase A | Mayor de: $1.0 \times \ell_d$ y 300mm |
| | 100 | Clase B | Mayor de: $1.3 \times \ell_d$ y 300mm |
| < 2.0 | Todos los casos | Clase B | Mayor de: $1.3 \times \ell_d$ y 300mm |

Nota. Sección 25.5.2.1. ACI318-19.

3.8.3.6. Ejemplo de cálculo

El cálculo de la longitud de empalme para los dos tipos de hormigón se basa en la misma expresión. Sin embargo, se utilizan los resultados de longitudes de desarrollo obtenidos previamente.

- Longitud de empalme en tracción para hormigón de peso normal

$$\ell_{st} = 1.3 \cdot \ell_d \text{ mm}$$

$$\ell_{st} = 1.3 \cdot 608 \text{ mm}$$

$$\ell_{st} = 791 \text{ mm}$$

- Longitud de empalme en tracción para hormigón de peso liviano

$$\ell_{st} = 1.3 \cdot \ell_d \text{ mm}$$

$$\ell_{st} = 1.3 \cdot 811 \text{ mm}$$

$$\ell_{st} = 1055 \text{ mm}$$

3.8.3.7. Longitud de empalme por traslapeo de barras corrugadas a compresión

La longitud de empalme por traslapeo a compresión (ℓ_{sc}) para barras menores a 36 mm y $f_y \leq 420 \text{ MPa}$ debe ser la mayor de (a) y (b):

a)

$$\ell_{sc} = 0.0073 \cdot f_y \cdot d_b$$

b) 300 mm

3.8.3.8. Ejemplo de cálculo

El cálculo de la longitud de empalme para los dos tipos de hormigón se basa en las mismas expresiones.

- Longitud de empalme en compresión para hormigón de peso normal y liviano

$$\ell_{sc} = \text{máx}(0.0073 \cdot f_y \cdot d_b \text{ y } 300 \text{ mm})$$

$$\ell_{sc} = \text{máx}\left(0.0073 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 16 \text{ mm y } 300 \text{ mm}\right)$$

$$\ell_{sc} = \text{máx}(491 \text{ mm y } 300 \text{ mm})$$

$$\ell_{sc} = 491 \text{ mm}$$

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis comparativo en el ámbito estructural de los cuatro modelos propuestos en el presente proyecto de titulación se realiza en función de los parámetros de diseño y aceptabilidad establecidos por los códigos NEC-15, ACI 318-19 y AISC 360-16.

4.1.1. CORTANTE BASAL

Existe una evidente variación en el peso general de la estructura entre los dos tipos de hormigones utilizados en el análisis. Los modelos de hormigón de peso liviano presentan una reducción general del peso de la estructura del 18.3% en el nivel de cimentación con respecto a los modelos de hormigón convencional. Esta reducción de peso en los modelos de hormigón liviano implica una considerable disminución del cortante basal de la estructura en la planta baja, la cual está valorada en un 16.9%. Por otro lado, no se evidencia una variación significativa del peso general del edificio y del cortante basal entre los modelos que tienen como variable el tipo de acero estructural, es decir, A36 o A572Gr50. Los resultados del análisis se presentan la tabla 36.

Tabla 36.

Cortante basal y peso general de la estructura.

| Modelo | Cortante basal [T] | Peso general de la estructura [T] |
|---------------------|---------------------------|--|
| NWC/A36 | 1008.4 | 13556.5 |
| NWC/A572Gr50 | 1008.4 | 13556.5 |
| LWC/A36 | 837.5 | 11076.3 |
| LWC/A572Gr50 | 837.2 | 11098.1 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 76 muestra la magnitud de la reducción del cortante basal producido en la planta baja de la estructura en los modelos de hormigón liviano y hormigón convencional con la variación de acero A36 y A572Gr.50.

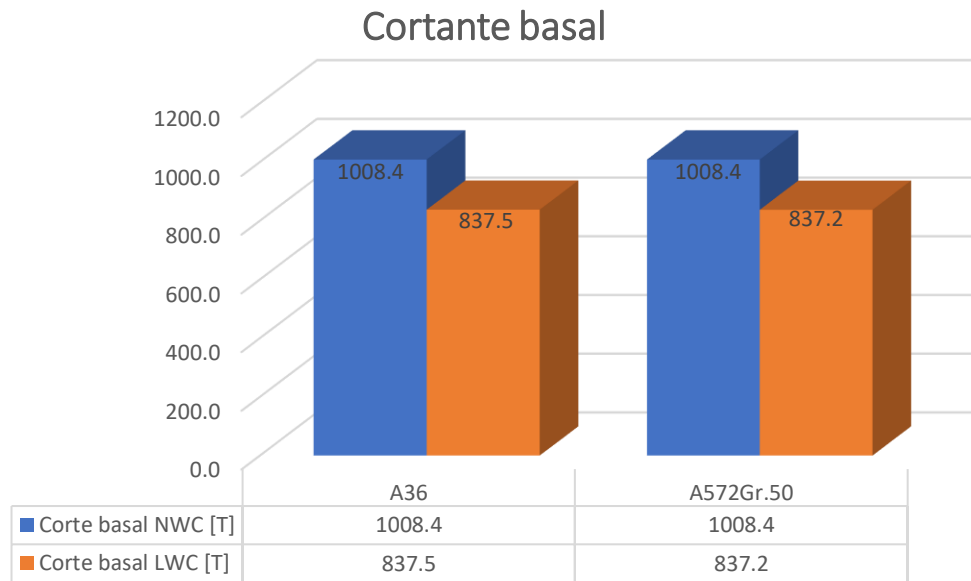


Figura 61. Comparación del cortante basal.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 77 muestra la magnitud de la reducción del peso general de la estructura en el nivel de cimentación (NV.-12.00 m) en los modelos de hormigón liviano y hormigón convencional con la variación de acero A36 y A572Gr.50.

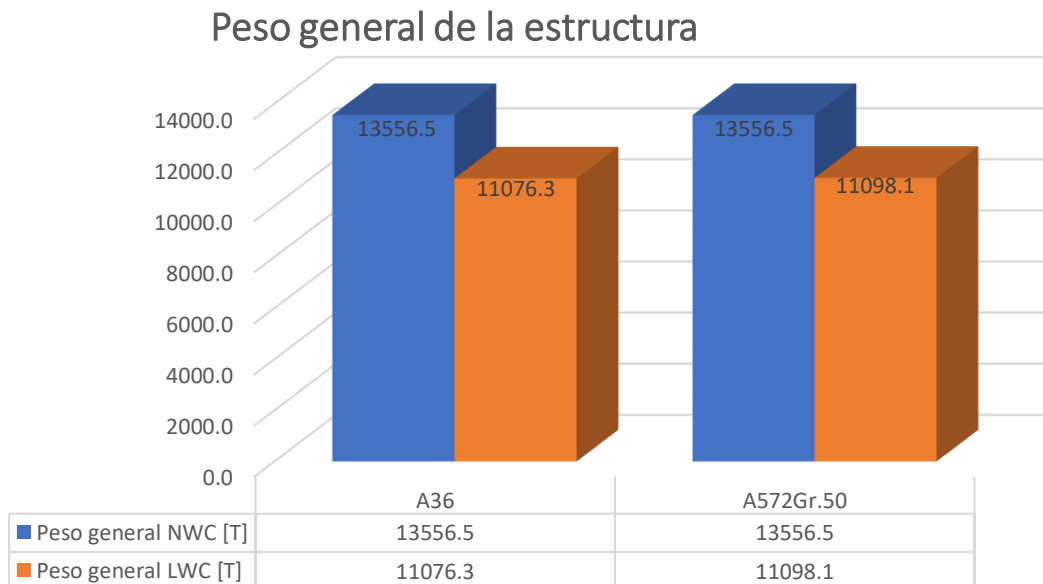


Figura 77. Comparación del peso general de la estructura.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.1.2. CONTROL DE DERIVAS

Las derivas máximas de piso se ubican en el nivel Nv.+36.00m para los cuatro modelos de estudio. Se evidencia un aumento del 1.05% en la deriva inelásticas en el sentido X y un aumento del 0.53% en el sentido Y de los modelos de hormigón liviano con respecto a aquellos conformados por hormigón convencional. Sin embargo, no existe una variación en la magnitud de las derivas entre los tipos de acero A36 y A570Gr50. La tabla 37 expone los resultados obtenidos para cada caso de estudio.

Tabla 37.

Derivas inelásticas máximas de la estructura.

| Modelo | Deriva Inelástica X | Deriva Inelástica Y |
|---------------------|----------------------------|----------------------------|
| NWC/A36 | 0.572% | 0.566% |
| NWC/A572Gr50 | 0.572% | 0.566% |
| LWC/A36 | 0.578% | 0.569% |
| LWC/A572Gr50 | 0.578% | 0.569% |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 78 evidencia el cumplimiento de la deriva máxima permisible por la NEC-15, es decir, inferior a 2%. Además, se observa que las derivas inelásticas presentan una variación poco significativa con respecto a la variación del tipo de hormigón y acero estructural competentes al presente caso de estudio.

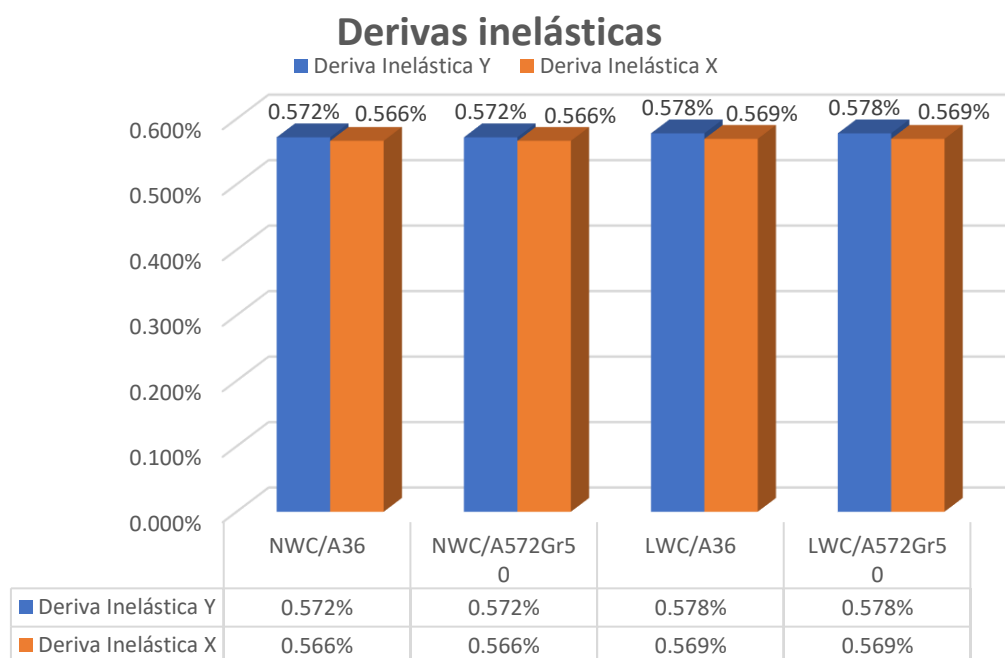


Figura 78. Comparación de derivas inelásticas en los sentidos X y Y.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.1.3. DEFLEXIONES EN VIGAS PRINCIPALES

El control de deflexiones en vigas principales se realiza en el vano más largo de la estructura, es decir, en la viga 3-4 eje D. Las deflexiones son obtenidas de la viga del nivel Nv.+0.00 debido a que soporta las cargas más altas de toda la estructura. Los resultados demuestran un aumento considerable en las deflexiones de los modelos de hormigón de peso liviano. Los resultados se exponen en la tabla 38.

Tabla 38.

Deflexiones en vigas principales de hormigón armado.

| Modelo | δ_D [cm] | δ_L [cm] | $\delta_{m\acute{a}x}$ [cm] |
|---------------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|
| NWC/A36 | 0.209 | 0.221 | 0.429 |
| NWC/A572Gr50 | 0.205 | 0.215 | 0.420 |
| LWC/A36 | 0.248 | 0.305 | 0.552 |
| LWC/A572Gr50 | 0.248 | 0.305 | 0.552 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 79 muestra el incremento de deflexiones en los modelos de hormigón liviano. Se puede observar que existe una mayor deflexión por carga muerta en los elementos de hormigón liviano a pesar de que la densidad del material es considerablemente menor que el hormigón convencional. Por otro lado, bajo cargas vivas el aumento de la deflexión es aún mayor que por peso propio. Dando como resultado una deflexión máxima bajo cargas de servicio de hasta un 30% más que en hormigón convencional.

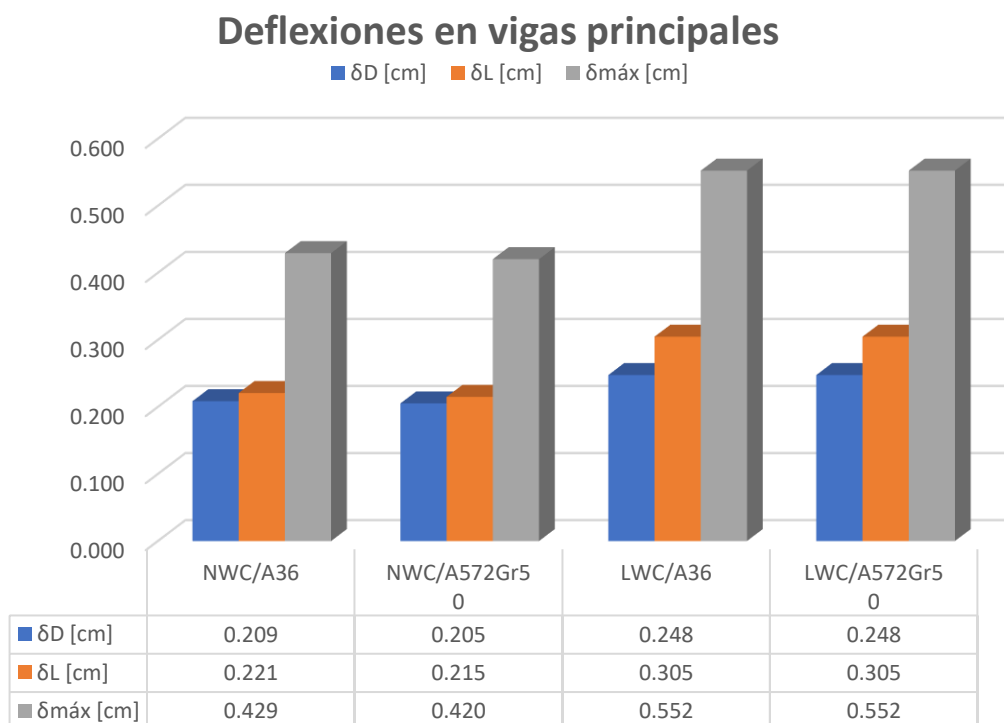


Figura 79. Comparación de deflexiones en vigas secundarias.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.1.4. DEFLEXIONES EN VIGAS SECUNDARIAS

El control de deflexiones en vigas secundarias de acero estructural se realiza en el panel con mayor área colaborante, es decir, en la viga central del panel comprendido entre los ejes B-C y 3-4. Las deflexiones son obtenidas de la viga del nivel Nv.+0.00 debido a que soporta las cargas más altas de toda la estructura. Los resultados demuestran una ligera reducción de las deflexiones de los modelos de hormigón liviano. La reducción de las deflexiones en vigas secundarias que soportan una placa

colaborante de hormigón liviano está valorada en un 4.05% con respecto al hormigón convencional. Los resultados se exponen en la tabla 39.

Tabla 39.

Deflexiones en vigas secundarias de acero estructural.

| Modelo | δ_D [cm] | δ_L [cm] | $\delta_{m\acute{a}x}$ [cm] |
|--------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|
| NWC/A36 | 0.713 | 0.934 | 1.648 |
| NWC/A572Gr50 | 0.735 | 0.962 | 1.697 |
| LWC/A36 | 0.643 | 0.962 | 1.605 |
| LWC/A572Gr50 | 0.643 | 0.960 | 1.603 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 80 muestra la magnitud de la reducción de deflexiones en vigas secundarias de acero estructural. Se evidencia una ligera reducción en la deflexión por carga muerta debido al peso de la losa de hormigón liviano. Por ende, la deflexión máxima bajo cargas de servicio también se reduce.

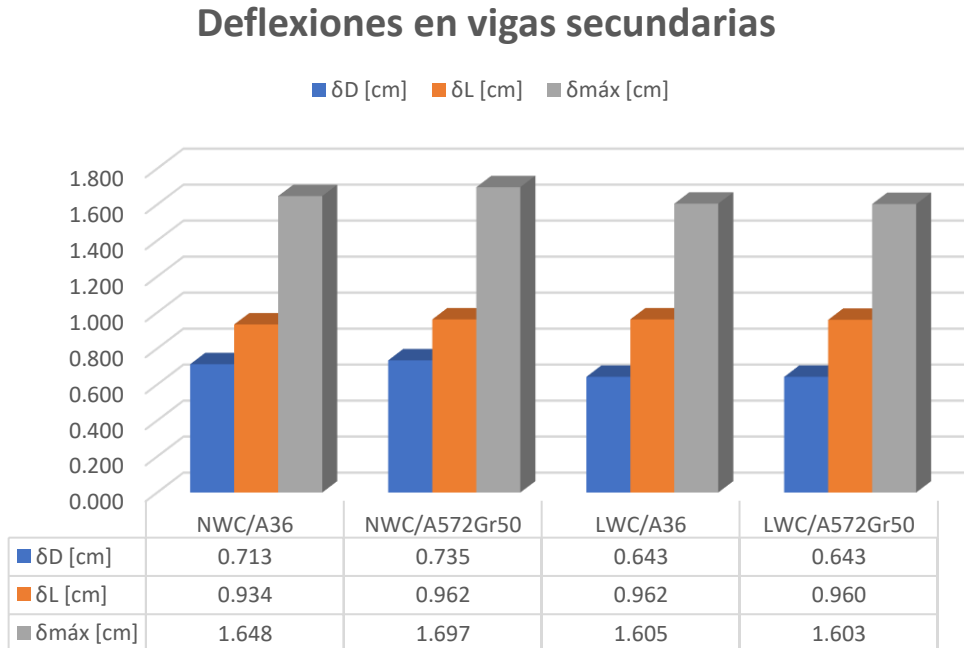


Figura 620. Comparación de deflexiones en vigas secundarias.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.1.5. ACCIONES EN LOS ELEMENTOS

Las acciones en los componentes estructurales vienen dadas por las condiciones de cargas impuestas sobre la estructura, y se factoran con base en las combinaciones de carga establecidas en la sección 3.5.1. Las variaciones en las acciones de los elementos vienen dadas principalmente por el peso específico de los hormigones y las dimensiones de las secciones transversales utilizados en el presente estudio. A continuación, se detalla las acciones de momento, cortante y axial de cada uno de los elementos estructurales.

4.1.5.1. Vigas secundarias de acero estructural

Las vigas secundarias de acero estructural, al ser consideradas como elementos simplemente apoyados, presentan un momento máximo únicamente en el centro del vano. Para el presente análisis se desprecian los posibles momentos generados en los extremos de la viga.

- Momento

Los resultados obtenidos para la viga secundaria central del panel comprendido entre los ejes 2-3 y B-C en el Nivel Nv.+0.00 demuestran que los modelos de hormigón liviano presentan una reducción de la sollicitación a momento de un 4.55% respecto al hormigón convencional. Sin embargo, no existe una variación aparente entre acero A36 y A572Gr50. La figura 81 muestra los resultados de los cuatro modelos de estudio.

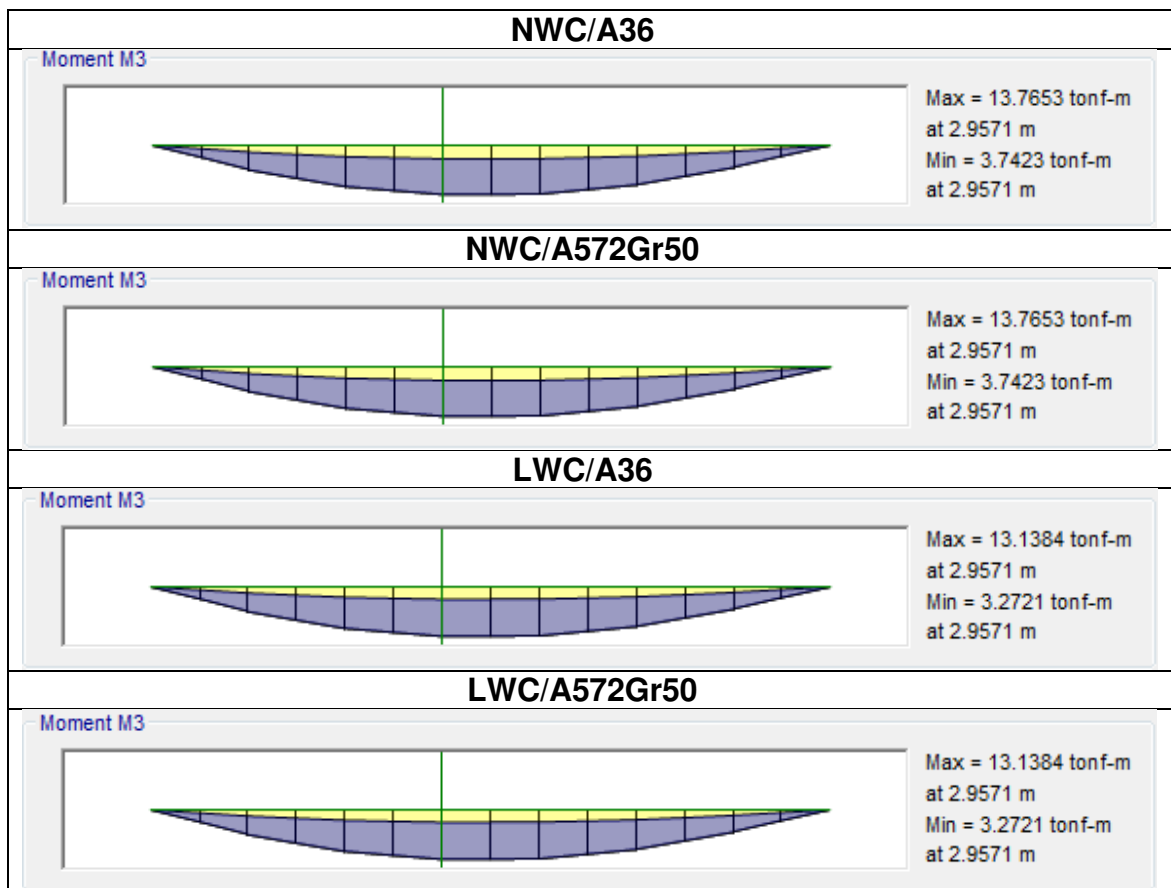


Figura 631. Comparación de momentos en vigas secundarias de acero estructural.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 82 muestra una comparativa entre los momentos positivos generados en el centro del vano de las vigas secundarias de acero estructural. Se observa una ligera reducción de los momentos en los modelos de hormigón liviano respecto al hormigón convencional.

Momento en vigas secundarias

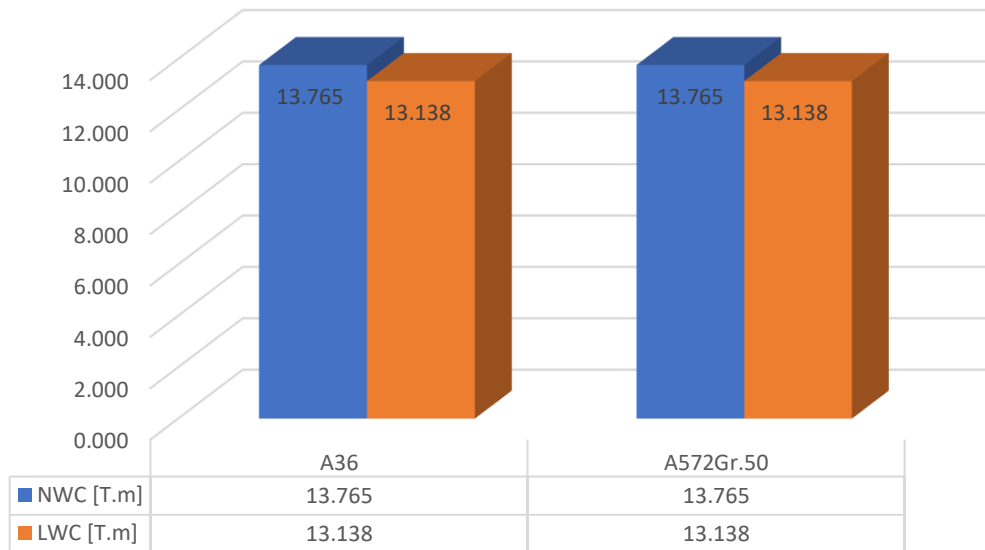


Figura 642. Comparación de momentos en vigas secundarias.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Cortante

Las acciones de cortante en vigas secundarias se determinan en los extremos de los elementos. En la figura 83 se puede apreciar que existe una ligera reducción de la sollicitación a cortante en los modelos de hormigón liviano. Esta reducción está valorada en un 4.53% con respecto al hormigón convencional. Por otro lado, no existe una variación aparente en el cortante obtenido por los aceros A36 y A572Gr50.

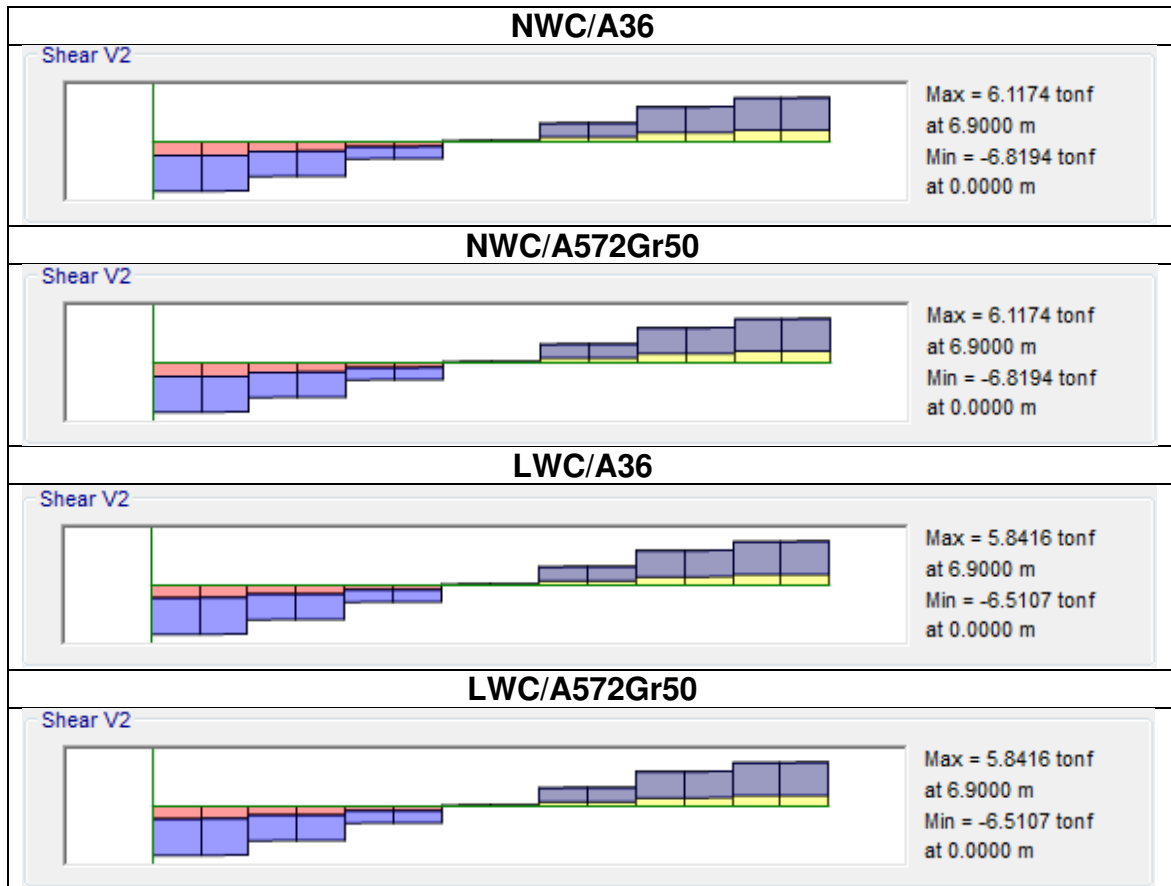


Figura 653. Comparación de cortantes en vigas secundarias de acero estructural.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 84 muestra una comparativa entre los cortantes generados en los extremos del vano de las vigas secundarias de acero estructural. Se observa una ligera reducción de los cortantes en los modelos de hormigón liviano respecto al hormigón convencional.

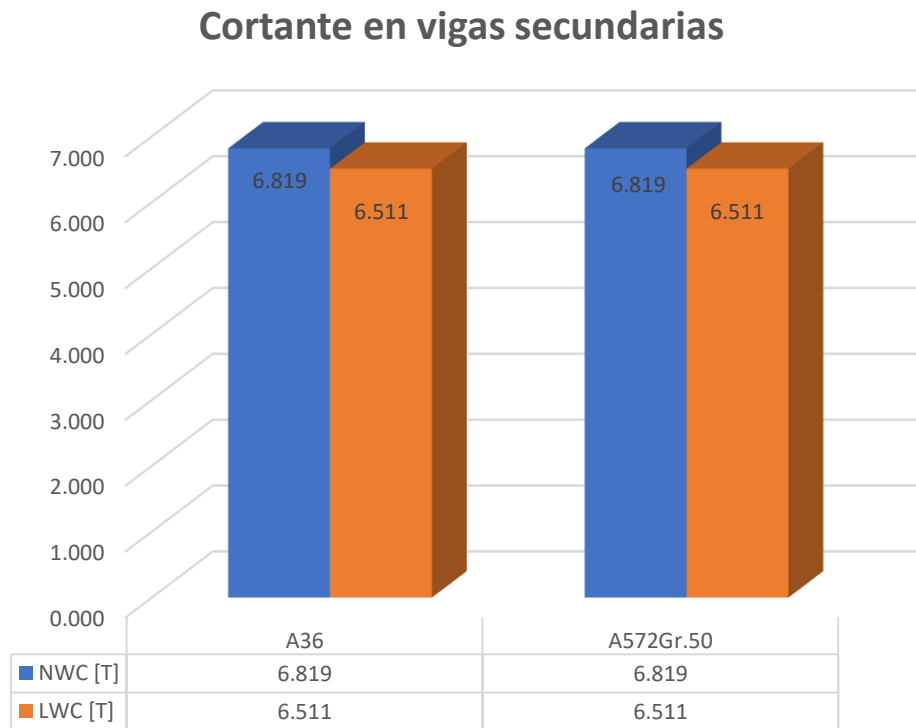


Figura 84. Comparación de cortantes en vigas secundarias.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Axial

Las acciones axiales de las vigas secundarias de acero estructural en modelos de hormigón liviano presentan una reducción del 14% de la sollicitación respecto a un modelo conformado por hormigón convencional. Por otro lado, las vigas secundarias construidas con acero A572Gr50 tienden a presentar una sollicitación ligeramente inferior a aquellas construidas con acero A36 como se muestra en la figura 85.

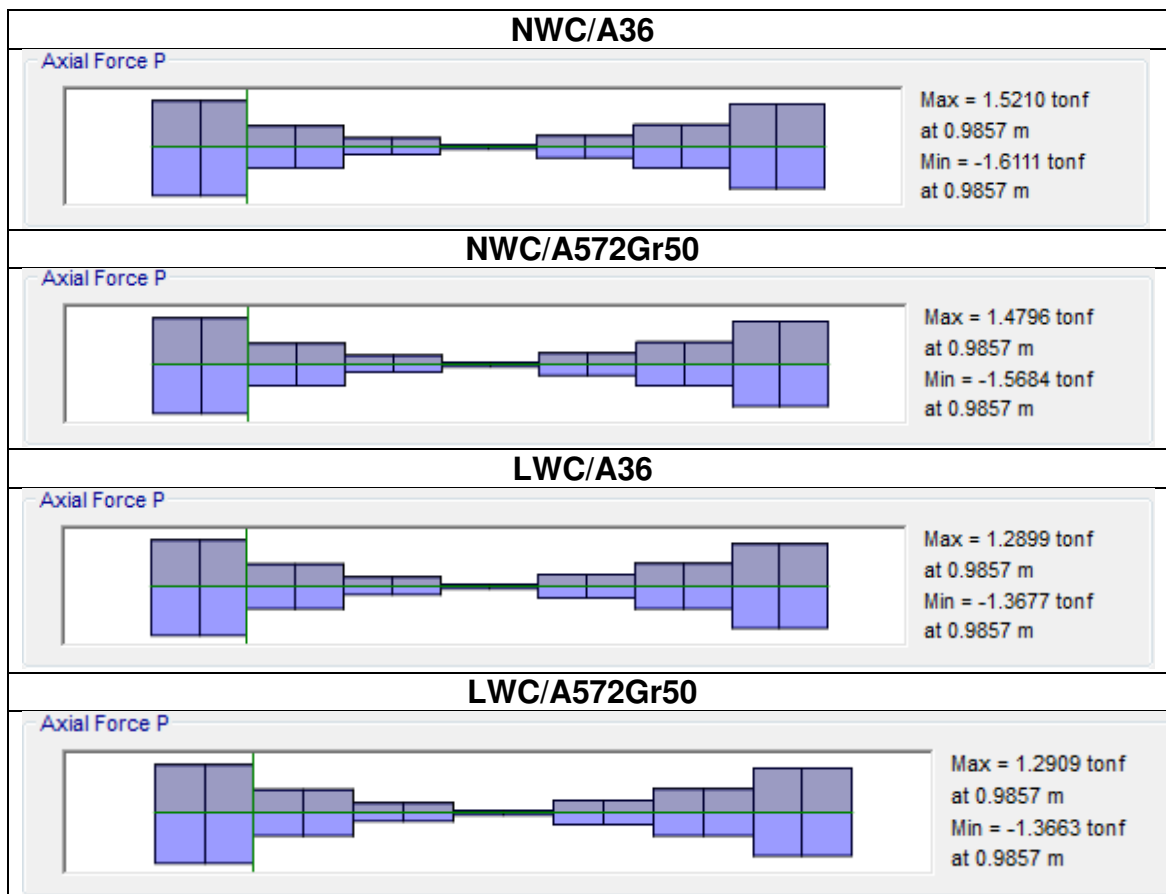


Figura 85. Comparación de axiales en vigas secundarias de acero estructural.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 86 muestra una comparativa entre las fuerzas axiales generadas en los extremos de las vigas secundarias de acero estructural. Se observa una ligera reducción de las fuerzas en los modelos de hormigón liviano respecto al hormigón convencional.

Axial en vigas secundarias

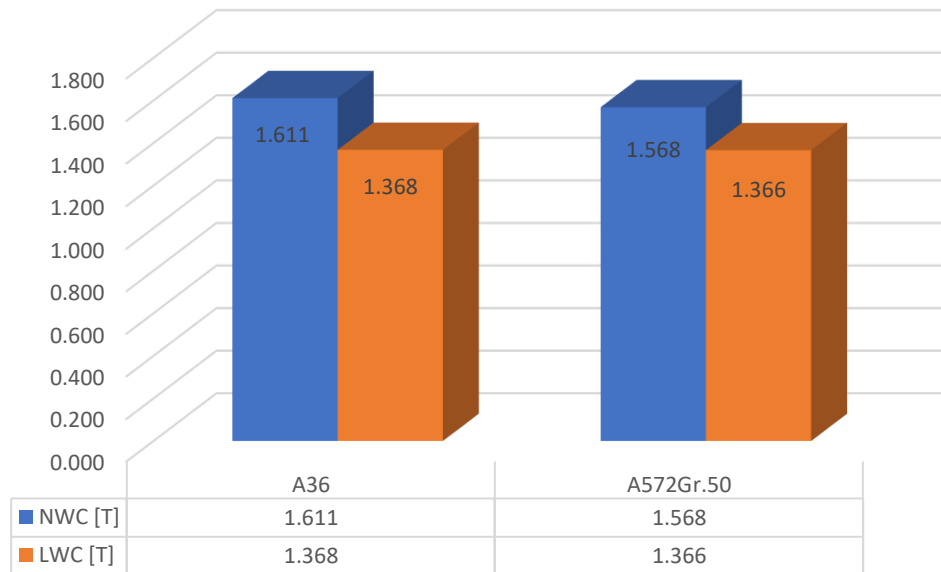


Figura 86. Comparación de axiales en vigas secundarias.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.1.5.2. Vigas principales de hormigón armado

Las acciones máximas se obtienen de la viga 3-4 en el eje D del nivel Nv.+33.00 m. Para el presente análisis se considera el momento positivo en el centro del vano y el momento negativo máximo en los extremos del elemento.

- Momento

Los momentos positivos en vigas de hormigón de peso liviano se reducen en un 6.12% con respecto al hormigón convencional. Por otro lado, los momentos negativos en los extremos de elementos de hormigón liviano se reducen en un 16.61% respecto al hormigón convencional. Los resultados obtenidos por los modelos con acero estructural A36 y A572Gr.50, tienen esencialmente la misma magnitud, como se observa en la figura 87.

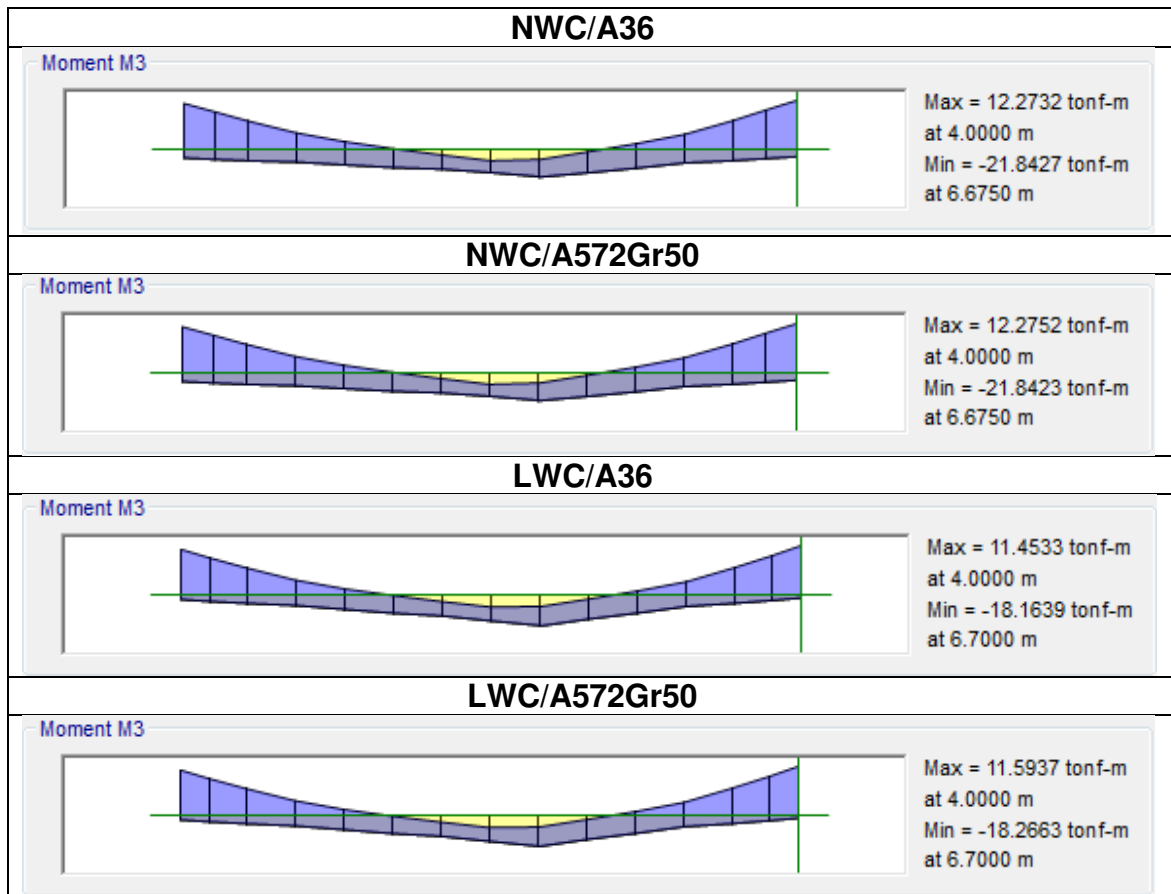


Figura 87. Comparación de momentos en vigas principales de hormigón armado.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 88 muestra una comparativa entre los momentos negativos generados en el centro del vano de las vigas principales de hormigón armado. Se observa una reducción significativa de los momentos en los modelos de hormigón liviano respecto al hormigón convencional.

La figura 89 muestra una comparativa entre los momentos negativos generados en el centro del vano de las vigas secundarias de acero estructural. Se observa una ligera reducción de los momentos en los modelos de hormigón liviano respecto al hormigón convencional.

Momentos negativos en vigas principales

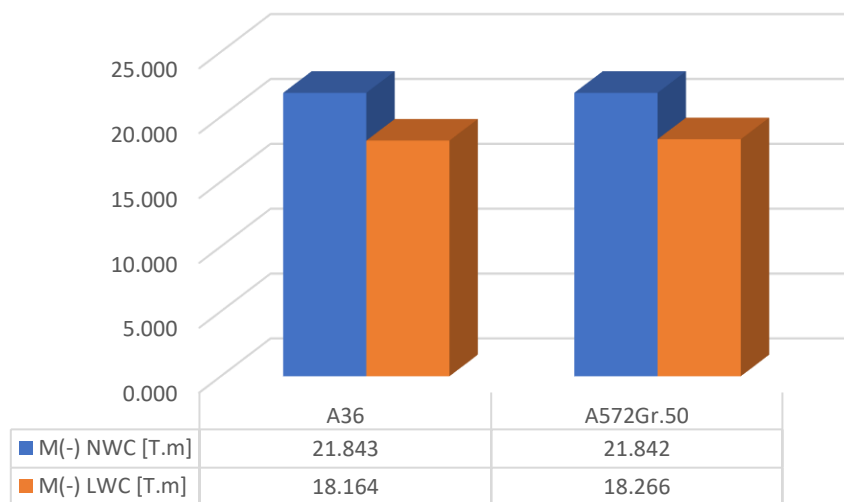


Figura 88. Comparación de momentos negativos en vigas principales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Momentos positivos en vigas principales

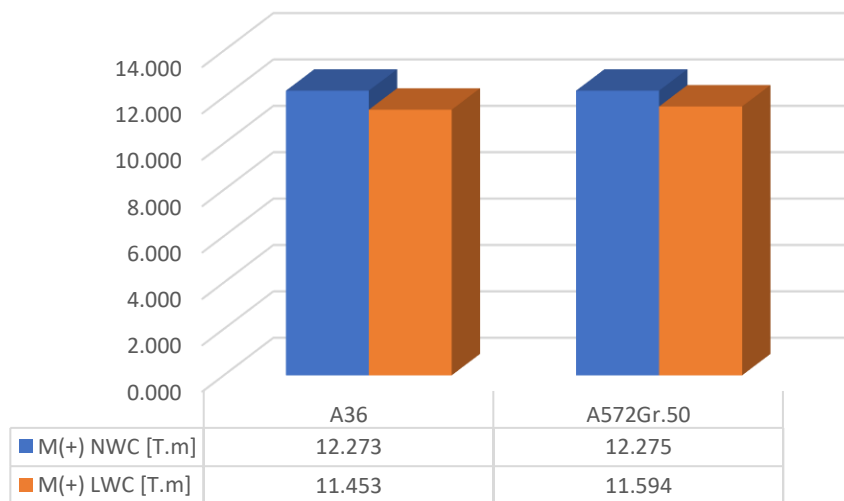


Figura 89. Comparación de momentos positivos en vigas principales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Cortante

Las acciones de cortante en los extremos de los elementos modelados con hormigón liviano se reducen en un 13.51% respecto al hormigón convencional. Sin embargo, no existe una variación significativa entre los modelos de acero estructural A36 y A572Gr50. Los resultados obtenidos se exponen en la figura 90.

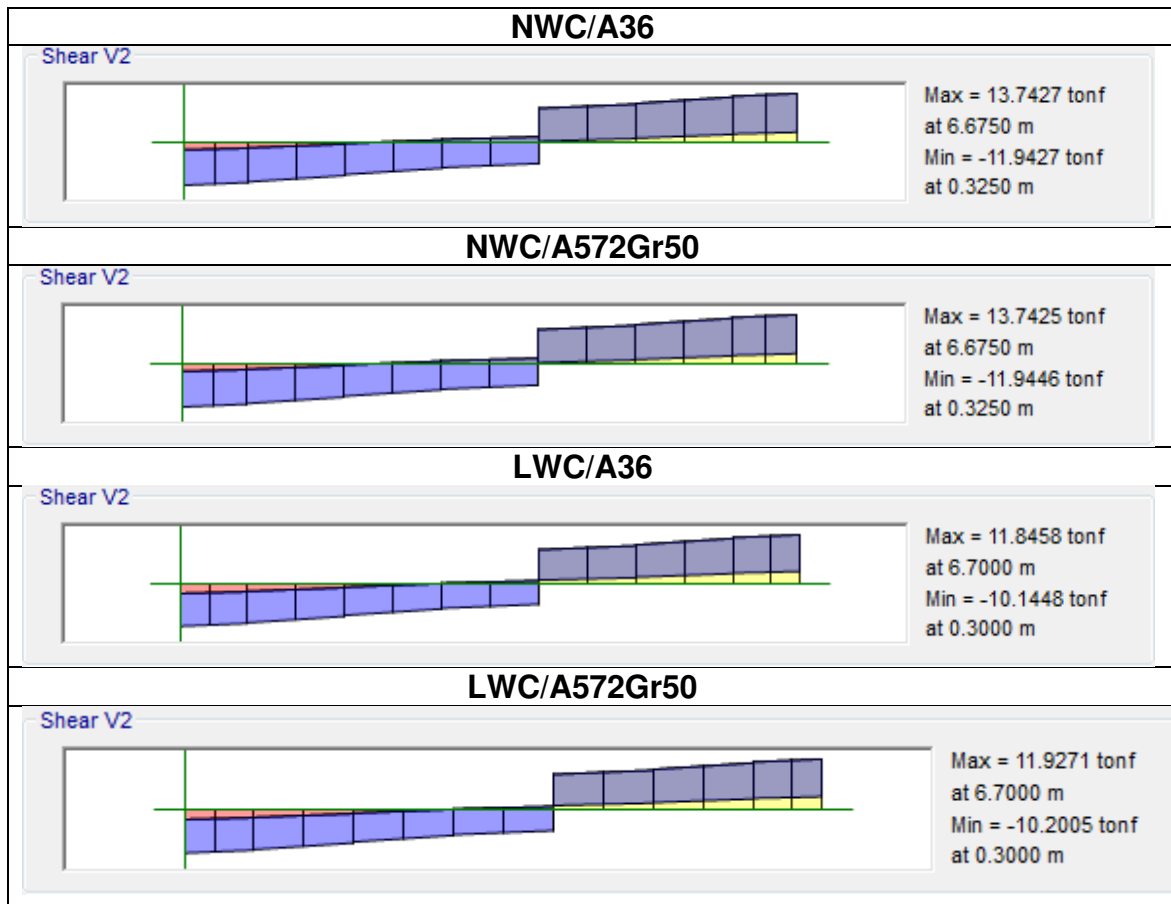


Figura 660. Comparación de cortantes en vigas principales de hormigón armado.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 91 muestra una comparativa entre los cortantes generados en los extremos del vano de las vigas principales de hormigón armado. Se observa una considerable reducción de los cortantes en los modelos de hormigón liviano respecto al hormigón convencional.

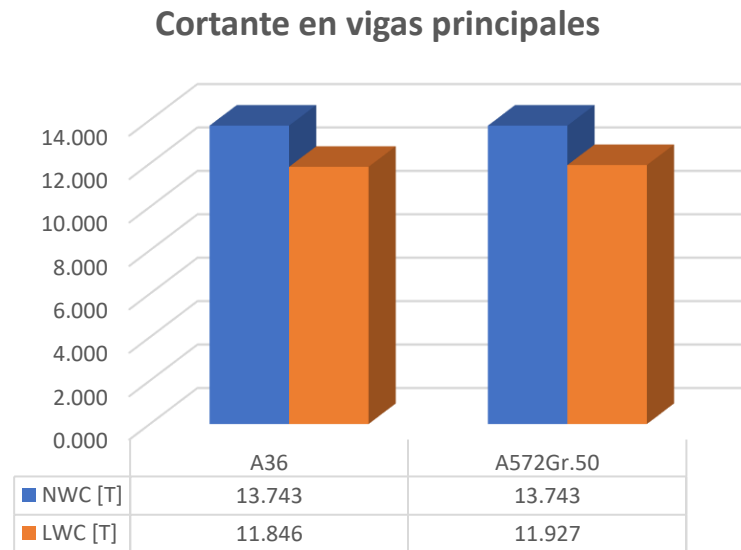


Figura 671. Comparación de cortantes en vigas principales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Axial

Las fuerzas axiales en los modelos de hormigón liviano se reducen en un 14.11% respecto al hormigón convencional. El uso de acero estructural A36 y A572Gr.50 no muestra cambios aparentes en las acciones. La figura 92 expone los resultados obtenidos.

La figura 93 muestra una comparativa entre las fuerzas axiales generadas en los extremos del vano de las vigas secundarias de acero estructural. Se observa una ligera reducción de los cortantes en los modelos de hormigón liviano respecto al hormigón convencional. Sin embargo, debido a la magnitud de estos, los efectos de las fuerzas axiales son despreciables en las vigas.

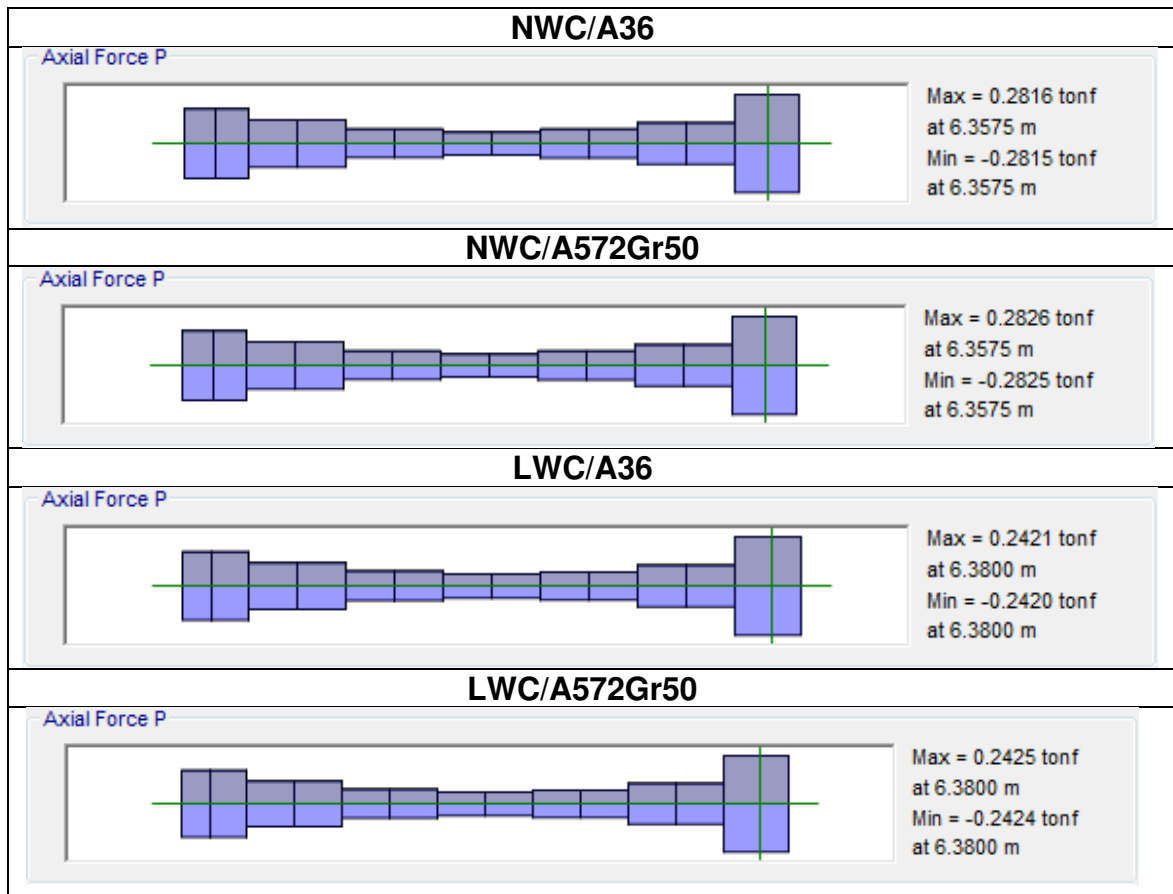


Figura 682. Comparación de axiales en vigas principales de hormigón armado.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

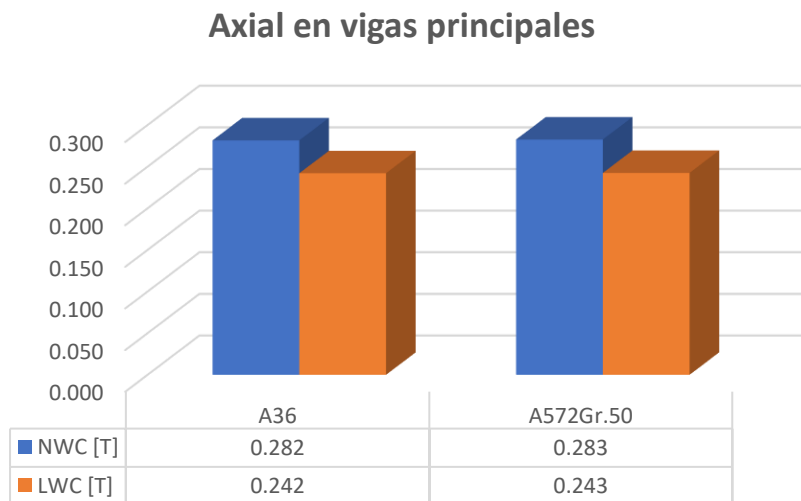


Figura 693. Comparación de cortantes en vigas principales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.1.5.3. Columnas

Los resultados para el análisis se extraen de la columna D3 en la planta baja en el nivel Nv.+0.00 m debido a que en este nivel se generan los mayores momentos y cortantes de la estructura.

- Momento

Los momentos flectores en la base de la columna de los modelos de hormigón liviano se reducen significativamente en un 35.29% respecto al hormigón convencional. Por otro lado, el uso de acero estructural A36 o A572Gr.50 no denota diferencias representativas en los resultados como se observa en la figura 94.

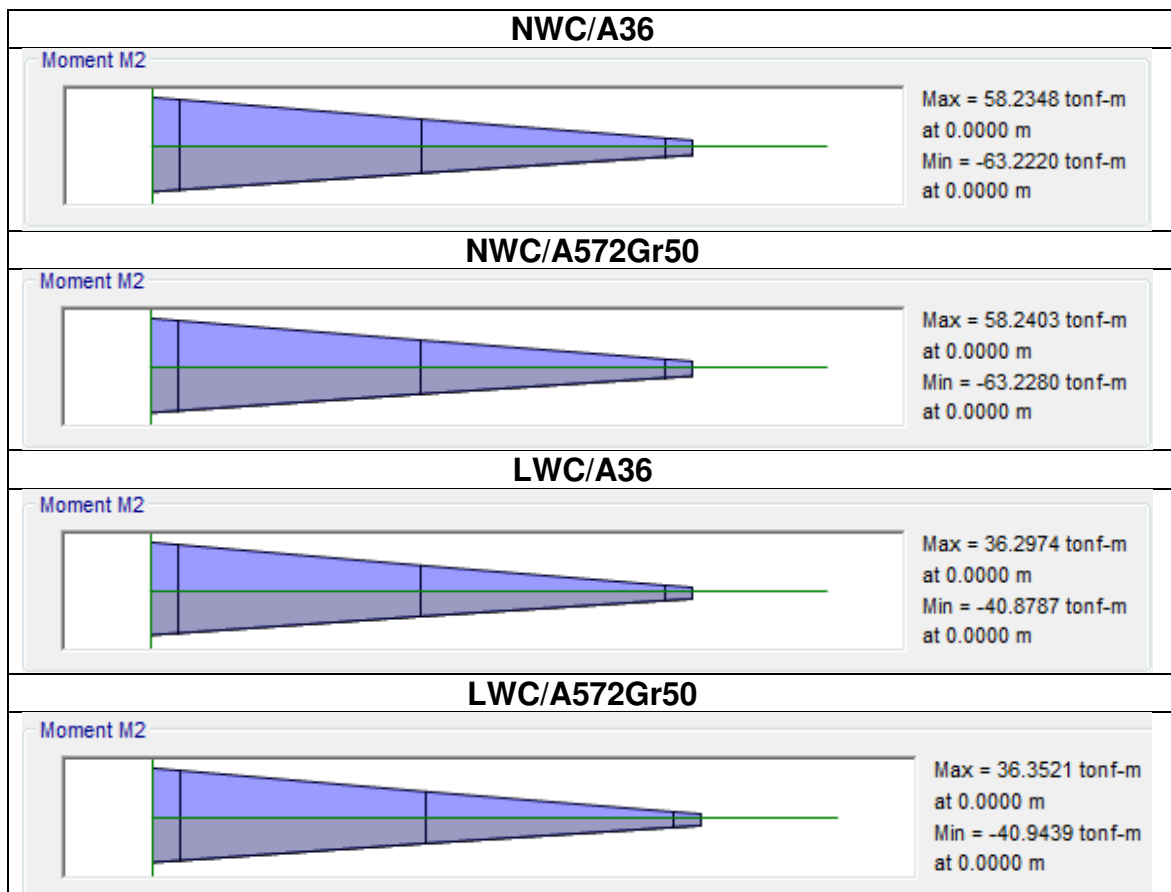


Figura 94. Comparación de momentos en la base de las columnas de hormigón armado.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 95 muestra una comparativa entre los momentos generados en la base de la columna de la planta baja de la estructura. Se observa una importante reducción de los momentos en los modelos de hormigón liviano con respecto al hormigón convencional.

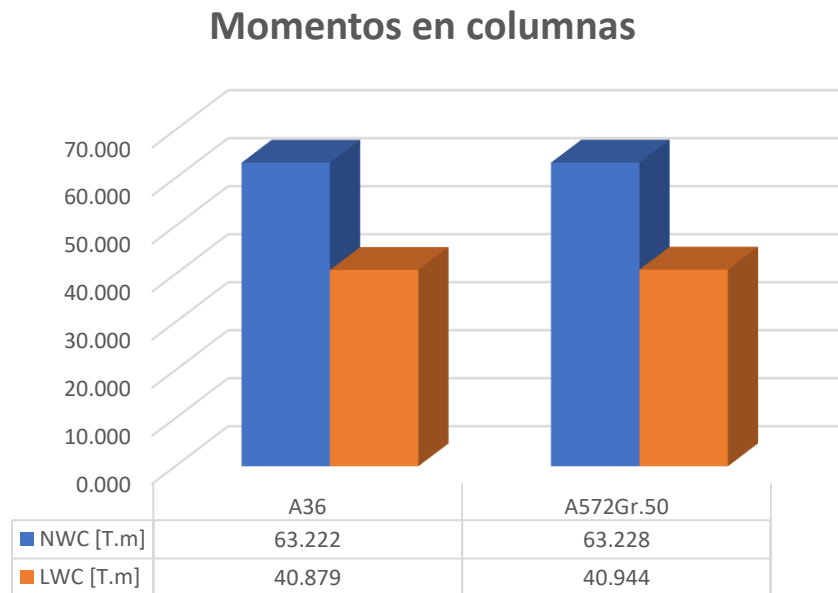


Figura 95. Comparación de momentos en columnas.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Cortante

El cortante en la base de la columna de hormigón liviano se reduce en un 31.47% respecto a los modelos de hormigón convencional. El uso de acero estructural A36 o A572Gr.50 no tiene una influencia representativa en los resultados obtenidos como se puede observar en la figura 96.

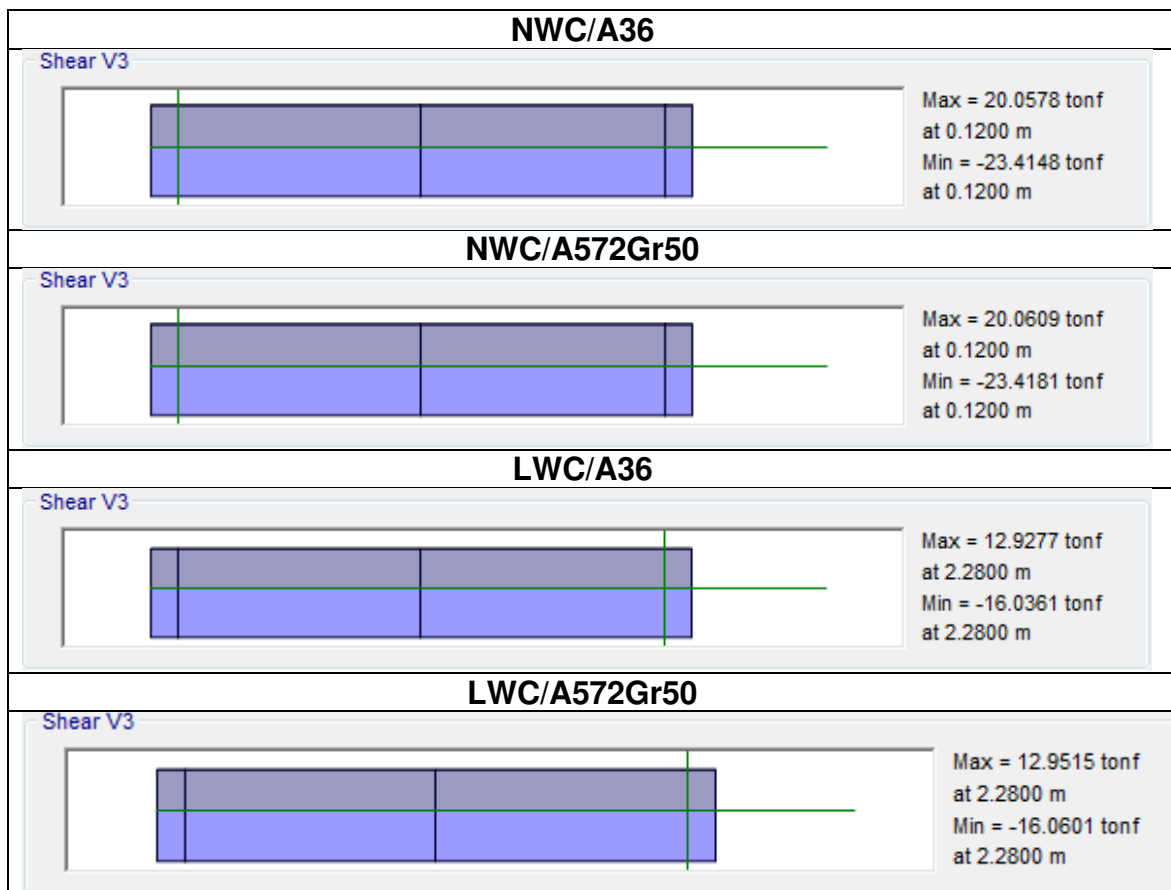


Figura 96. Comparación de cortantes en la base de las columnas de hormigón armado.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 97 muestra una comparativa entre las fuerzas cortantes generadas en la base de la columna de la planta baja de la estructura. Se observa una importante reducción de las fuerzas cortantes en los modelos de hormigón liviano con respecto al hormigón convencional.

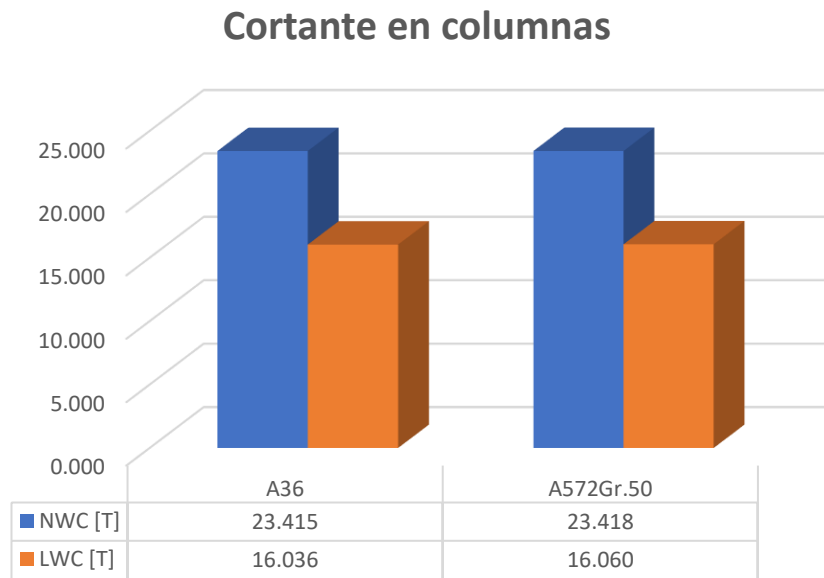


Figura 97. Comparación de cortantes en columnas.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Axial

La carga axial que recibe la columna del modelo de hormigón de peso liviano es un 12.53% menor que en los modelos de hormigón convencional. Por otro lado, el uso de acero estructural A36 o A572Gr.50 no tiene una influencia representativa en los resultados obtenidos como se observa en la figura 98.

La figura 99 muestra una comparativa entre las fuerzas axiales generadas en la base de la columna de la planta baja de la estructura. Se observa una importante reducción de las fuerzas en los modelos de hormigón liviano con respecto al hormigón convencional.

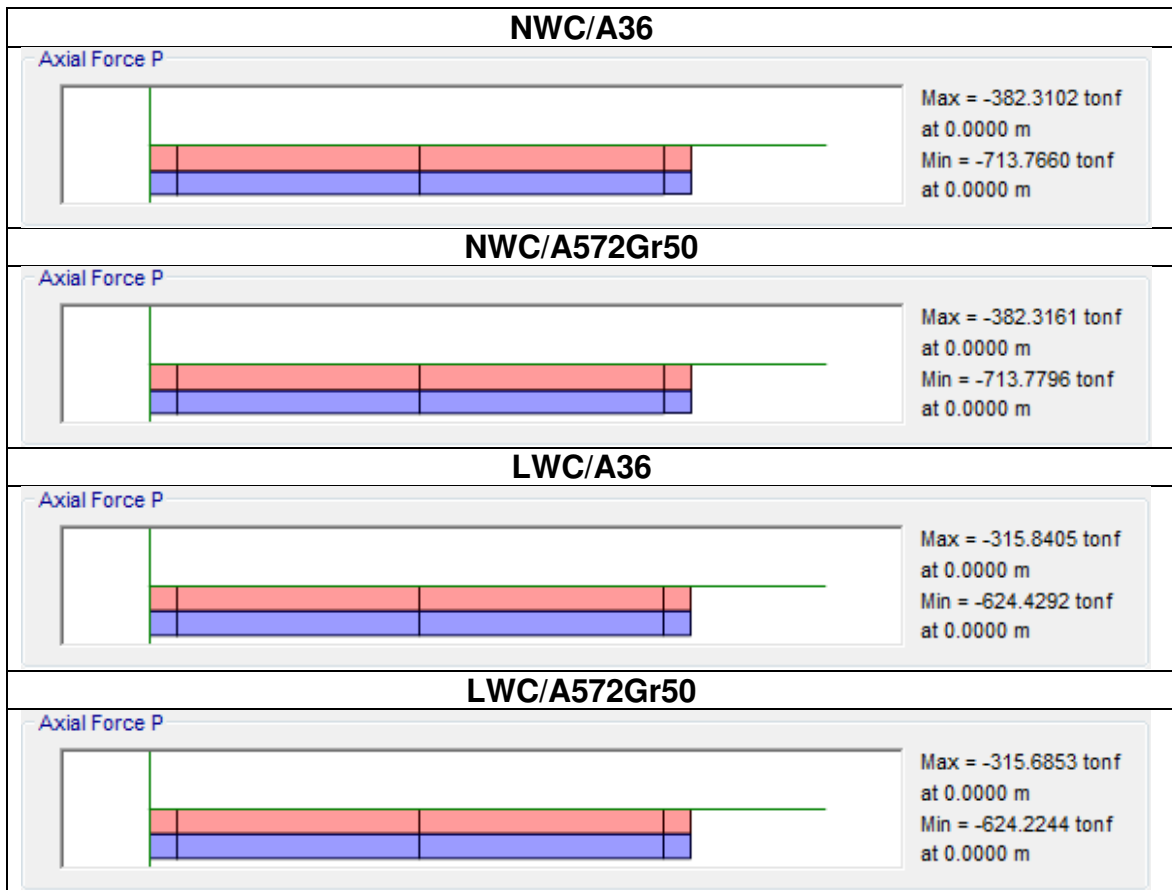


Figura 98. Comparación de axiales en la base de las columnas de hormigón armado.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Axial en columnas

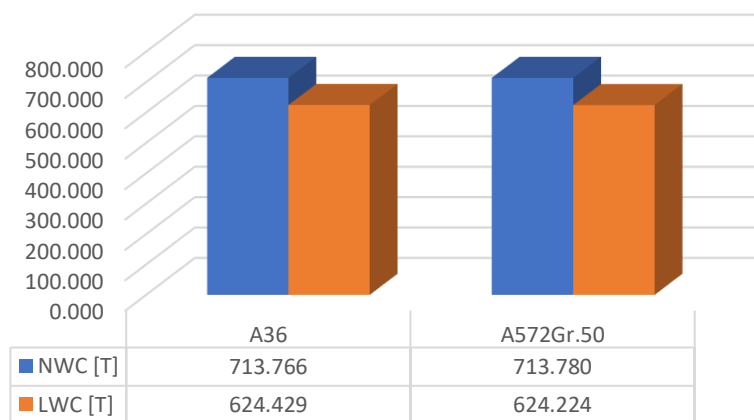


Figura 99. Comparación de axiales en columnas.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.1.5.4. Muros estructurales

Los resultados expuestos a continuación corresponden al muro 2-3 en el eje C en planta baja al nivel Nv.+0.00 m debido a que presenta mayores solicitaciones a corte y momento en comparación con el resto de muros estructurales. Cabe recalcar que los modelos de hormigón liviano se modelan con cabezales de 65X65 cm, mientras que los modelos de hormigón convencional con cabezales de 50X50 cm.

- Momento

Las acciones de momento en la base del muro de los modelos de hormigón de peso liviano se reducen en un 30.15% respecto a los modelos de hormigón convencional. Sin embargo, no existe un cambio representativo con la utilización de acero estructural A36 o A572Gr.50 como se observa en la figura 100.

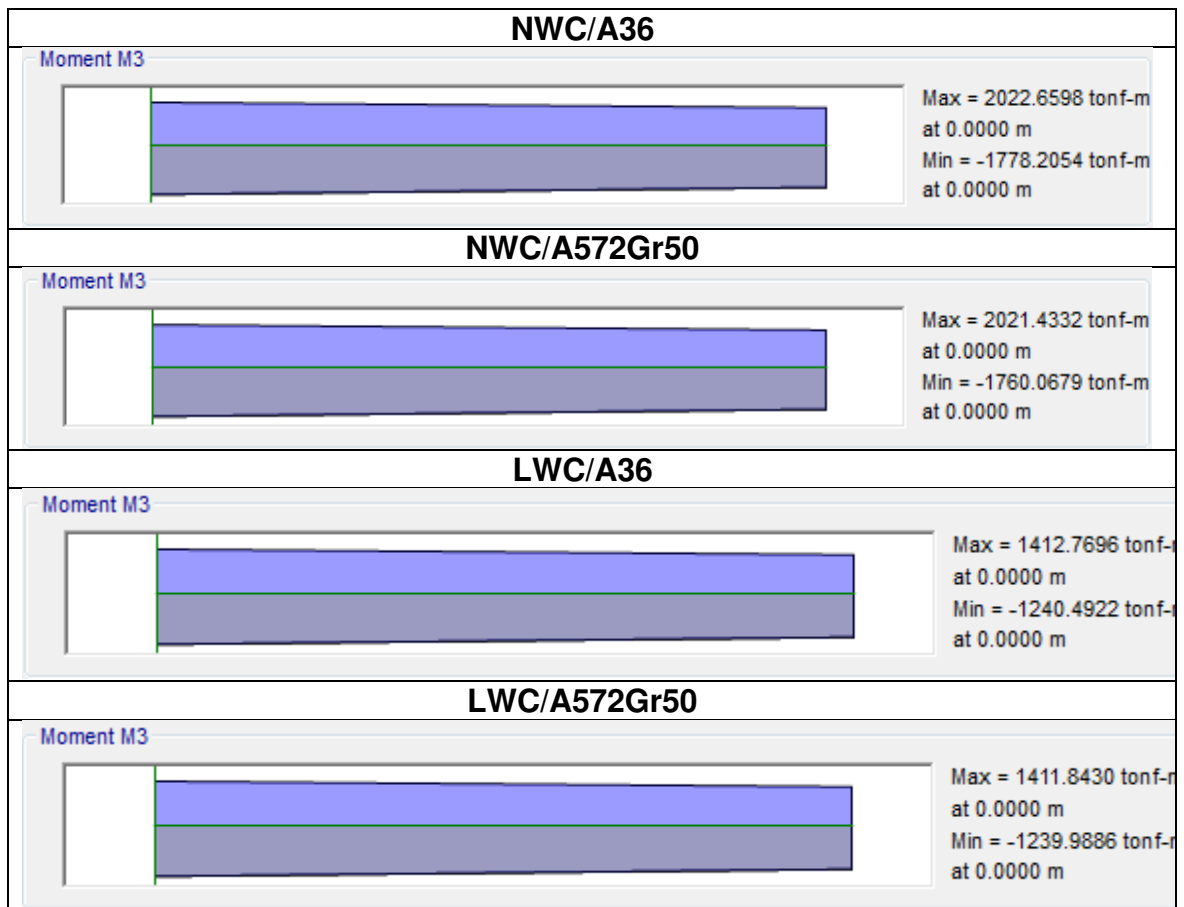


Figura 100. Comparación de momentos en la base de los muros estructurales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 101 muestra una comparativa entre los momentos generados en la base de los muros estructurales de la planta baja de la estructura. Se observa una importante reducción de los momentos en los modelos de hormigón liviano con respecto al hormigón convencional.

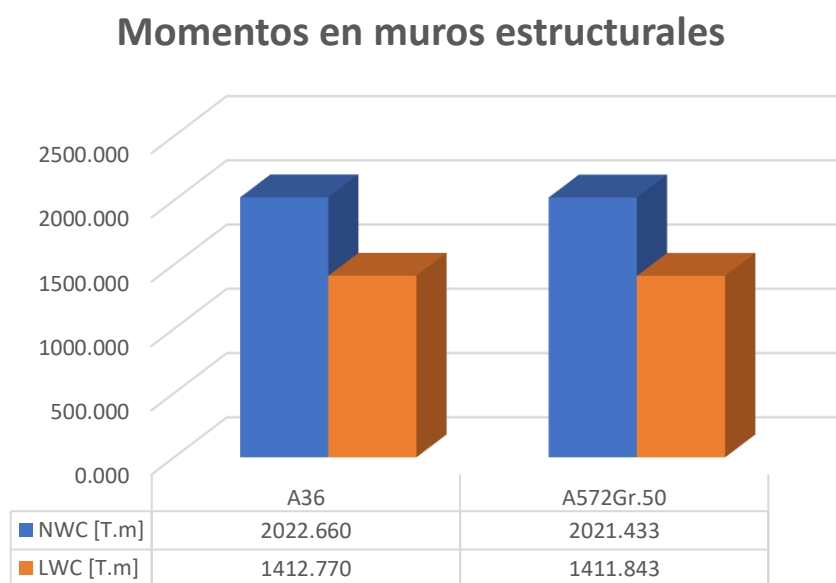


Figura 701. Comparación de momentos en muros estructurales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Cortante

Las acciones de cortante en la base del muro de los modelos de hormigón de peso liviano se reducen en un 13.4% respecto a los modelos de hormigón convencional. Sin embargo, no existe un cambio representativo con la utilización de acero estructural A36 o A572Gr.50 como se muestra en la figura 102.

La figura 103 muestra una comparativa entre las fuerzas cortantes generadas en la base de los muros estructurales de la planta baja de la estructura. Se observa una importante reducción de las fuerzas en los modelos de hormigón liviano con respecto al hormigón convencional.

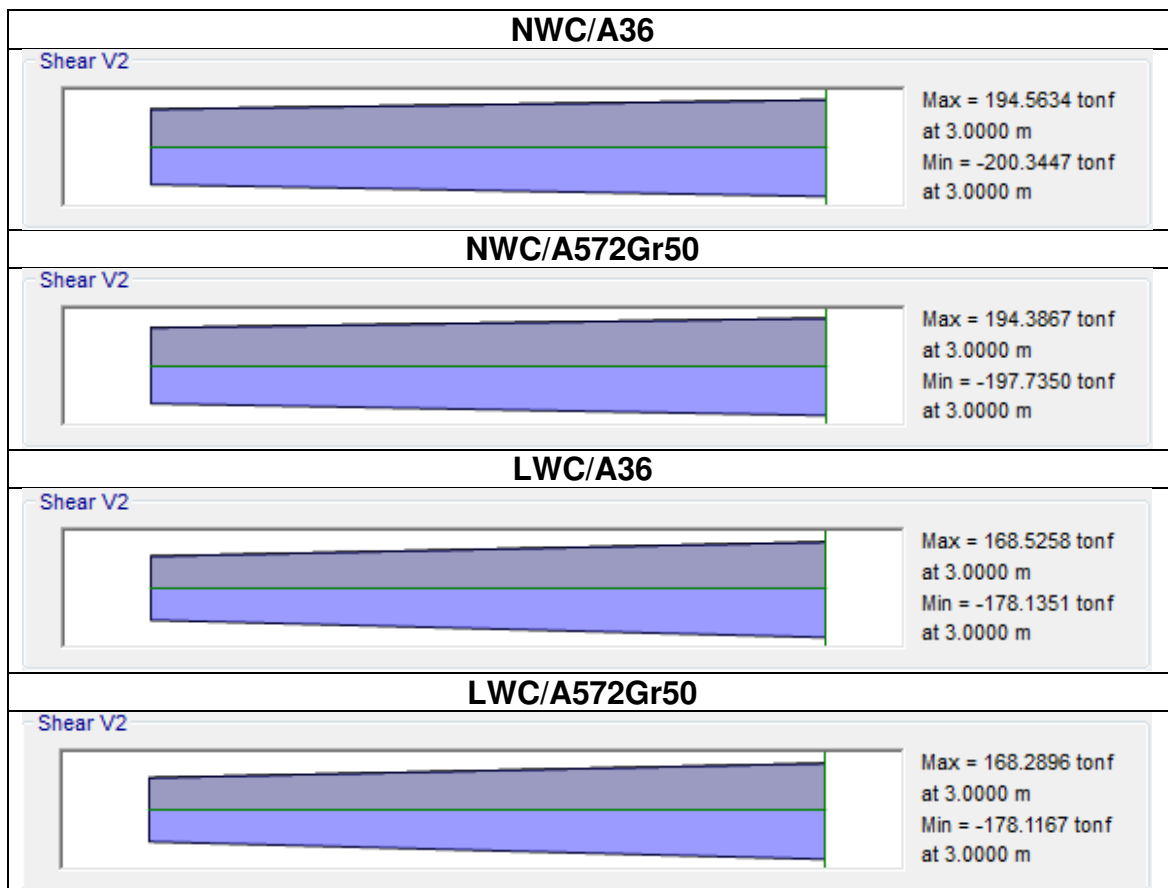


Figura 102. Comparación de cortantes en la base de los muros estructurales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Cortante en muros estructurales

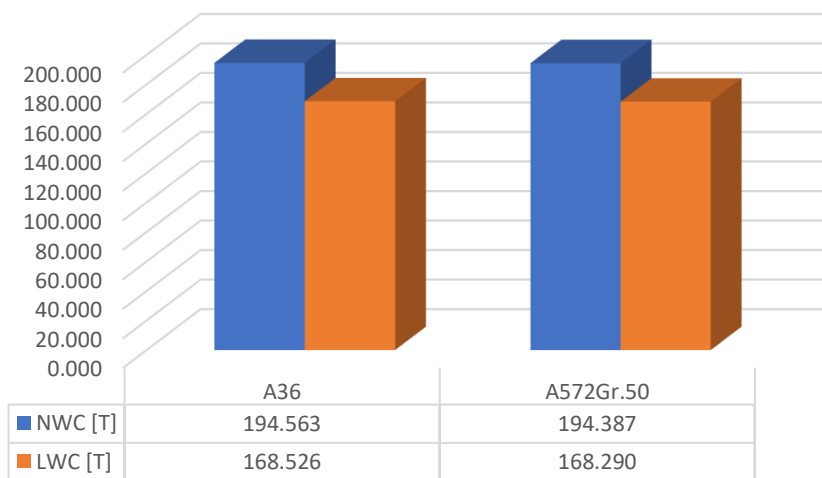


Figura 713. Comparación de cortante en muros estructurales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

- Axial

Las cargas axiales en los muros de los modelos de hormigón de peso liviano se reducen en un 24.83% respecto a los modelos de hormigón convencional. Sin embargo, no existe un cambio representativo con la utilización de acero estructural A36 o A572Gr.50 como se muestra en la figura 104.

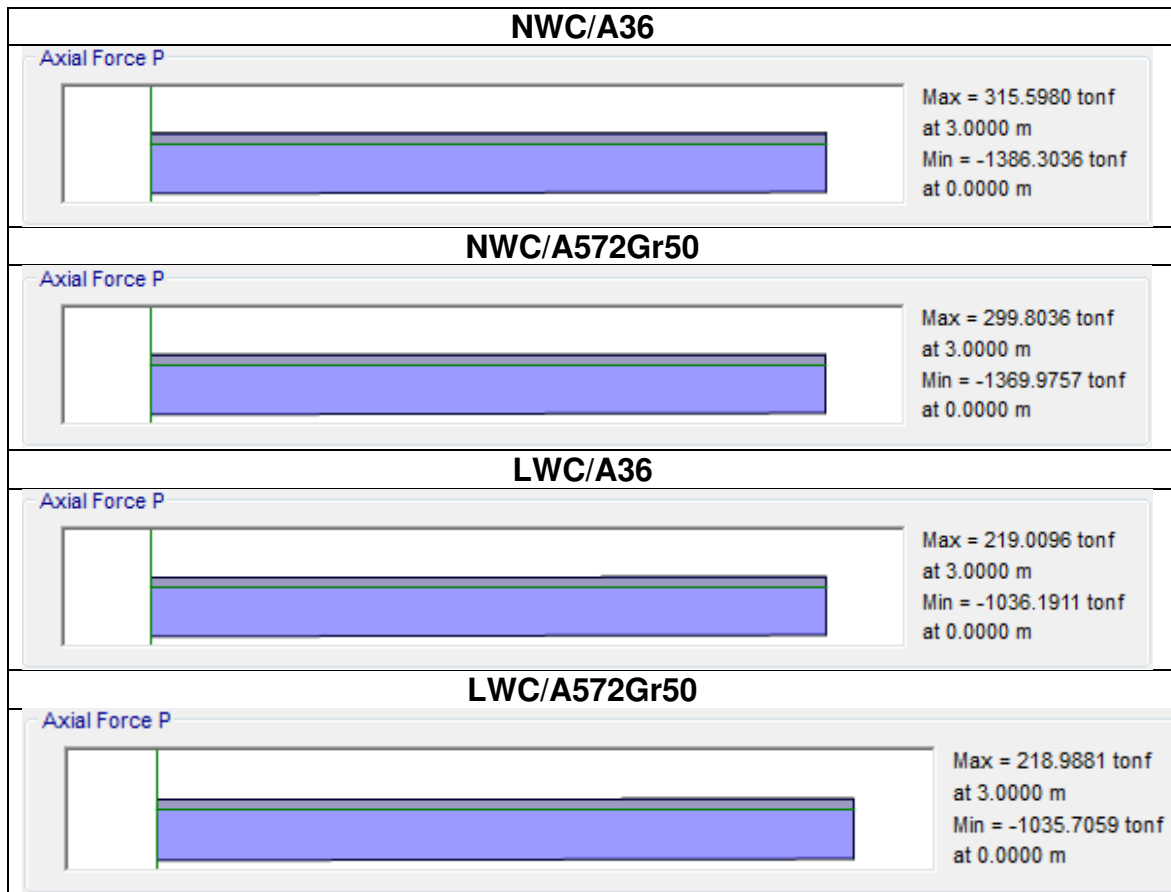


Figura 104. Comparación de axiales en la base de los muros estructurales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 105 muestra una comparativa entre las fuerzas axiales generadas en la base de los muros estructurales de la planta baja de la estructura. Se observa una importante reducción de las fuerzas en los modelos de hormigón liviano con respecto al hormigón convencional.

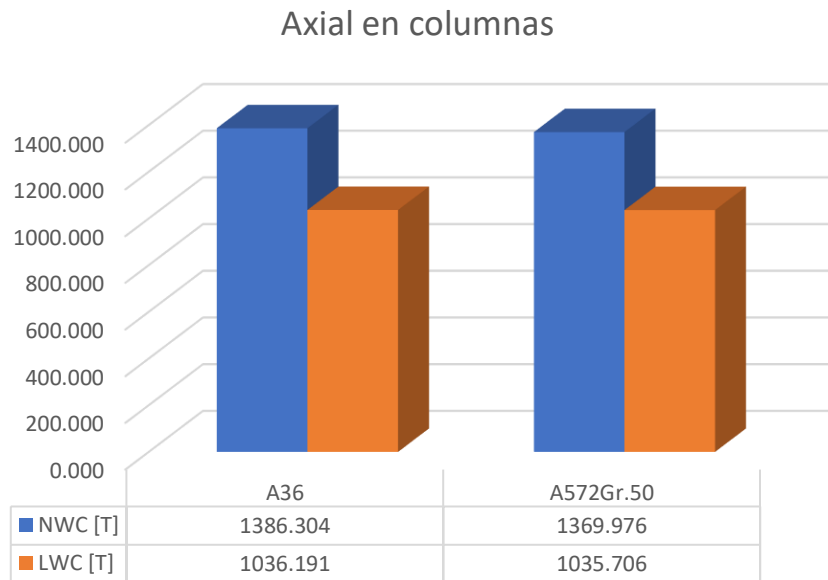


Figura 105. Comparación de axiales en muros estructurales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.1.6. ANÁLISIS MODAL

Con base en el análisis modal se verifica un comportamiento adecuado en los dos modos de vibración principales de los cuatro modelos analizados.

La tabla 40, expone los resultados obtenidos por el software de análisis estructural. Se observa que no existe una variación importante en el período de vibración y la masa de participación modal cuando la variable de comparación es el acero estructural. Por otro lado, el periodo fundamental de vibración del edificio de hormigón liviano es un 2.11% mayor respecto a los modelos de hormigón convencional. Además, se observa un incremento de 1.73% de la masa de participación modal en los dos primeros modos de vibración, Sin embargo, en los cuatro modelos analizados se garantiza un comportamiento traslacional de la estructura, minimizando de esta manera los efectos de torsión en planta.

Tabla 40.

Resumen de resultados del análisis modal.

| Modelo | Modo | Periodo | Masa de participación modal | | |
|--------------|------|---------|-----------------------------|--------|--------|
| | | | Ux | Uy | Rz |
| NWC/A36 | 1 | 1.185 | 0.4906 | 0 | 0 |
| | 2 | 1.15 | 0 | 0.4928 | 0 |
| | 3 | 0.704 | 0 | 0 | 0.4255 |
| NWC/A572Gr50 | 1 | 1.185 | 0.4906 | 0 | 0 |
| | 2 | 1.15 | 0 | 0.4928 | 0 |
| | 3 | 0.704 | 0 | 0 | 0.4255 |
| LWC/A36 | 1 | 1.21 | 0.4995 | 0 | 0 |
| | 2 | 1.172 | 0 | 0.5019 | 0 |
| | 3 | 0.711 | 0 | 0 | 0.436 |
| LWC/A572Gr50 | 1 | 1.21 | 0.4985 | 0 | 0 |
| | 2 | 1.172 | 0 | 0.501 | 0 |
| | 3 | 0.711 | 0 | 0 | 0.4343 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 106 muestra una comparativa entre los periodos de vibración de los tres modos principales de la estructura.

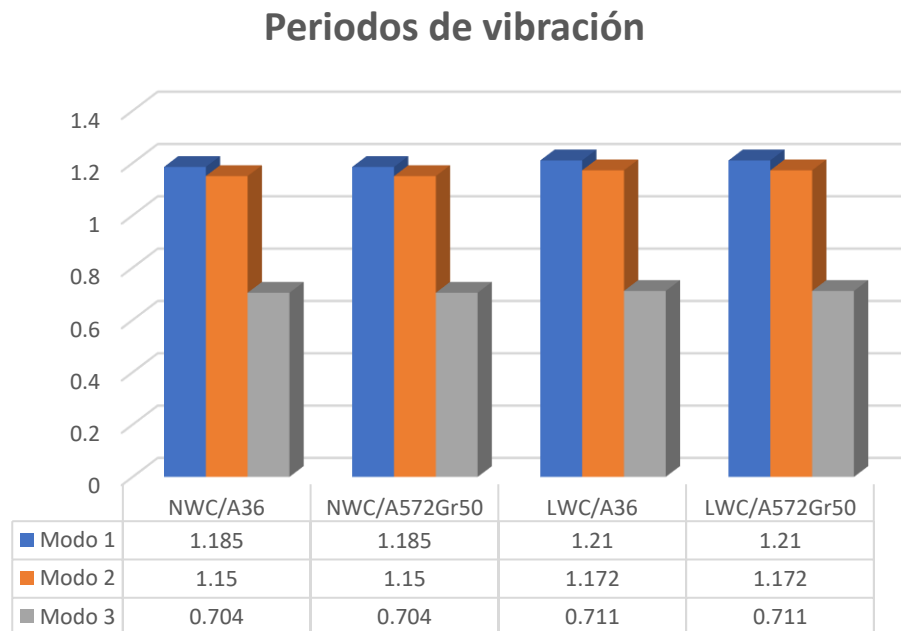


Figura 106. Comparación periodo de vibración de la estructura.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Se observa que existe una variación muy pequeña entre los dos tipos de hormigones estudiados, siendo el modelo de hormigón liviano el de mayor magnitud.

4.1.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Con base en los resultados estimados por el software de análisis estructural (tablas de la 41 a la 48), los rangos y criterios de aceptabilidad especificados en la sección 3.7.1 del presente documento se puede recalcar que ninguno de los cuatro modelos analizados supera el nivel de seguridad de vida (LS) en el punto de desempeño.

El modelo de hormigón convencional con acero estructural A36 supera el rango lineal bajo un cortante basal de 680.6 T y un desplazamiento lateral en el sentido X de 5.71 cm. Sin embargo, la estructura entra en la categoría de seguridad de vida (LS) alcanzando su punto de desempeño en el paso 7 con un cortante basal de 4290.7 T y un desplazamiento X de 43.18 cm como indica la tabla 41.

Tabla 41.

Formación de rótulas plásticas en el sentido X, modelo de hormigón convencional y con acero A36.

| Paso | Control de desplazamientos [m] | Corte basal [T] | Esfuerzo deformación | | | | | Criterios de aceptabilidad | | | | Total |
|------|--------------------------------|-----------------|----------------------|------|-----|-----|----|----------------------------|-------|-------|-----|-------|
| | | | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | |
| 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 1 | 0.0571 | 680.6 | 3176 | 4 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 2 | 0.1172 | 1364.9 | 3044 | 136 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 3 | 0.1810 | 2011.5 | 2746 | 434 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 4 | 0.2422 | 2592.1 | 2616 | 564 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 5 | 0.3049 | 3172.2 | 2396 | 784 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 6 | 0.3674 | 3727.5 | 2238 | 942 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 7 | 0.4318 | 4290.7 | 2150 | 1030 | 0 | 0 | 0 | 3156 | 24 | 0 | 0 | 3180 |
| 8 | 0.4927 | 4816.7 | 2070 | 1110 | 0 | 0 | 0 | 3104 | 76 | 0 | 0 | 3180 |
| 9 | 0.5596 | 5391.4 | 2018 | 1162 | 0 | 0 | 0 | 3028 | 152 | 0 | 0 | 3180 |
| 10 | 0.6280 | 5975.0 | 1986 | 1194 | 0 | 0 | 0 | 3004 | 176 | 0 | 0 | 3180 |
| 11 | 0.7025 | 6610.0 | 1974 | 1206 | 0 | 0 | 0 | 2986 | 194 | 0 | 0 | 3180 |
| 12 | 0.8204 | 7614.5 | 1954 | 1226 | 0 | 0 | 0 | 2818 | 360 | 0 | 2 | 3180 |
| 13 | 0.8824 | 8142.0 | 1938 | 1242 | 0 | 0 | 0 | 2779 | 399 | 0 | 2 | 3180 |
| 14 | 0.9538 | 8749.6 | 1884 | 1296 | 0 | 0 | 0 | 2648 | 530 | 0 | 2 | 3180 |
| 15 | 0.9683 | 8872.8 | 1874 | 1286 | 20 | 0 | 0 | 2618 | 560 | 0 | 2 | 3180 |
| 16 | 0.9683 | 8863.9 | 1874 | 1286 | 16 | 4 | 0 | 2614 | 552 | 12 | 2 | 3180 |
| 17 | 0.9851 | 8982.3 | 1864 | 1288 | 8 | 20 | 0 | 2598 | 556 | 24 | 2 | 3180 |
| 18 | 0.9852 | 8981.2 | 1862 | 1286 | 12 | 20 | 0 | 2598 | 556 | 24 | 2 | 3180 |
| 19 | 0.9883 | 9003.3 | 1856 | 1288 | 16 | 20 | 0 | 2594 | 552 | 32 | 2 | 3180 |
| 20 | 0.9883 | 9003.3 | 1856 | 1288 | 16 | 20 | 0 | 2594 | 552 | 32 | 2 | 3180 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

En el sentido Y se supera el rango lineal bajo un cortante basal de 859.0 T y un desplazamiento de 6.77 cm. Sin embargo, la estructura entra en la categoría de ocupación inmediata (IO) alcanzando su punto de desempeño en el paso 6 con un cortante basal de 3566.2 T y un desplazamiento de 31.15 cm como indica la tabla 42.

Tabla 42.

Formación de rótulas plásticas en el sentido Y, modelo de hormigón convencional y con acero A36.

| Paso | Control de desplazamientos [m] | Corte basal [T] | Esfuerzo deformación | | | | | Criterios de aceptabilidad | | | | |
|------|--------------------------------|-----------------|----------------------|------|-----|-----|----|----------------------------|-------|-------|-----|-------|
| | | | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | Total |
| 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 1 | 0.0600 | 761.8 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 2 | 0.0677 | 859.0 | 3176 | 4 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 3 | 0.1288 | 1625.0 | 3054 | 126 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 4 | 0.1904 | 2320.7 | 2880 | 300 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 5 | 0.2509 | 2959.1 | 2568 | 612 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 6 | 0.3115 | 3566.2 | 2350 | 830 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 7 | 0.3738 | 4176.8 | 2210 | 970 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 8 | 0.4377 | 4794.5 | 2112 | 1068 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 9 | 0.4996 | 5385.8 | 2014 | 1166 | 0 | 0 | 0 | 3116 | 64 | 0 | 0 | 3180 |
| 10 | 0.5754 | 6103.9 | 1950 | 1230 | 0 | 0 | 0 | 3028 | 152 | 0 | 0 | 3180 |
| 11 | 0.6414 | 6728.3 | 1898 | 1282 | 0 | 0 | 0 | 3002 | 176 | 0 | 2 | 3180 |
| 12 | 0.7100 | 7376.8 | 1878 | 1302 | 0 | 0 | 0 | 2983 | 195 | 0 | 2 | 3180 |
| 13 | 0.7752 | 7992.2 | 1862 | 1318 | 0 | 0 | 0 | 2962 | 216 | 0 | 2 | 3180 |
| 14 | 0.8352 | 8558.7 | 1858 | 1322 | 0 | 0 | 0 | 2858 | 320 | 0 | 2 | 3180 |
| 15 | 0.9461 | 9605.7 | 1850 | 1330 | 0 | 0 | 0 | 2609 | 569 | 0 | 2 | 3180 |
| 16 | 1.0096 | 10204.2 | 1822 | 1354 | 4 | 0 | 0 | 2547 | 631 | 0 | 2 | 3180 |
| 17 | 1.0093 | 10198.7 | 1822 | 1354 | 2 | 2 | 0 | 2547 | 629 | 2 | 2 | 3180 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

El modelo de hormigón convencional con acero estructural A572Gr.50 supera el rango lineal bajo un cortante basal de 680.3 T y un desplazamiento lateral en el sentido X de 5.71 cm. Sin embargo, la estructura entra en la categoría de seguridad de vida (LS) alcanzando su punto de desempeño en el paso 7 con un cortante basal de 4291.4 T y un desplazamiento X de 43.19 cm como indica la tabla 43.

Tabla 43.

Formación de rótulas plásticas en el sentido X, modelo de hormigón convencional y con acero A572Gr.50.

| Paso | Control de desplazamientos [m] | Corte basal [T] | Esfuerzo deformación | | | | | Criterios de aceptabilidad | | | | |
|------|--------------------------------|-----------------|----------------------|------|-----|-----|----|----------------------------|-------|-------|-----|-------|
| | | | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | Total |
| 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 1 | 0.0571 | 680.3 | 3176 | 4 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 2 | 0.1171 | 1364.4 | 3044 | 136 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 3 | 0.1810 | 2010.7 | 2746 | 434 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 4 | 0.2421 | 2591.0 | 2616 | 564 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 5 | 0.3050 | 3172.6 | 2394 | 786 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 6 | 0.3673 | 3727.1 | 2240 | 940 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 7 | 0.4319 | 4291.4 | 2150 | 1030 | 0 | 0 | 0 | 3156 | 24 | 0 | 0 | 3180 |
| 8 | 0.4928 | 4818.3 | 2074 | 1106 | 0 | 0 | 0 | 3104 | 76 | 0 | 0 | 3180 |
| 9 | 0.5597 | 5393.1 | 2024 | 1156 | 0 | 0 | 0 | 3024 | 156 | 0 | 0 | 3180 |
| 10 | 0.6197 | 5906.4 | 1990 | 1190 | 0 | 0 | 0 | 3002 | 178 | 0 | 0 | 3180 |
| 11 | 0.7019 | 6606.9 | 1974 | 1206 | 0 | 0 | 0 | 2984 | 196 | 0 | 0 | 3180 |
| 12 | 0.8209 | 7620.3 | 1954 | 1226 | 0 | 0 | 0 | 2820 | 360 | 0 | 0 | 3180 |
| 13 | 0.8821 | 8141.0 | 1938 | 1242 | 0 | 0 | 0 | 2780 | 398 | 0 | 2 | 3180 |
| 14 | 0.9535 | 8748.6 | 1884 | 1296 | 0 | 0 | 0 | 2648 | 528 | 0 | 4 | 3180 |
| 15 | 0.9681 | 8873.5 | 1874 | 1286 | 20 | 0 | 0 | 2618 | 558 | 0 | 4 | 3180 |
| 16 | 0.9682 | 8871.1 | 1870 | 1284 | 26 | 0 | 0 | 2612 | 550 | 8 | 10 | 3180 |
| 17 | 0.9682 | 8871.1 | 1870 | 1284 | 26 | 0 | 0 | 2612 | 550 | 8 | 10 | 3180 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

En el sentido Y se supera el rango lineal bajo un cortante basal de 858.6 T y un desplazamiento de 6.76 cm. Sin embargo, la estructura entra en la categoría de ocupación inmediata (IO) alcanzando su punto de desempeño en el paso 6 con un cortante basal de 3565.1 T y un desplazamiento de 31.13 cm como indica tabla 44.

El desarrollo de rótulas plásticas en el sentido X es similar para los modelos de hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50. La fluencia inicia en los extremos de las vigas de la parte superior de la estructura y avanza progresivamente hacia la planta baja. Además, no se presenta fluencia en columnas antes de alcanzar el punto de desempeño como se observa en la figura 107.

Tabla 44.

Formación de rótulas plásticas en el sentido Y, modelo de hormigón convencional y con acero A572Gr.50.

| Paso | Control de desplazamientos [m] | Corte basal [T] | Esfuerzo deformación | | | | | Criterios de aceptabilidad | | | | |
|------|--------------------------------|-----------------|----------------------|------|-----|-----|----|----------------------------|-------|-------|-----|-------|
| | | | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | Total |
| 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 1 | 0.0600 | 761.8 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 2 | 0.0676 | 858.6 | 3176 | 4 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 3 | 0.1287 | 1624.2 | 3054 | 126 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 4 | 0.1905 | 2321.4 | 2880 | 300 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 5 | 0.2509 | 2959.5 | 2568 | 612 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 6 | 0.3113 | 3565.1 | 2352 | 828 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 7 | 0.3737 | 4176.3 | 2212 | 968 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 8 | 0.4377 | 4796.1 | 2114 | 1066 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 9 | 0.4997 | 5388.1 | 2016 | 1164 | 0 | 0 | 0 | 3116 | 64 | 0 | 0 | 3180 |
| 10 | 0.5751 | 6103.2 | 1952 | 1228 | 0 | 0 | 0 | 3026 | 152 | 0 | 2 | 3180 |
| 11 | 0.6415 | 6731.5 | 1898 | 1282 | 0 | 0 | 0 | 3002 | 176 | 0 | 2 | 3180 |
| 12 | 0.7097 | 7376.1 | 1878 | 1302 | 0 | 0 | 0 | 2986 | 192 | 0 | 2 | 3180 |
| 13 | 0.7755 | 7996.6 | 1862 | 1318 | 0 | 0 | 0 | 2966 | 212 | 0 | 2 | 3180 |
| 14 | 0.8355 | 8563.0 | 1858 | 1322 | 0 | 0 | 0 | 2862 | 316 | 0 | 2 | 3180 |
| 15 | 0.9458 | 9604.0 | 1850 | 1330 | 0 | 0 | 0 | 2624 | 554 | 0 | 2 | 3180 |
| 16 | 1.0041 | 10154.6 | 1828 | 1346 | 6 | 0 | 0 | 2568 | 610 | 0 | 2 | 3180 |
| 17 | 1.0041 | 10147.9 | 1828 | 1344 | 6 | 2 | 0 | 2566 | 606 | 4 | 4 | 3180 |
| 18 | 1.0041 | 10147.0 | 1828 | 1344 | 6 | 2 | 0 | 2566 | 606 | 4 | 4 | 3180 |
| 19 | 1.0041 | 10147.1 | 1828 | 1344 | 6 | 2 | 0 | 2566 | 606 | 4 | 4 | 3180 |
| 20 | 1.0042 | 10146.2 | 1828 | 1344 | 6 | 2 | 0 | 2566 | 606 | 4 | 4 | 3180 |
| 21 | 1.0042 | 10146.5 | 1828 | 1344 | 6 | 2 | 0 | 2566 | 606 | 4 | 4 | 3180 |
| 22 | 1.0042 | 10145.8 | 1828 | 1344 | 2 | 6 | 0 | 2566 | 606 | 4 | 4 | 3180 |
| 23 | 1.0438 | 10520.6 | 1788 | 1372 | 14 | 6 | 0 | 2536 | 636 | 4 | 4 | 3180 |
| 24 | 1.0438 | 10520.7 | 1788 | 1372 | 14 | 6 | 0 | 2536 | 636 | 4 | 4 | 3180 |
| 25 | 1.0465 | 10545.6 | 1788 | 1368 | 18 | 6 | 0 | 2536 | 628 | 12 | 4 | 3180 |
| 26 | 1.0465 | 10543.7 | 1788 | 1368 | 18 | 6 | 0 | 2536 | 628 | 12 | 4 | 3180 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

Por otro lado, las rótulas generadas no alcanzan su capacidad última, es decir, entran en la categoría de ocupación inmediata (IO) como se muestra en la figura 108.

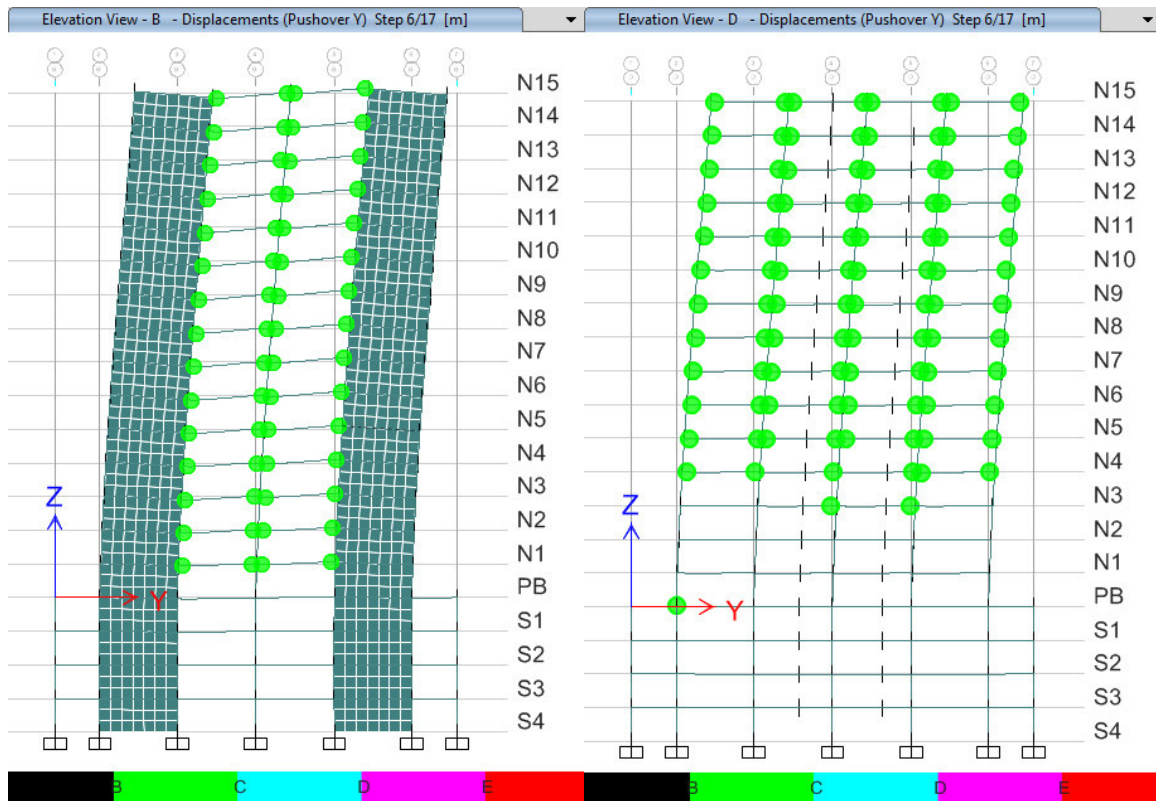


Figura 107. Rótulas plásticas en los modelos hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50 ejes B y D.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El desarrollo de rótulas plásticas en el sentido X es similar para los modelos de hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50. La fluencia inicia en los extremos de las vigas de la parte superior de la estructura y avanza progresivamente hacia la planta baja. Además, no se presenta fluencia en columnas antes de alcanzar el punto de desempeño como se observa en la figura 109. Por otro lado, las rótulas generadas alcanzan su capacidad última, es decir, entran en la categoría de seguridad de vida (LS) como se muestra en la figura 110.

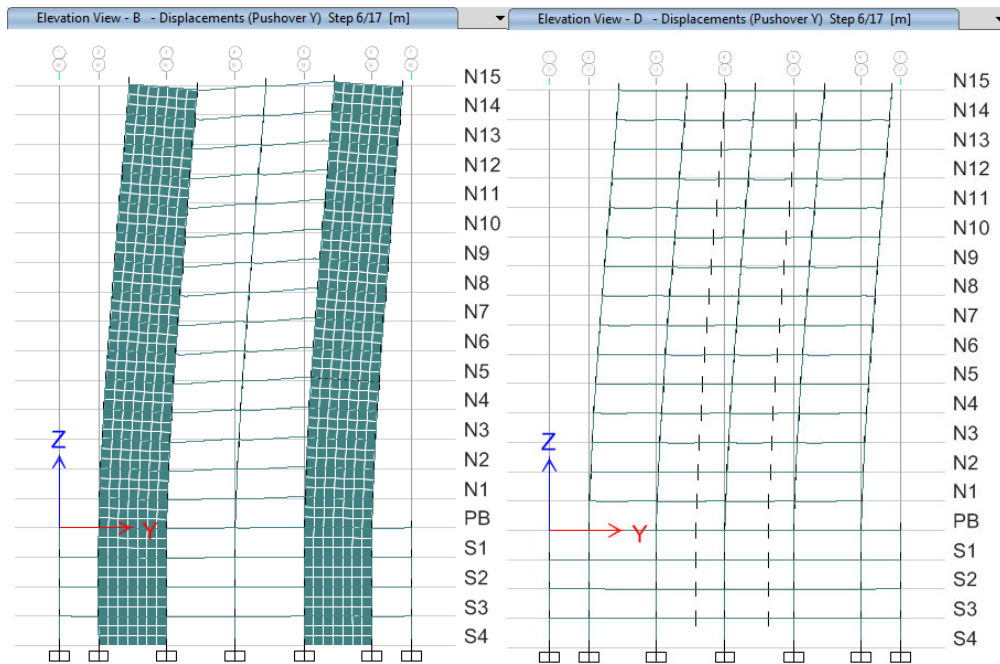


Figura 7208. Niveles de desempeño en los modelos hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50 ejes B y D.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

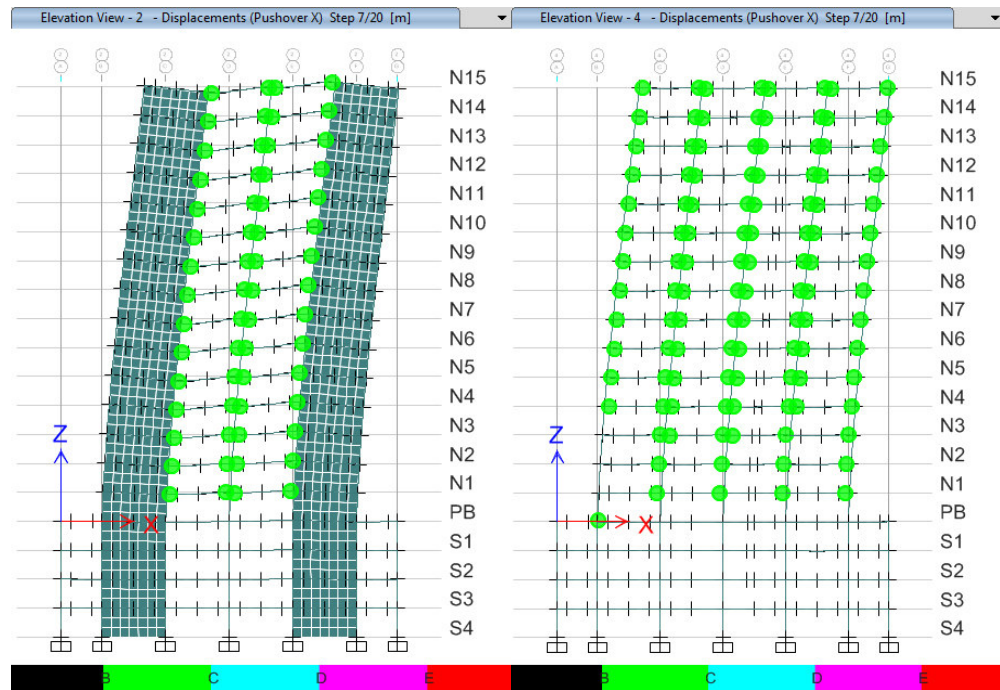


Figura 109. Rótulas plásticas en los modelos hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50 ejes 2 y 4.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

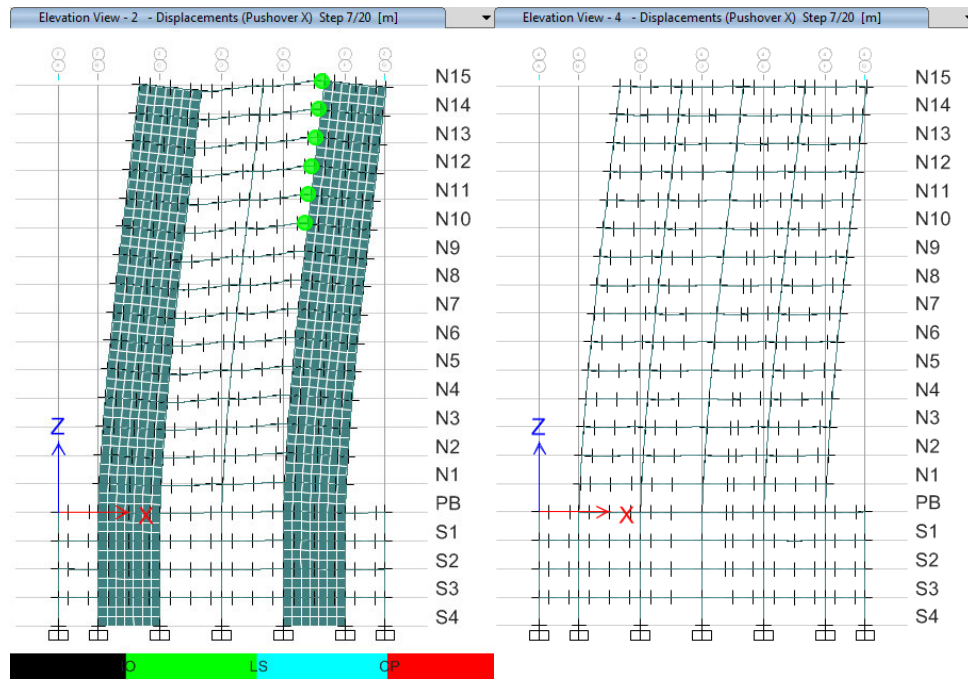


Figura 730. Niveles de desempeño en los modelos hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50 ejes 2 y 4.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El modelo de hormigón liviano con acero estructural A36 supera el rango lineal bajo un cortante basal de 1037.4 T y un desplazamiento lateral en el sentido X de 10.90 cm. Sin embargo, la estructura entra en la categoría de ocupación inmediata (IO) alcanzando su punto de desempeño en el paso 6 con un cortante basal de 3088.5 T y un desplazamiento X de 35.99 cm como se muestra en la tabla 45.

En el sentido Y se supera el rango lineal bajo un cortante basal de 1151.0 T y un desplazamiento de 11.31 cm. Sin embargo, la estructura entra en la categoría de ocupación inmediata (IO) alcanzando su punto de desempeño en el paso 6 con un cortante basal de 3364.0 T y un desplazamiento de 36.31 cm como se muestra en la tabla 46.

Tabla 45.

Formación de rótulas plásticas en el sentido X, modelo de hormigón liviano y con acero A36.

| Paso | Control de desplazamientos [m] | Corte basal [T] | Esfuerzo deformación | | | | | Criterios de aceptabilidad | | | | |
|------|--------------------------------|-----------------|----------------------|------|-----|-----|----|----------------------------|-------|-------|-----|-------|
| | | | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | Total |
| 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 1 | 0.0600 | 570.8 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 2 | 0.1090 | 1037.4 | 3176 | 4 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 3 | 0.1713 | 1596.0 | 2992 | 188 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 4 | 0.2351 | 2126.4 | 2798 | 382 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 5 | 0.2955 | 2600.8 | 2522 | 658 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 6 | 0.3599 | 3088.5 | 2344 | 836 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 7 | 0.4201 | 3534.3 | 2182 | 998 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 8 | 0.5005 | 4121.3 | 2072 | 1108 | 0 | 0 | 0 | 3142 | 38 | 0 | 0 | 3180 |
| 9 | 0.5609 | 4560.5 | 2030 | 1150 | 0 | 0 | 0 | 3032 | 148 | 0 | 0 | 3180 |
| 10 | 0.6309 | 5068.9 | 2006 | 1174 | 0 | 0 | 0 | 3002 | 178 | 0 | 0 | 3180 |
| 11 | 0.7278 | 5771.4 | 1994 | 1186 | 0 | 0 | 0 | 2986 | 194 | 0 | 0 | 3180 |
| 12 | 0.7993 | 6288.5 | 1962 | 1218 | 0 | 0 | 0 | 2940 | 240 | 0 | 0 | 3180 |
| 13 | 0.8718 | 6811.5 | 1920 | 1260 | 0 | 0 | 0 | 2846 | 332 | 0 | 2 | 3180 |
| 14 | 0.9351 | 7267.8 | 1910 | 1270 | 0 | 0 | 0 | 2716 | 456 | 6 | 2 | 3180 |
| 15 | 0.9902 | 7664.7 | 1878 | 1300 | 2 | 0 | 0 | 2658 | 514 | 2 | 6 | 3180 |
| 16 | 0.9902 | 7658.7 | 1878 | 1300 | 0 | 2 | 0 | 2658 | 512 | 4 | 6 | 3180 |
| 17 | 0.9923 | 7673.9 | 1876 | 1300 | 2 | 2 | 0 | 2650 | 520 | 4 | 6 | 3180 |
| 18 | 0.9923 | 7669.7 | 1876 | 1300 | 0 | 4 | 0 | 2650 | 518 | 6 | 6 | 3180 |
| 19 | 1.0418 | 8028.0 | 1852 | 1314 | 10 | 4 | 0 | 2586 | 582 | 2 | 10 | 3180 |
| 20 | 1.0418 | 8027.7 | 1852 | 1312 | 12 | 4 | 0 | 2586 | 578 | 6 | 10 | 3180 |
| 21 | 1.0418 | 8027.6 | 1852 | 1312 | 12 | 4 | 0 | 2586 | 578 | 6 | 10 | 3180 |
| 22 | 1.0423 | 8031.2 | 1850 | 1310 | 16 | 4 | 0 | 2586 | 578 | 6 | 10 | 3180 |
| 23 | 1.0423 | 8031.1 | 1850 | 1310 | 16 | 4 | 0 | 2586 | 578 | 6 | 10 | 3180 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

Tabla 46.

Formación de rótulas plásticas en el sentido Y, modelo de hormigón liviano y con acero A36.

| Paso | Control de desplazamientos [m] | Corte basal [T] | Esfuerzo deformación | | | | | Criterios de aceptabilidad | | | | |
|------|--------------------------------|-----------------|----------------------|------|-----|-----|----|----------------------------|-------|-------|-----|-------|
| | | | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | Total |
| 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 1 | 0.0600 | 610.7 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 2 | 0.1131 | 1151.0 | 3176 | 4 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 3 | 0.1762 | 1753.7 | 2988 | 192 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 4 | 0.2378 | 2308.8 | 2730 | 450 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 5 | 0.2984 | 2827.0 | 2472 | 708 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 6 | 0.3631 | 3364.0 | 2272 | 908 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 7 | 0.4269 | 3883.4 | 2138 | 1042 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 8 | 0.4966 | 4446.1 | 2054 | 1126 | 0 | 0 | 0 | 3152 | 28 | 0 | 0 | 3180 |
| 9 | 0.5693 | 5031.0 | 2014 | 1166 | 0 | 0 | 0 | 3030 | 150 | 0 | 0 | 3180 |
| 10 | 0.6312 | 5528.1 | 1990 | 1190 | 0 | 0 | 0 | 3006 | 174 | 0 | 0 | 3180 |
| 11 | 0.7105 | 6162.2 | 1954 | 1226 | 0 | 0 | 0 | 2986 | 194 | 0 | 0 | 3180 |
| 12 | 0.7986 | 6864.7 | 1942 | 1238 | 0 | 0 | 0 | 2970 | 208 | 2 | 0 | 3180 |
| 13 | 0.8638 | 7384.2 | 1906 | 1274 | 0 | 0 | 0 | 2860 | 316 | 2 | 2 | 3180 |
| 14 | 0.9289 | 7902.7 | 1842 | 1338 | 0 | 0 | 0 | 2736 | 440 | 0 | 4 | 3180 |
| 15 | 1.0006 | 8473.0 | 1802 | 1378 | 0 | 0 | 0 | 2622 | 550 | 4 | 4 | 3180 |
| 16 | 1.0625 | 8962.6 | 1786 | 1362 | 32 | 0 | 0 | 2568 | 584 | 20 | 8 | 3180 |
| 17 | 1.0625 | 8952.7 | 1786 | 1362 | 28 | 4 | 0 | 2566 | 578 | 28 | 8 | 3180 |
| 18 | 1.1263 | 9420.3 | 1774 | 1338 | 28 | 40 | 0 | 2496 | 612 | 64 | 8 | 3180 |
| 19 | 1.1263 | 9418.9 | 1774 | 1338 | 28 | 40 | 0 | 2496 | 608 | 68 | 8 | 3180 |
| 20 | 1.1264 | 9419.6 | 1774 | 1338 | 28 | 40 | 0 | 2496 | 608 | 68 | 8 | 3180 |
| 21 | 1.1270 | 9416.6 | 1774 | 1338 | 24 | 44 | 0 | 2496 | 608 | 68 | 8 | 3180 |
| 22 | 1.1271 | 9417.2 | 1774 | 1338 | 24 | 44 | 0 | 2496 | 608 | 68 | 8 | 3180 |
| 23 | 1.1271 | 9417.2 | 1774 | 1338 | 24 | 44 | 0 | 2496 | 608 | 68 | 8 | 3180 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

El modelo de hormigón liviano con acero estructural A572Gr.50 supera el rango lineal bajo un cortante basal de 1037.2 T y un desplazamiento lateral en el sentido X de 10.90 cm. Sin embargo, la estructura entra en la categoría de ocupación inmediata (IO) alcanzando su punto de desempeño en el paso 6 con un cortante basal de 3086.8 T y un desplazamiento X de 35.98 cm como se muestra en la tabla 47.

Tabla 47.

Formación de rótulas plásticas en el sentido X, modelo de hormigón liviano y con acero A572Gr.50.

| Paso | Control de desplazamientos [m] | Corte basal [T] | Esfuerzo deformación | | | | | Criterios de aceptabilidad | | | | |
|------|--------------------------------|-----------------|----------------------|------|-----|-----|----|----------------------------|-------|-------|-----|-------|
| | | | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | Total |
| 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 1 | 0.0600 | 570.8 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 2 | 0.1090 | 1037.2 | 3176 | 4 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 3 | 0.1712 | 1594.4 | 2992 | 188 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 4 | 0.2351 | 2126.0 | 2796 | 384 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 5 | 0.2956 | 2601.0 | 2518 | 662 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 6 | 0.3598 | 3086.8 | 2342 | 838 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 7 | 0.4246 | 3566.6 | 2176 | 1004 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 8 | 0.5007 | 4122.4 | 2072 | 1108 | 0 | 0 | 0 | 3142 | 38 | 0 | 0 | 3180 |
| 9 | 0.5610 | 4560.7 | 2030 | 1150 | 0 | 0 | 0 | 3032 | 148 | 0 | 0 | 3180 |
| 10 | 0.6310 | 5068.6 | 2006 | 1174 | 0 | 0 | 0 | 3002 | 178 | 0 | 0 | 3180 |
| 11 | 0.7274 | 5767.8 | 1994 | 1186 | 0 | 0 | 0 | 2986 | 194 | 0 | 0 | 3180 |
| 12 | 0.7995 | 6289.3 | 1962 | 1218 | 0 | 0 | 0 | 2936 | 244 | 0 | 0 | 3180 |
| 13 | 0.8716 | 6809.4 | 1920 | 1260 | 0 | 0 | 0 | 2844 | 334 | 0 | 2 | 3180 |
| 14 | 0.9349 | 7265.5 | 1910 | 1270 | 0 | 0 | 0 | 2718 | 454 | 6 | 2 | 3180 |
| 15 | 1.0042 | 7764.7 | 1874 | 1306 | 0 | 0 | 0 | 2624 | 548 | 2 | 6 | 3180 |
| 16 | 1.0082 | 7793.4 | 1874 | 1302 | 4 | 0 | 0 | 2620 | 552 | 2 | 6 | 3180 |
| 17 | 1.0082 | 7783.8 | 1874 | 1302 | 0 | 4 | 0 | 2618 | 550 | 6 | 6 | 3180 |
| 18 | 1.0425 | 8032.3 | 1850 | 1304 | 22 | 4 | 0 | 2586 | 582 | 2 | 10 | 3180 |
| 19 | 1.0410 | 8011.3 | 1850 | 1304 | 22 | 4 | 0 | 2586 | 576 | 8 | 10 | 3180 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

En el sentido Y se supera el rango lineal bajo un cortante basal de 1156.1 T y un desplazamiento de 11.36 cm. Sin embargo, la estructura entra en la categoría de ocupación inmediata (IO) alcanzando su punto de desempeño en el paso 6 con un cortante basal de 3328.9 T y un desplazamiento de 35.89 cm como se muestra en la tabla 48.

Tabla 48.

Formación de rótulas plásticas en el sentido Y, modelo de hormigón liviano y con acero A572Gr.50.

| Paso | Control de desplazamientos [m] | Corte basal [T] | Esfuerzo deformación | | | | | Criterios de aceptabilidad | | | | |
|------|--------------------------------|-----------------|----------------------|------|-----|-----|----|----------------------------|-------|-------|-----|-------|
| | | | A-B | B-C | C-D | D-E | >E | A-IO | IO-LS | LS-CP | >CP | Total |
| 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 1 | 0.0600 | 610.7 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 2 | 0.1136 | 1156.1 | 3176 | 4 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 3 | 0.1766 | 1758.1 | 2984 | 196 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 4 | 0.2372 | 2302.4 | 2742 | 438 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 5 | 0.2974 | 2817.4 | 2470 | 710 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 6 | 0.3589 | 3328.9 | 2280 | 900 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 7 | 0.4317 | 3921.8 | 2138 | 1042 | 0 | 0 | 0 | 3180 | 0 | 0 | 0 | 3180 |
| 8 | 0.4960 | 4440.6 | 2054 | 1126 | 0 | 0 | 0 | 3160 | 20 | 0 | 0 | 3180 |
| 9 | 0.5688 | 5026.7 | 2014 | 1166 | 0 | 0 | 0 | 3034 | 146 | 0 | 0 | 3180 |
| 10 | 0.6310 | 5525.8 | 1990 | 1190 | 0 | 0 | 0 | 3006 | 174 | 0 | 0 | 3180 |
| 11 | 0.7085 | 6145.8 | 1954 | 1226 | 0 | 0 | 0 | 2986 | 194 | 0 | 0 | 3180 |
| 12 | 0.7989 | 6866.4 | 1942 | 1238 | 0 | 0 | 0 | 2946 | 232 | 2 | 0 | 3180 |
| 13 | 0.8636 | 7381.7 | 1906 | 1274 | 0 | 0 | 0 | 2870 | 306 | 2 | 2 | 3180 |
| 14 | 0.9317 | 7924.5 | 1842 | 1338 | 0 | 0 | 0 | 2740 | 436 | 0 | 4 | 3180 |
| 15 | 0.9998 | 8466.2 | 1802 | 1378 | 0 | 0 | 0 | 2618 | 558 | 0 | 4 | 3180 |
| 16 | 1.0654 | 8984.1 | 1786 | 1366 | 28 | 0 | 0 | 2564 | 588 | 20 | 8 | 3180 |
| 17 | 1.0710 | 9025.4 | 1786 | 1354 | 40 | 0 | 0 | 2560 | 584 | 28 | 8 | 3180 |
| 18 | 1.0710 | 9014.6 | 1786 | 1354 | 36 | 4 | 0 | 2560 | 580 | 32 | 8 | 3180 |
| 19 | 1.0739 | 9035.9 | 1786 | 1350 | 40 | 4 | 0 | 2556 | 580 | 36 | 8 | 3180 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

El desarrollo de rótulas plásticas en el sentido X es similar para los modelos de hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50. La fluencia inicia en los extremos de las vigas de la parte superior de la estructura y avanza progresivamente hacia la planta baja. Además, no se presenta fluencia en columnas antes de alcanzar el punto de desempeño como se observa en la figura 111. Por otro lado, las rótulas generadas no alcanzan su capacidad última, es decir, entran en la categoría de ocupación inmediata (IO) como se muestra en la figura 112.

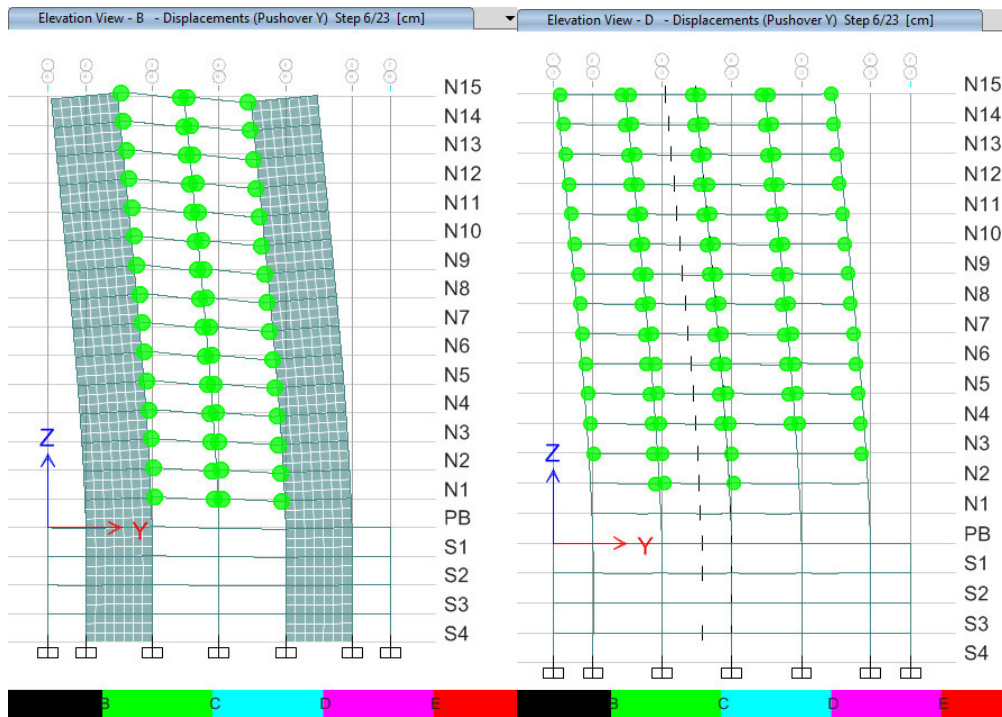


Figura 741. Rótulas plásticas en los modelos hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50 ejes B y D.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

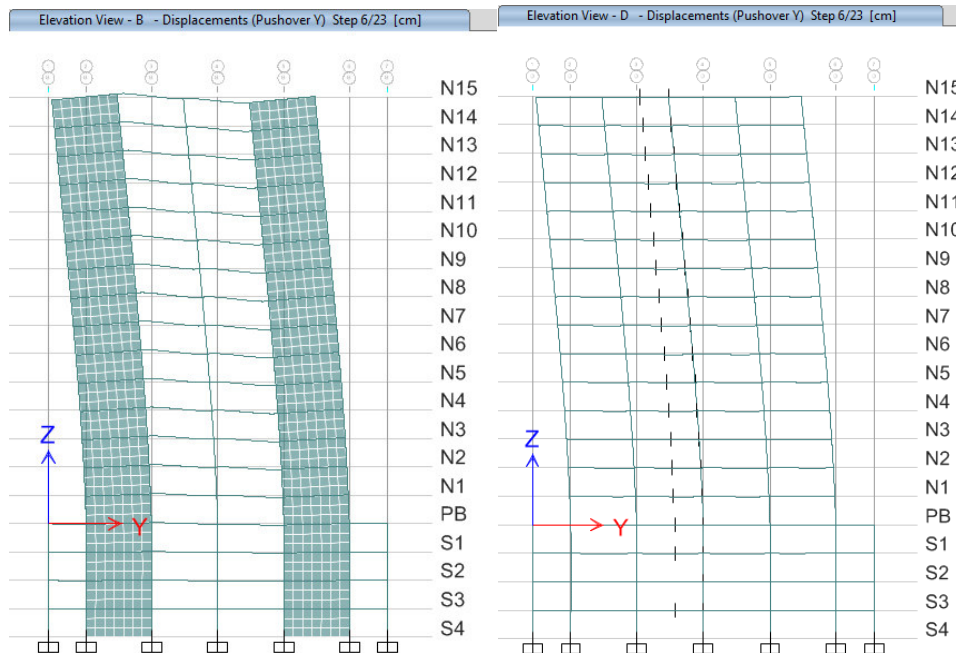


Figura 752. Niveles de desempeño en los modelos hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50 ejes B y D.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El desarrollo de rótulas plásticas en el sentido Y es similar para los modelos de hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50. La fluencia inicia en los extremos de las vigas de la parte superior de la estructura y avanza progresivamente hacia la planta baja. Además, no se presenta fluencia en columnas antes de alcanzar el punto de desempeño como se observa en la figura 113. Por otro lado, las rótulas generadas no alcanzan su capacidad última, es decir, entran en la categoría de ocupación inmediata (IO) como se muestra en la figura 114.

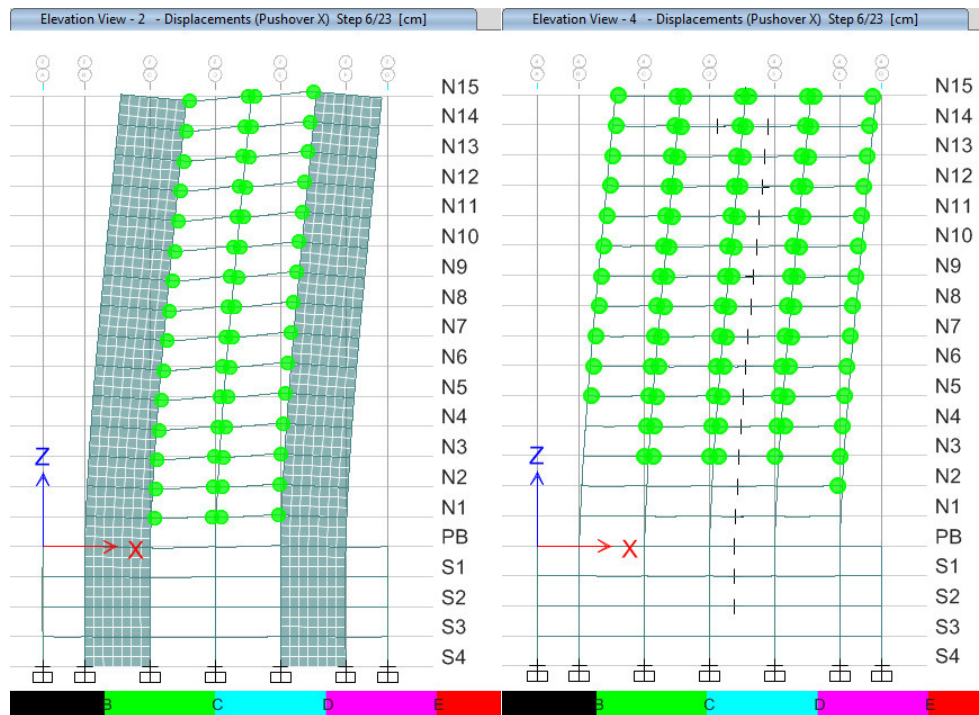


Figura 113. Rótulas plásticas en los modelos hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50 ejes 2 y 4.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

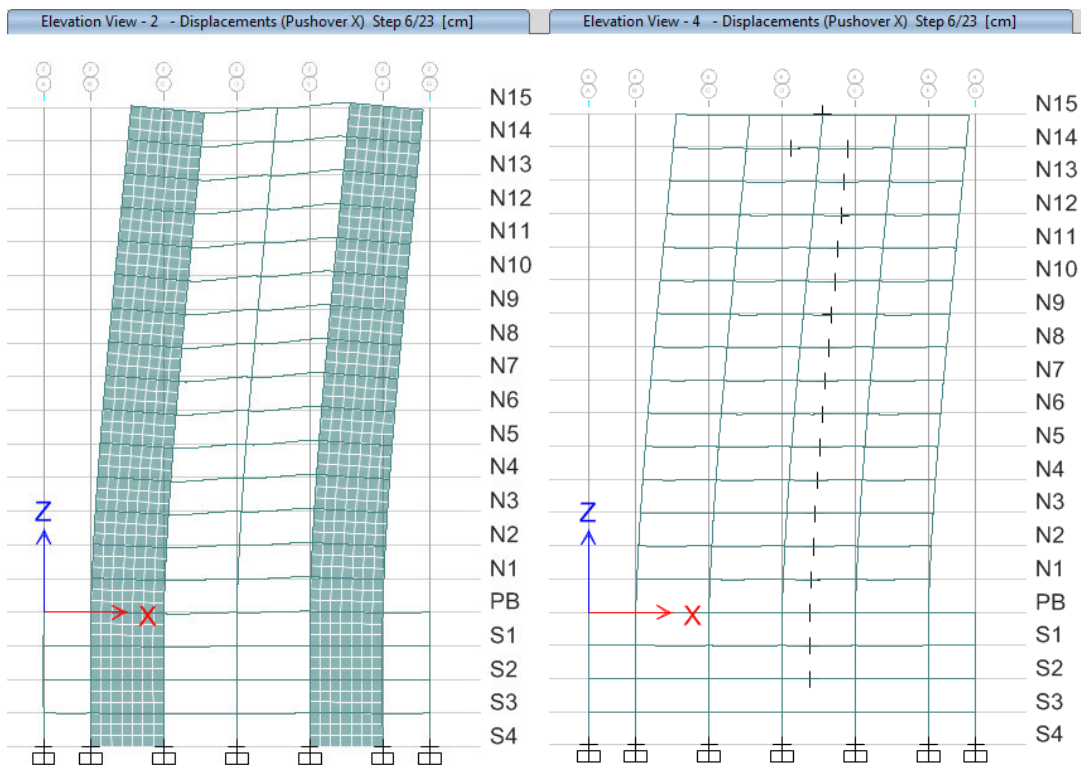


Figura 114. Niveles de desempeño en los modelos hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50 ejes 2 y 4.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Las figuras 115 y 116 representan una comparación entre las curvas de capacidad de los dos tipos de hormigón en el sentido X y Y. Se evidencia que los modelos de hormigón convencional presentan una mayor capacidad de carga y menores desplazamientos en el punto de control. No existe una variación significativa entre los modelos construidos con acero estructural A36 y A572Gr.50.

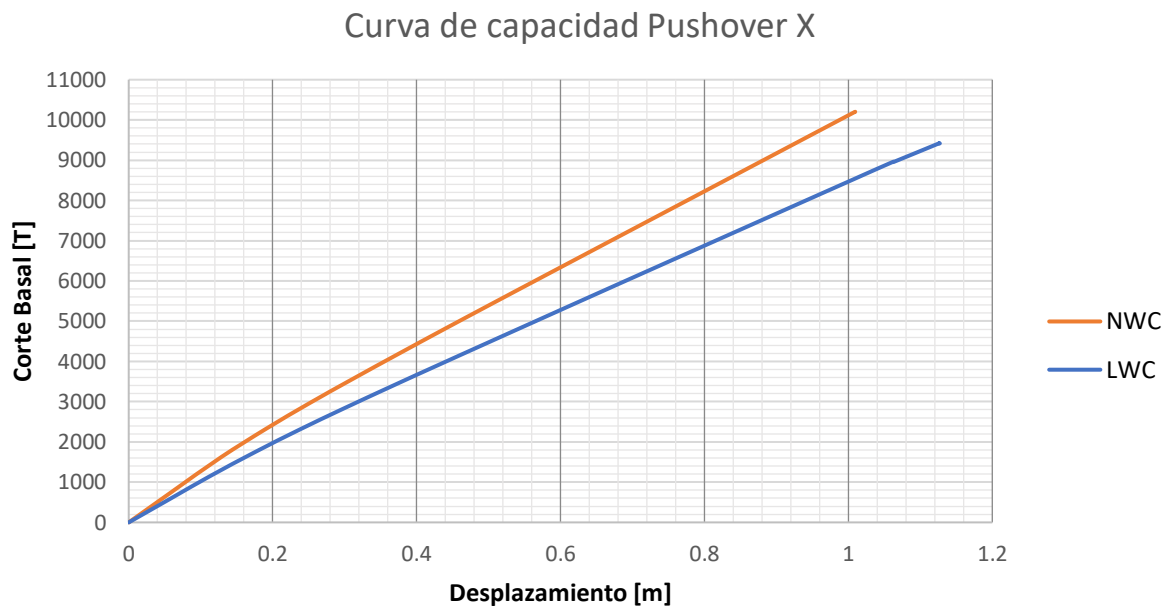


Figura 115. Curva de capacidad en el sentido X.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

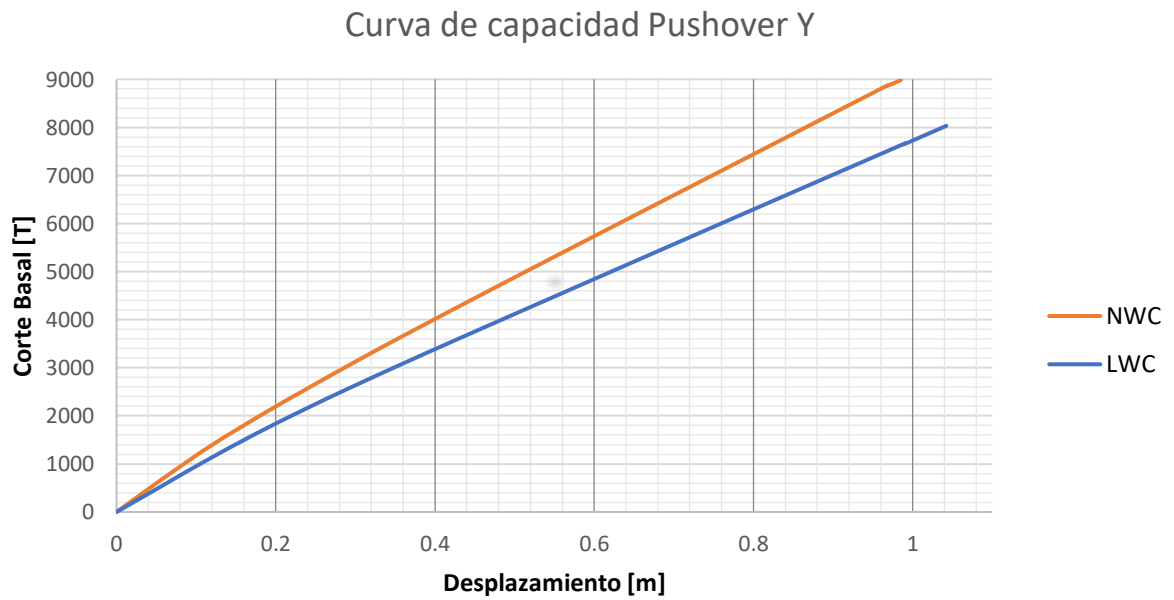


Figura 116. Curva de capacidad en el sentido Y.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.2. DISEÑO DE ELEMENTOS

El presente apartado comprende el análisis comparativo de las dimensiones obtenidas mediante el diseño estructural de los componentes de los cuatro modelos estudiados, según lo especificado en la sección 3.6. En el caso de elementos de acero estructural con sus dos variantes A36 y A572Gr.50 se compara la geometría y capacidad nominal de sus elementos. Por otro lado, en elementos de hormigón armado, tanto convencional como liviano, se analiza las dimensiones y configuración de la armadura tanto en el sentido longitudinal como en el sentido transversal de elemento.

4.2.1. VIGAS SECUNDARIAS

El diseño de vigas secundarias de acero estructural resultó en 3 tipos de secciones transversales distribuidas en las diferentes plantas según el uso de cada una de ellas: parqueaderos, departamentos y locales comerciales. Las geometrías mostradas en la figura 95 son comunes para los 4 modelos de análisis. Es decir, no existe un cambio representativo en el dimensionamiento de los miembros secundarios en el presente estudio. La selección de la geometría se basa principalmente en el control de deflexiones debido a la gran longitud de los vanos.

En el diseño a flexión, se puede observar que el acero estructural A572Gr.50 tiene un estado límite de fluencia hasta un 36% mayor que el acero A36. Sin embargo, la resistencia nominal en vigas de gran longitud sin arriostramiento lateral ($L_b = 7 \text{ m}$) viene determinada por el estado límite de pandeo lateral-torsional y es de igual magnitud para el acero A36 y A572Gr.50. Es decir, no existe un aporte en resistencia a flexión de vigas como se puede observar en la tabla 49.

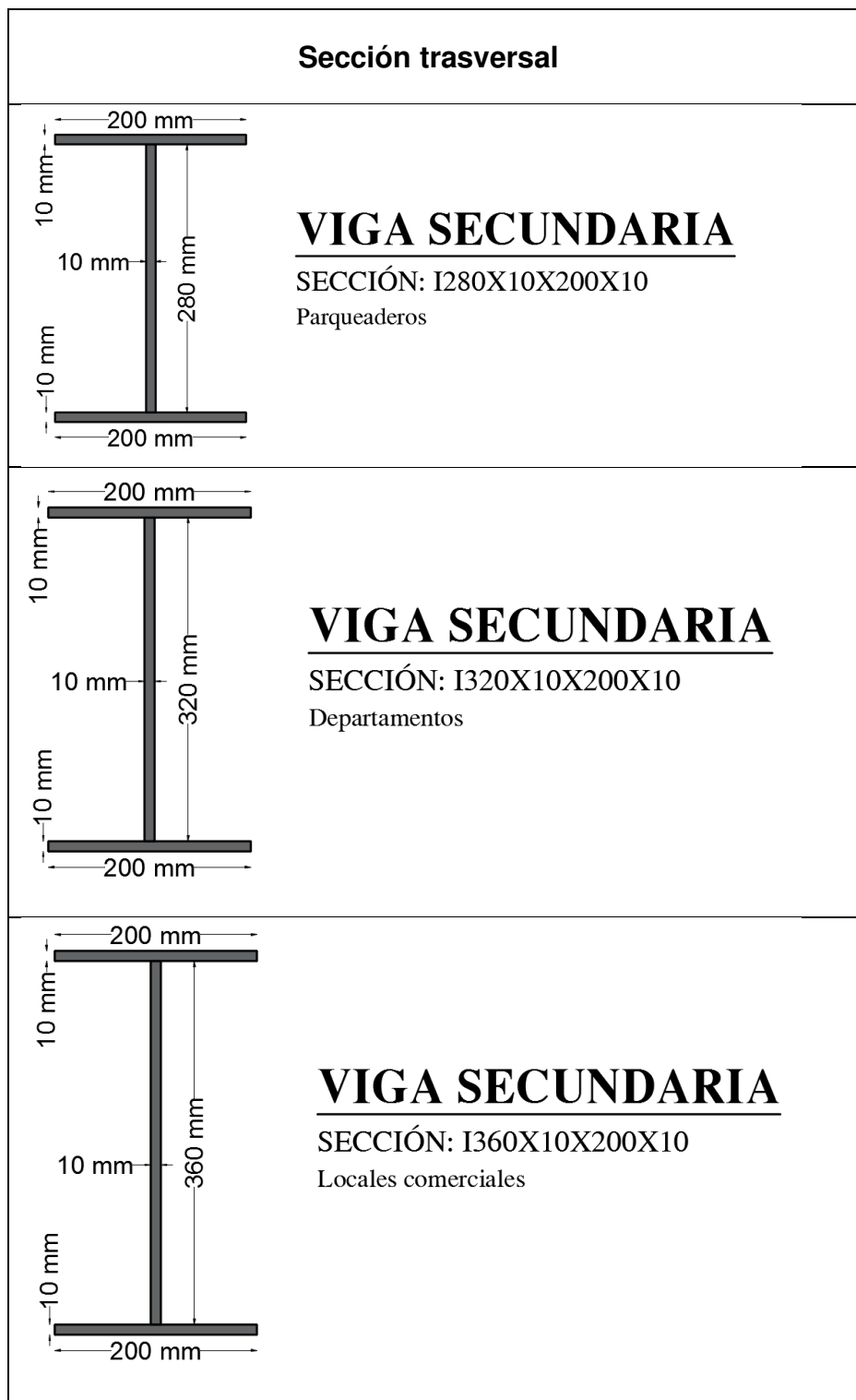


Figura 117. Comparación de secciones transversales de acero estructural según su USO.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Tabla 49.

Comparación de estados límites en vigas de gran longitud sin arriostramiento lateral ($L_b=7\text{ m}$).

| Usos | Sección | A36 | | | A572Gr.50 | | |
|---------------------|----------------|----------|--------------------------|---------------------|-----------|--------------------------|---------------------|
| | | Fluencia | Pandeo lateral torsional | Resistencia nominal | Fluencia | Pandeo lateral torsional | Resistencia nominal |
| Parqueaderos | I280X10X200X10 | 17.81 | 14.51 | 14.51 | 24.23 | 14.51 | 14.51 |
| Departamentos | I320X10X200X10 | 21.02 | 15.57 | 15.57 | 28.61 | 15.57 | 15.57 |
| Locales comerciales | I360X10X200X10 | 24.42 | 16.66 | 16.66 | 33.23 | 16.66 | 16.66 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

Por otro lado, se observa que la influencia de la implementación de acero A572Gr50 es más representativa en vigas cortas sin arriostramiento lateral ($L_b = 4\text{ m}$). Es decir, al reducirse la longitud del elemento se reducen los efectos de pandeo lateral-torsional y predomina el estado límite de fluencia. La resistencia nominal a flexión a de los miembros de acero estructural A572Gr.50 se incrementa entre un 30% a 36% más que el acero A36 como se observa en la tabla 50.

Tabla 50.

Comparación de estados límites en vigas cortas sin arriostramiento lateral ($L_b=7\text{ m}$).

| Uso | Sección | A36 | | | A572Gr.50 | | |
|---------------------|----------------|----------|--------------------------|---------------------|-----------|--------------------------|---------------------|
| | | Fluencia | Pandeo lateral torsional | Resistencia nominal | Fluencia | Pandeo lateral torsional | Resistencia nominal |
| Parqueaderos | I280X10X200X10 | 17.81 | 19.52 | 17.81 | 24.23 | 24.44 | 24.23 |
| Departamentos | I320X10X200X10 | 21.02 | 22.56 | 21.02 | 28.61 | 28.09 | 28.09 |
| Locales comerciales | I360X10X200X10 | 24.42 | 25.71 | 24.42 | 33.23 | 31.83 | 31.83 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

En el diseño a corte, se puede observar un evidente incremento de la capacidad nominal de la sección debido a la diferencia del esfuerzo de fluencia entre ambos

aceros. El uso de acero estructural A572Gr.50 aporta un 46.7% más de capacidad a corte que el acero A36 como se observa en la tabla 51.

Tabla 51.

Comparación de la capacidad nominal a corte de vigas de acero estructural.

| Uso | Sección | A36 | A572Gr.50 |
|---------------------|----------------|-------|-----------|
| Parqueaderos | I280X10X200X10 | 41.31 | 60.59 |
| Departamentos | I320X10X200X10 | 46.82 | 68.67 |
| Locales comerciales | I360X10X200X10 | 52.33 | 76.74 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

4.2.2. VIGAS PRINCIPALES

La estructura de vigas de hormigón armado consta de 3 grupos principales: estacionamientos, departamentos y terrazas. Se obtiene una única sección transversal para los cuatro modelos de estudio. La principal diferencia es el acero necesario para formar el marco de vida y garantizar que la estructura tenga suficiente capacidad de carga.

El acero requerido en los elementos varía únicamente en función del tipo de hormigón utilizado y no existe influencia en la armadura al utilizar acero estructural A36 o A572Gr.50. En el caso de vigas de parqueadero se mantiene un acero base de $3\phi 16$ mm en la parte inferior y superior de ambos modelos. Sin embargo, para el caso de hormigón liviano se requiere entre un 6% y 10% menos acero de refuerzo en los extremos de la viga en comparación con el hormigón convencional.

| NWC A36 y NWC A572Gr.50 | | | | | | | | | | |
|-------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Refuerzos (-) | | | 2 ϕ 16 | | 1 ϕ 16 | | 2 ϕ 16 | | | |
| As Base (-) | 3 ϕ 16 | | 3 ϕ 16 | | 3 ϕ 16 | | 3 ϕ 16 | | 3 ϕ 16 | |
| As Base (+) | ▲ | 3 ϕ 16 | ▲ | 3 ϕ 16 | ▲ | 3 ϕ 16 | ▲ | 3 ϕ 16 | ▲ | 3 ϕ 16 |
| Refuerzos (+) | | | | | | | | | | |
| LWC A36 y LWC A572Gr.50 | | | | | | | | | | |
| Refuerzos (-) | | | 2 ϕ 14 | | 1 ϕ 14 | | 2 ϕ 14 | | | |
| As Base (-) | 3 ϕ 16 | | 3 ϕ 16 | | 3 ϕ 16 | | 3 ϕ 16 | | 3 ϕ 16 | |
| As Base (+) | ▲ | 3 ϕ 16 | ▲ | 3 ϕ 16 | ▲ | 3 ϕ 16 | ▲ | 3 ϕ 16 | ▲ | 3 ϕ 16 |
| Refuerzos (+) | | | | | 2 ϕ 14 | | | | | |

Figura 118. Comparación de acero longitudinal (Viga eje 2 Parqueaderos).

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El refuerzo transversal requerido en vigas de hormigón liviano se reduce hasta en un 24.83% con respecto al hormigón convencional. Sin embargo, debido a que en los modelos de hormigón liviano se hace uso de varillas longitudinales de menor diámetro se reduce también la separación entre estribos. La distribución del acero transversal se exhibe en la figura 119.

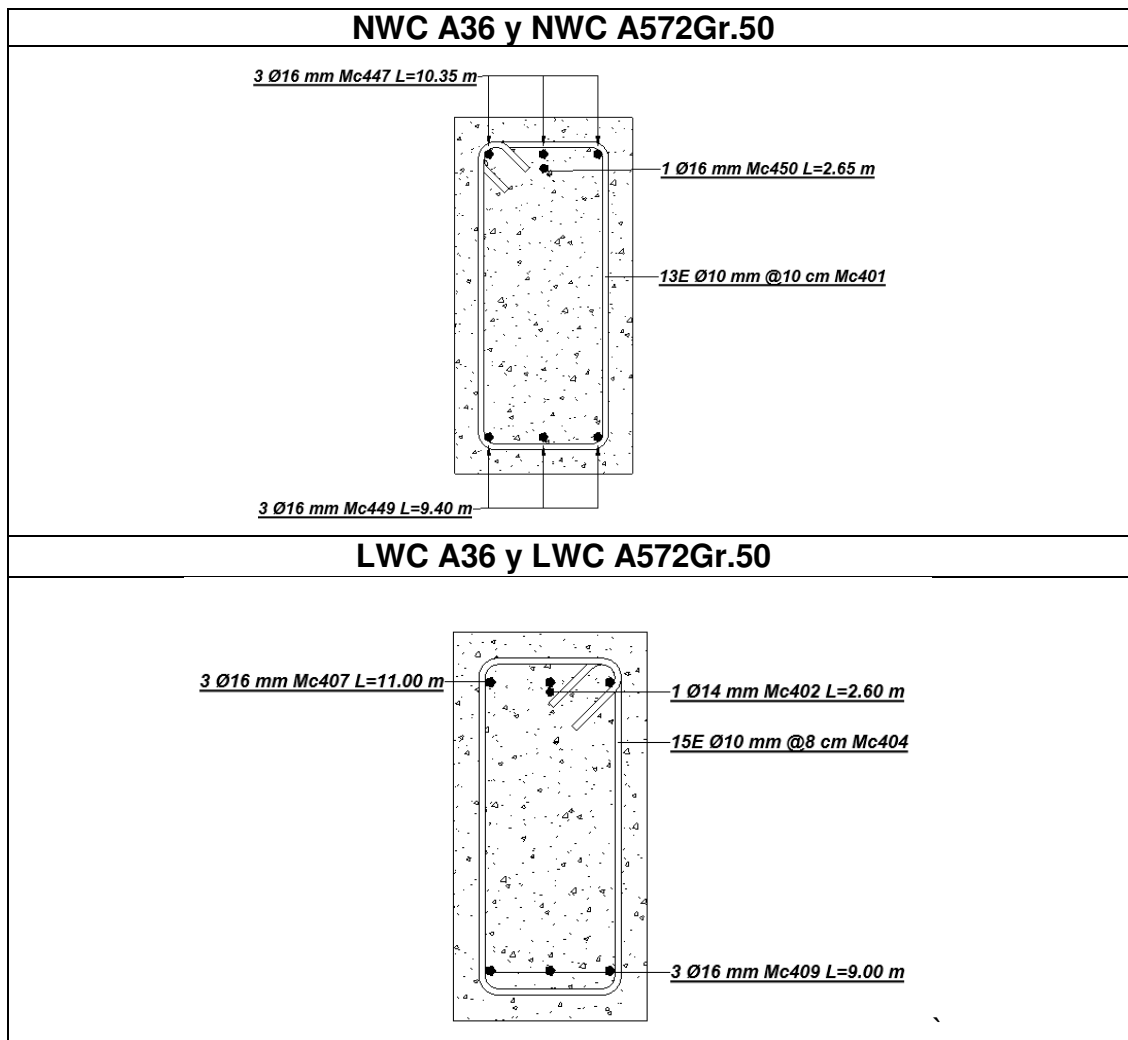


Figura 119. Comparación del refuerzo transversal (Viga eje 2 Parquederos).

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El acero requerido en los elementos varía únicamente en función del tipo de hormigón utilizado y no existe influencia en la armadura al utilizar acero estructural A36 o A572Gr.50. En el caso de vigas de departamentos se mantiene un acero base positivo de $3\phi 16$ mm y negativo de $4\phi 18$ mm para todos los modelos. Sin embargo,

para el caso de hormigón liviano se requiere entre un 33% y 59% menos acero de refuerzo en los extremos de la viga en comparación con el hormigón convencional.

| NWC A36 y NWC A572Gr.50 | | | | |
|-------------------------|------|------|------|------|
| Refuerzos (-) | 3Ø16 | 3Ø16 | 3Ø16 | 3Ø16 |
| As Base (-) | | 3Ø16 | | 3Ø16 |
| As Base (+) | ▲ | 3Ø16 | ▲ | 3Ø16 |
| Refuerzos (+) | 1Ø16 | 1Ø16 | 1Ø16 | 1Ø16 |
| LWC A36 y LWC A572Gr.50 | | | | |
| Refuerzos (-) | 1Ø16 | | | 1Ø16 |
| As Base (-) | | 4Ø18 | | 3Ø16 |
| As Base (+) | ▲ | 3Ø16 | ▲ | 3Ø16 |
| Refuerzos (+) | | | | |

Figura 120. Comparación de acero longitudinal (Viga eje 2 Departamentos).

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El refuerzo transversal requerido en vigas de hormigón liviano en departamento se reduce hasta en un 5.92% con respecto al hormigón convencional. En el presente caso se mantiene la misma separación entre estribos. La distribución del acero transversal se muestra en la figura 121.

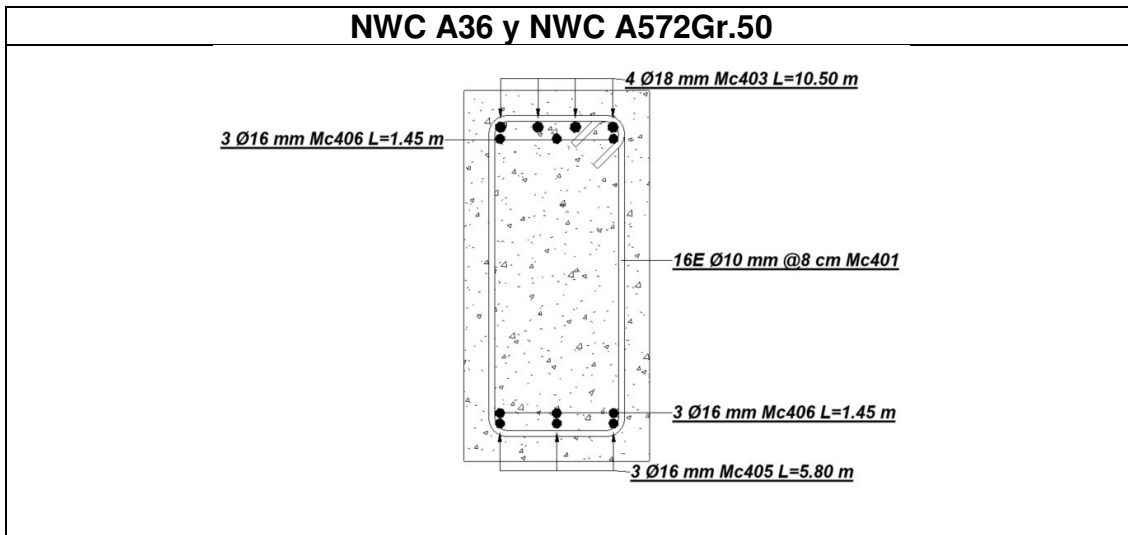


Figura 121 (a). Comparación del refuerzo transversal (Viga eje 2 Departamentos).

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

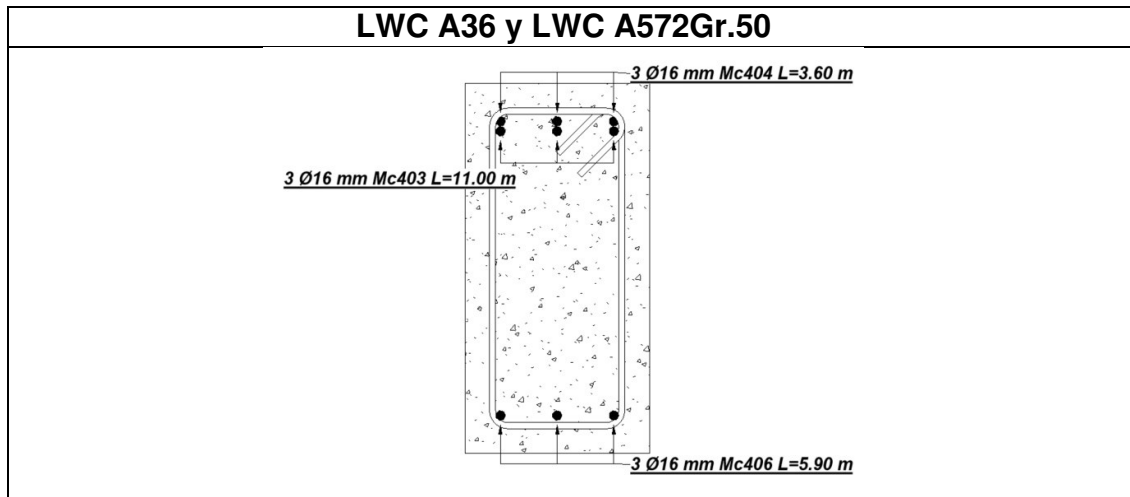


Figura 121 (b). Comparación del refuerzo transversal (Viga eje 2 Departamentos).

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde

El acero requerido en los elementos varía únicamente en función del tipo de hormigón utilizado y no existe influencia en la armadura al utilizar acero estructural A36 o A572Gr.50. En el caso de vigas de terraza se utiliza un acero base positivo de $3\phi 16\text{ mm}$ y negativo de $3\phi 18\text{ mm}$ para los modelos de hormigón convencional, mientras que para los modelos de hormigón liviano se utiliza un acero superior e inferior de $3\phi 16\text{ mm}$. En el presente análisis se observa que para el caso de hormigón liviano se requiere entre un 20% y 37% menos acero de refuerzo en los extremos de la viga en comparación con el hormigón convencional.

| NWC A36 y NWC A572Gr.50 | |
|-------------------------|---|
| Refuerzos (-) | $3\phi 16$ $1\phi 16$ $1\phi 16$ $3\phi 16$ |
| As Base (-) | $3\phi 18$ $3\phi 18$ |
| As Base (+) | $3\phi 16$ $3\phi 16$ |
| Refuerzos (+) | $1\phi 14$ $1\phi 14$ $1\phi 14$ $1\phi 14$ |
| LWC A36 y LWC A572Gr.50 | |
| Refuerzos (-) | $2\phi 16$ $2\phi 16$ |
| As Base (-) | $4\phi 18$ $3\phi 16$ |
| As Base (+) | $3\phi 16$ $3\phi 16$ |
| Refuerzos (+) | |

Figura 122. Comparación de acero longitudinal (Viga eje 2 Terraza).

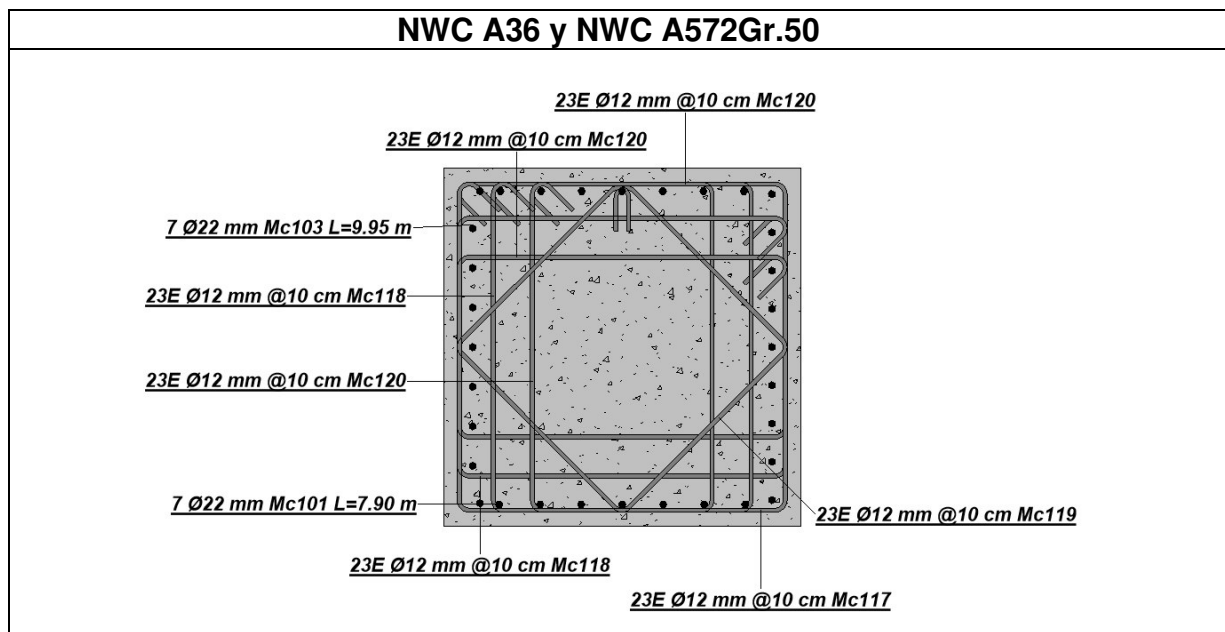
Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

El refuerzo transversal requerido en vigas de hormigón liviano en departamento se reduce hasta en un 4.03% con respecto al hormigón convencional. En el presente caso el hormigón liviano presenta una separación entre estribos ligeramente superior.

4.2.3. COLUMNAS

El diseño de columnas fue realizado considerando una misma sección transversal para toda la planta. Sin embargo, las dimensiones de las columnas se reducen progresivamente 10 cm a medida que avanzan en la altura del edificio. Los modelos de hormigón liviano presentan secciones ligeramente menores a los modelos de hormigón convencional.

Las columnas en los modelos de hormigón convencional nacen desde la cimentación con una dimensión de 105X105 cm, mientras que en los modelos de hormigón liviano parten de una dimensión de 100X100 cm con una cuantía de acero de aproximadamente el 1% en ambos casos. Por otro lado, en la figura 123 se observa que en los modelos en hormigón liviano reduce en un 4.7% el acero de refuerzo transversal requerido, en este sentido se hace uso de varillas $\phi 12\text{ mm}$ para hormigón convencional y $\phi 10\text{ mm}$ para hormigón liviano.



Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

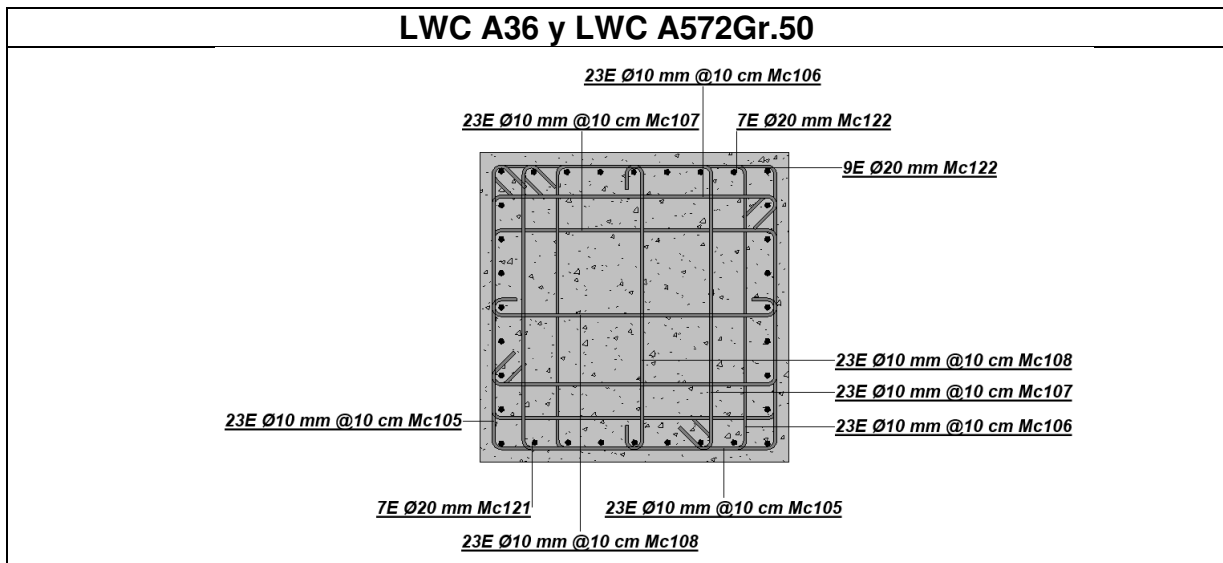


Figura 123 (b). Comparación del refuerzo transversal en columnas de subsuelo.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Las columnas de los niveles superiores (Nv.+36.00, Nv.+39.00, Nv.+42.00) alcanzan una dimensión de 55X55 cm en modelos de hormigón convencional y 50X50 cm en modelos de hormigón liviano. Además, se observa que el acero de refuerzo transversal requerido por los modelos de hormigón liviano se ven reducidos en un 4.03% respecto al hormigón convencional. En este sentido se hace uso de varillas ϕ 12 mm para hormigón convencional y ϕ 10 mm para hormigón liviano.

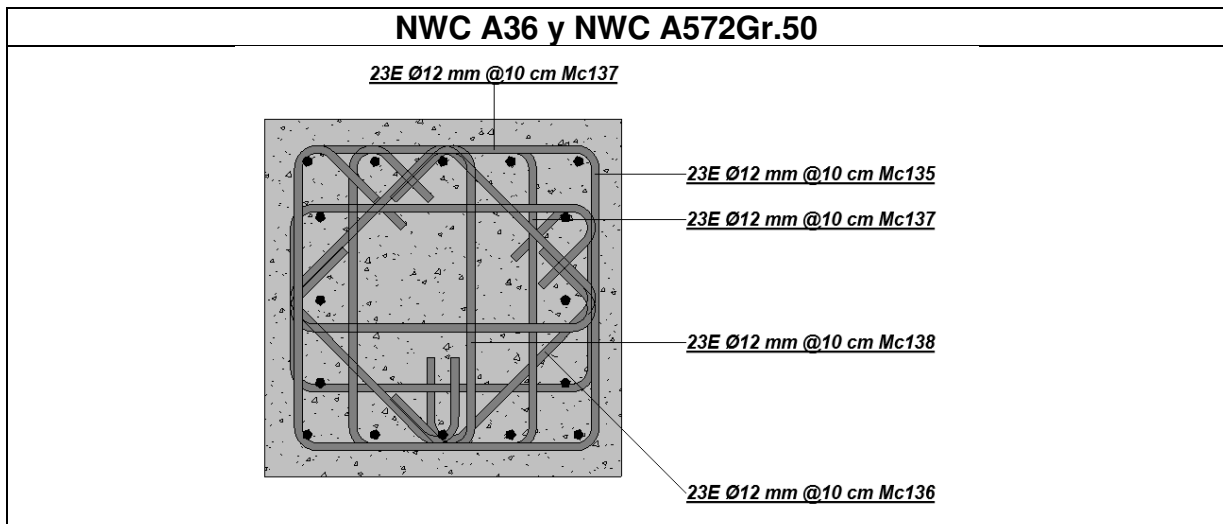


Figura 124 (a). Comparación del refuerzo transversal en columnas de pisos superiores.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

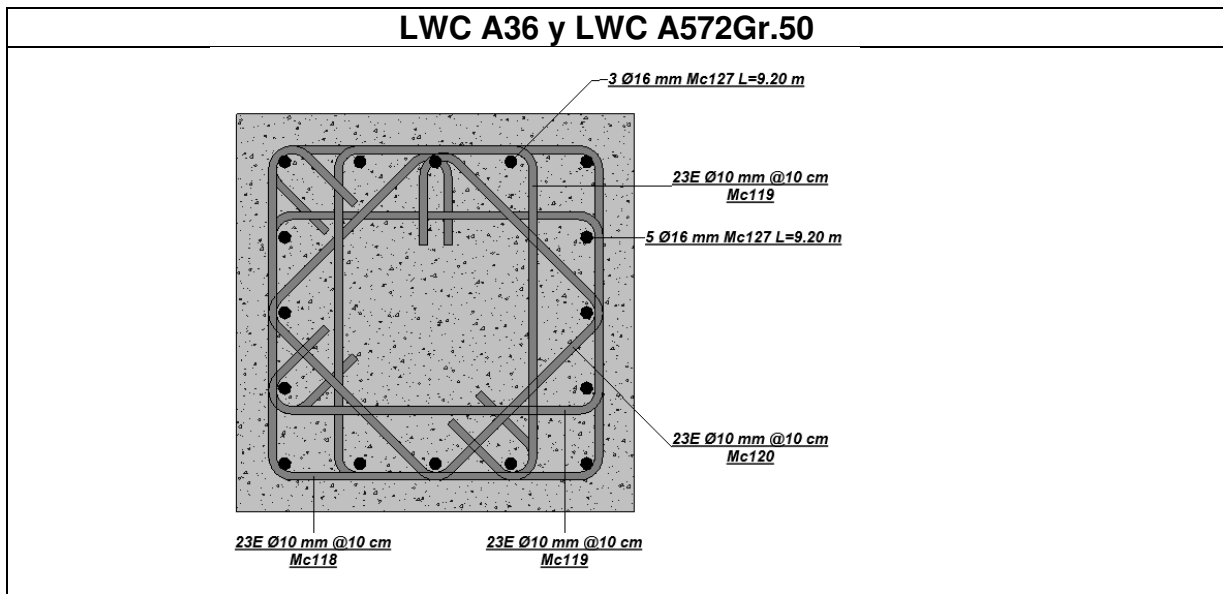


Figura 124 (b). Comparación del refuerzo transversal en columnas de pisos superiores.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.2.4. MUROS ESTRUCTURALES

Los muros estructurales mantienen un mismo espesor de alma para los cuatro modelos de estudio. Sin embargo, los modelos de hormigón liviano requieren de una mayor dimensión de cabezales y; por ende, una configuración de armadura diferente. La variación en las dimensiones está relacionada directamente con el análisis modal debido a que el uso de hormigón liviano incrementa los periodos de vibración de la estructura. En los modelos de hormigón liviano se requiere de cabezales de 65X65 cm, con respecto al hormigón liviano que requiere una sección de 50X50 cm, es decir un incremento del 69% del área de sección transversal de cada uno de los cabezales de la estructura.

Existe una diferencia notable en la configuración del armado estructural. Los modelos de hormigón normal presentan diámetros del acero de refuerzo mayores. Las varillas longitudinales dentro de la longitud efectiva de la sección del cabezal especial de los modelos de NWC son de 22mm en ambos sentidos mientras que para LWC es de 20mm y 18mm en el sentido X y Y, respectivamente. Por otro lado, el refuerzo transversal en el alma no muestra una diferencia representativa en su configuración.

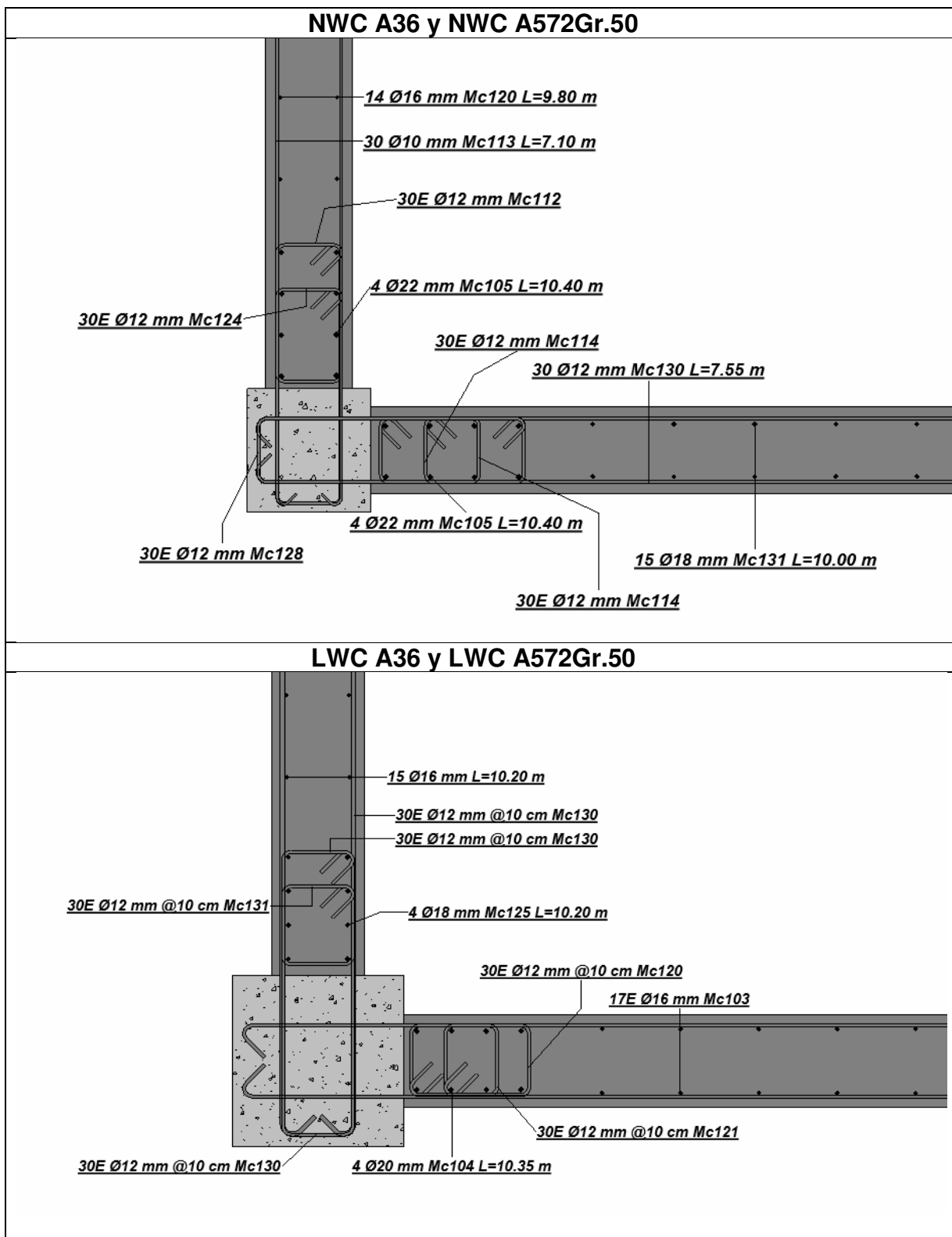


Figura 125. Comparación de secciones transversales de muros.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Los cabezales especiales de los modelos de hormigón normal requieren una cuantía de 3.65% de refuerzo longitudinal mientras que para los modelos con hormigón liviano del 1.78%, es decir un decremento del 51% de la cuantía con respecto al hormigón normal. Por otro lado, el refuerzo transversal requiere de un mayor diámetro en los modelos de hormigón liviano; es decir, $\Phi 10$ para NWC y $\Phi 12$ para LWC.

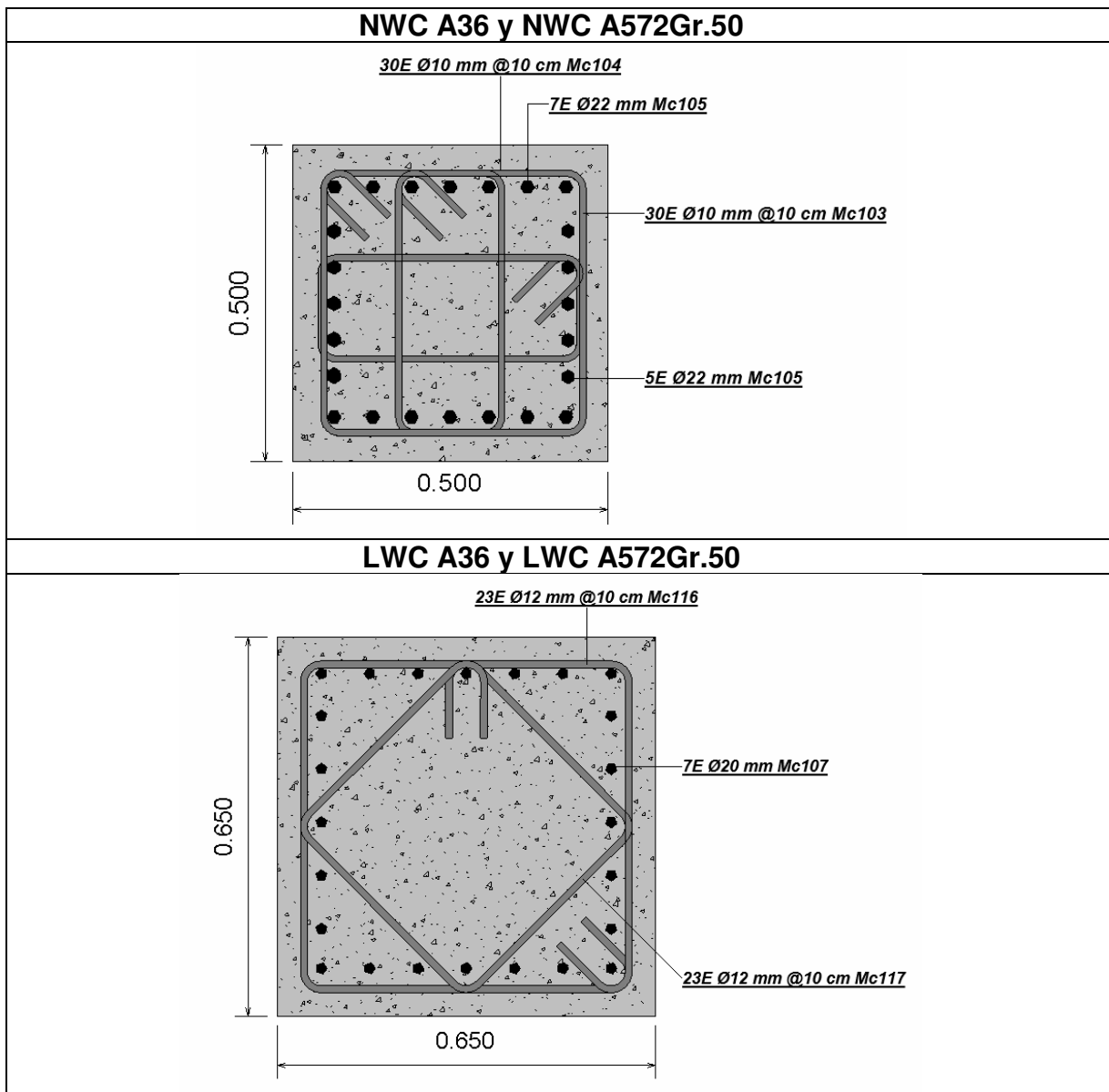


Figura 126. Comparación de los cabezales.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.2.5. CONEXIONES

La conexión viga-columna para los modelos de hormigón liviano requieren un mayor refuerzo transversal. La demanda se satisface utilizando un número mayor de estribos de confinamiento en la sección transversal. Para el ejemplo mostrado en la figura 127 se requiere 5 ramales $\Phi 10$ en modelos de hormigón normal y 7 ramales $\Phi 10$ en cada dirección $\Phi 10$ en modelos de hormigón liviano.

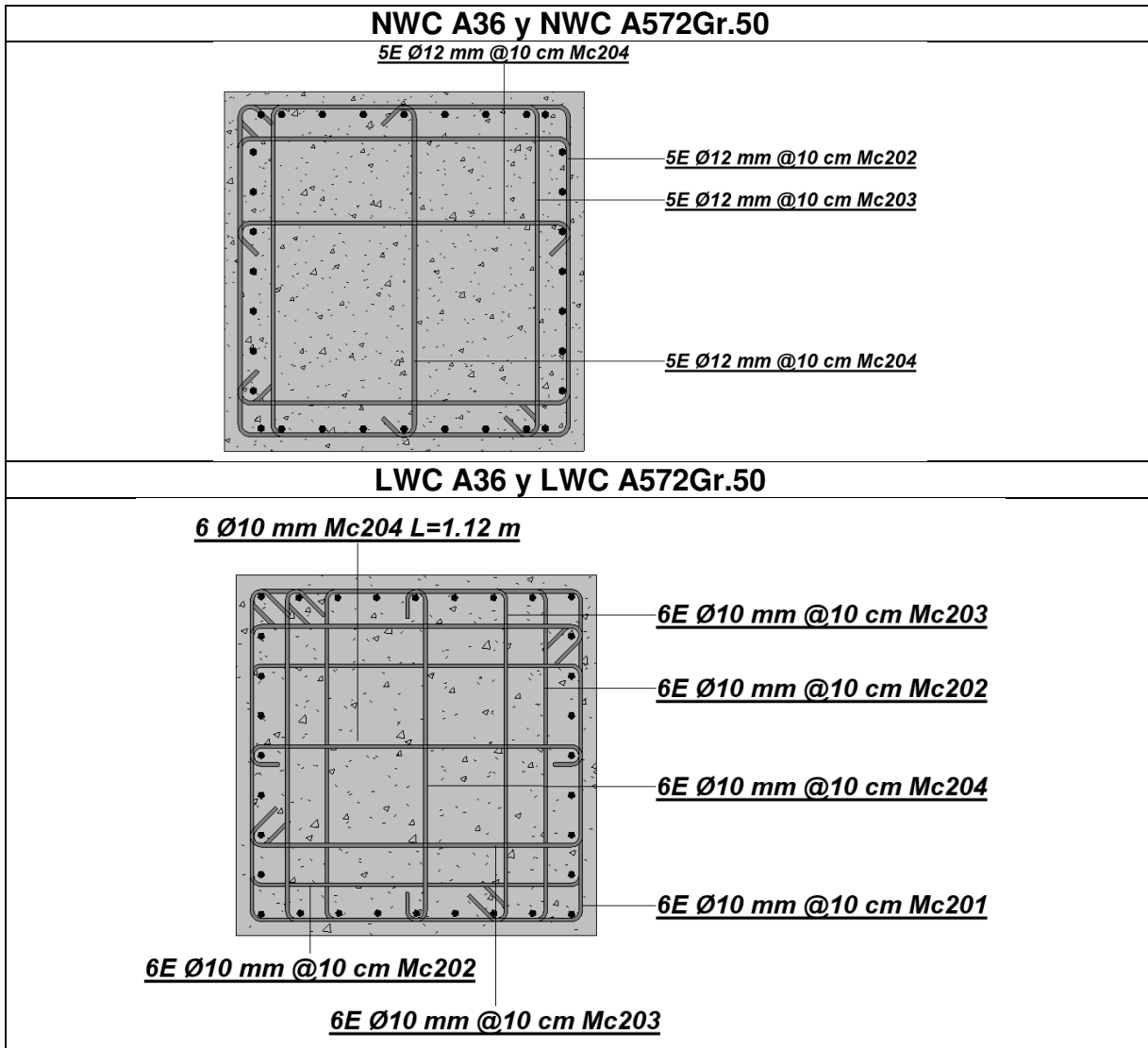


Figura 127. Comparación de conexiones viga-columna.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.2.6. DETALLES DE REFUERZO

Las dimensiones mínimas de los detalles de refuerzo se ven influenciadas por el tipo de hormigón utilizado. Para el caso de hormigón de peso liviano, la longitud de desarrollo (ℓ_d) y de empalme por tracción (ℓ_{dt}) aumenta un 33% respecto al hormigón convencional. La longitud de desarrollo en compresión (ℓ_{sc}) no presenta variaciones, sin embargo, la longitud de empalme a compresión (ℓ_{dc}) aumenta en un 33% respecto al hormigón convencional. Las longitudes de desarrollo y empalme para cada diámetro de acero se especifican en la tabla 52.

Tabla 52.

Longitudes de desarrollo y empalme de varillas corrugadas.

| Φ [mm] | ℓ_d [cm] | | ℓ_{sc} [cm] | ℓ_{dt} [cm] | | ℓ_{dc} [cm] | |
|----------------|---------------|-------|------------------|------------------|-------|------------------|------|
| | NWC | LWC | NWC y LWC | NWC | LWC | NWC | LWC |
| 8 | 30.4 | 40.6 | 30.0 | 39.6 | 52.7 | 15.1 | 20.1 |
| 10 | 38.0 | 50.7 | 30.7 | 49.4 | 65.9 | 18.8 | 25.1 |
| 12 | 45.6 | 60.8 | 36.8 | 59.3 | 79.1 | 22.6 | 30.1 |
| 14 | 53.2 | 71.0 | 42.9 | 69.2 | 92.3 | 26.4 | 35.1 |
| 16 | 60.8 | 81.1 | 49.1 | 79.1 | 105.5 | 30.1 | 40.2 |
| 18 | 68.5 | 91.3 | 55.2 | 89.0 | 118.7 | 33.9 | 45.2 |
| 20 | 76.1 | 101.4 | 61.3 | 98.9 | 131.8 | 37.6 | 50.2 |
| 22 | 104.2 | 138.9 | 67.5 | 135.4 | 180.6 | 41.4 | 55.2 |
| 25 | 118.4 | 157.9 | 76.7 | 153.9 | 205.2 | 47.1 | 62.7 |
| 28 | 132.6 | 176.8 | 85.8 | 172.4 | 229.8 | 52.7 | 70.3 |
| 30 | 142.1 | 189.4 | 92.0 | 184.7 | 246.3 | 56.5 | 75.3 |
| 32 | 151.5 | 202.1 | 98.1 | 197.0 | 262.7 | 60.2 | 80.3 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

La longitud de desarrollo (figura 128) y longitud de empalme en tracción (figura 129) presentan una misma tendencia de crecimiento. Sin embargo, el uso de hormigón liviano implica un aumento en la longitud del acero para refuerzo y traslape. Se puede observar que, en varillas gruesas mayores a 22 mm, el aumento de las longitudes es notablemente mayor que en varillas delgadas.

Longitud de desarrollo en tracción

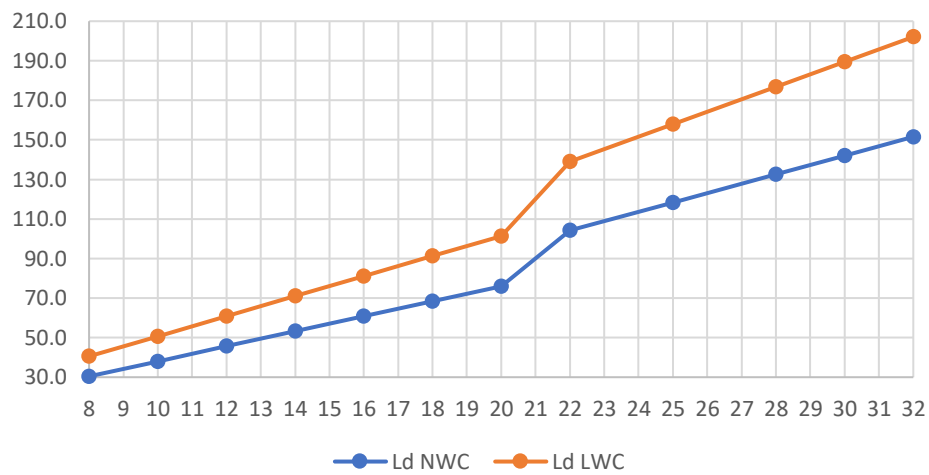


Figura 128. Comparación de longitudes de desarrollo en tracción.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

Longitud de empalme en tracción

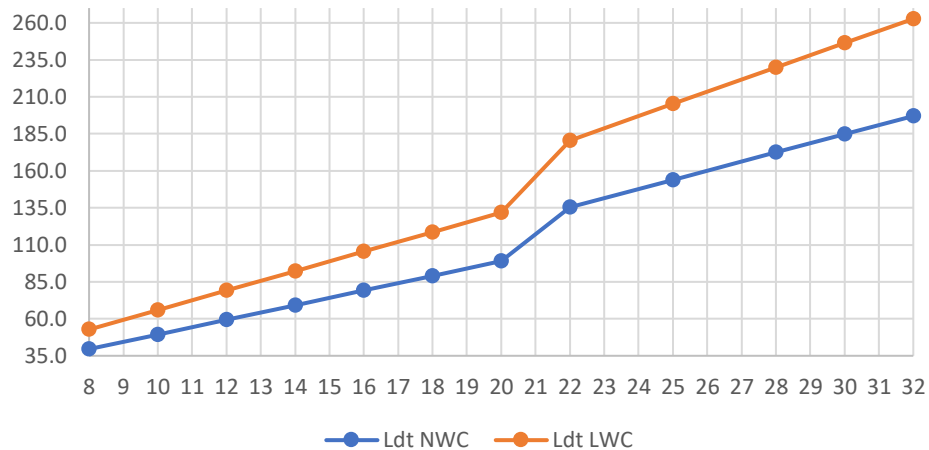


Figura 129. Comparación de longitudes de empalme en tracción.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La longitud de desarrollo en compresión es similar para los dos tipos de hormigón y mantiene una relación de crecimiento lineal en función del diámetro de la varilla con un mínimo de 30 cm para varillas de 8 y 10 mm como se muestra en la figura 130.

Longitud de desarrollo en compresión

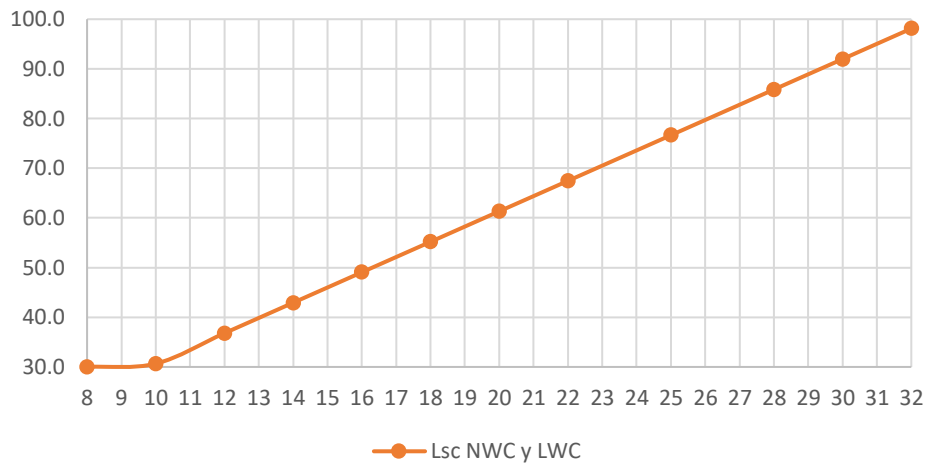


Figura 13076. Comparación de longitudes de desarrollo en compresión.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

La longitud de empalme en compresión presenta un crecimiento lineal constante en función del diámetro de la varilla. En la figura 131 se puede observar que el hormigón liviano requiere de una longitud significativamente mayor que en hormigón convencional.

Longitud de empalme en compresión

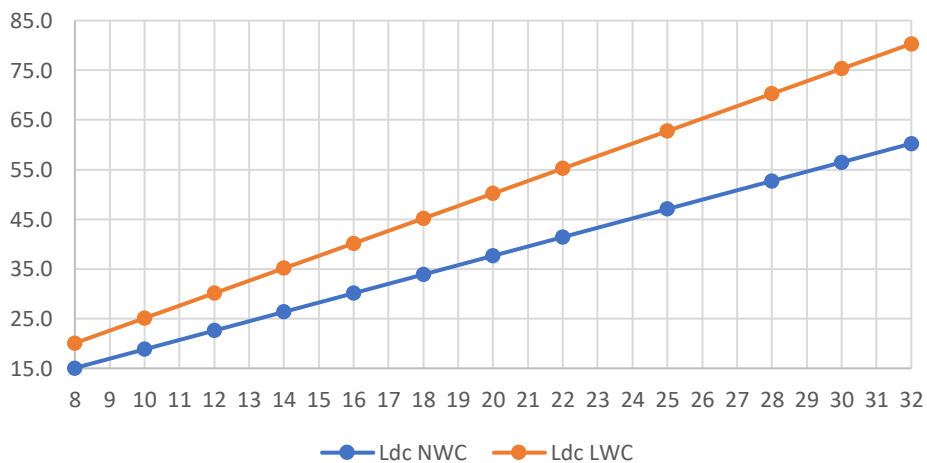


Figura 77. Comparación de longitudes de empalme en compresión.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde.

4.3. COMPARACIÓN ECONÓMICA

Las cuatro propuestas de hormigón y acero estructural para un edificio con sistema dual se realizan considerando los rubros que involucren una variación en costos, materiales y rendimientos. En consecuencia, no es necesario incluir losas y rubros asociados a albañilería y acabados ya que no presenta diferencias entre modelos. Los parámetros a considerar para llevar a cabo el análisis económico son las cantidades de obra y el presupuesto de cada modelo de estudio.

El porcentaje de desperdicio empleado para el análisis de precios unitarios corresponde a los siguientes valores:

- Hormigón premezclado 5%
- Acero de refuerzo 10%
- Alambre galvanizado 2%
- Encofrado con tablero contrachapado 15%

4.3.1. CANTIDADES DE OBRA

Debido a que los modelos de estudio están conformados por hormigón armado y acero estructural, las cantidades de obra se basará en estos dos componentes principales.

La figura presenta las cantidades de hormigón de cada elemento estructural y el acero de refuerzo total de la estructura. Los resultados de la tabla muestran un incremento del 11.4% en los volúmenes de hormigón normal en columnas y un decremento del 8.1% en muros, mientras que los volúmenes en vigas no presentan variaciones representativas. Por otro lado, los modelos de hormigón normal demandan de un 14.4% adicional en peso de acero de refuerzo.

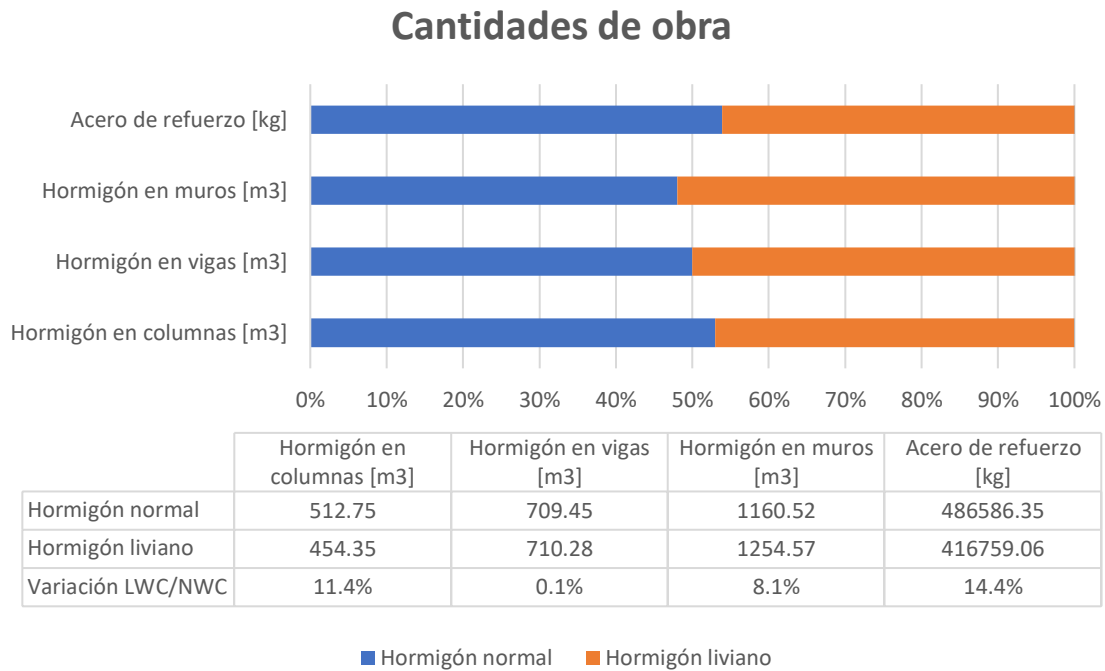


Figura 132. Comparación de cantidades de obra de los elementos de hormigón armado.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde

Los resultados de la figura 132 demuestran que se requiere un mayor volumen de hormigón en columnas y acero de refuerzo por metro cuadrado de construcción en los modelos de hormigón normal. Mientras que el volumen en muros muestra una mayor demanda por metro cuadrado de construcción en modelos de hormigón liviano.

A pesar de que los requerimientos por volumen de hormigón en los modelos de hormigón liviano son mayores, el acero de refuerzo en un muro de hormigón normal requiere de mayor cantidad de acero por unidad de volumen. Por otro lado, la tendencia en los elementos estructurales vigas se mantiene, ya que requiere acero de refuerzo adicional en los modelos de hormigón normal como se muestra en la figura 134.

Cantidades de obra por metro cuadrado de construcción

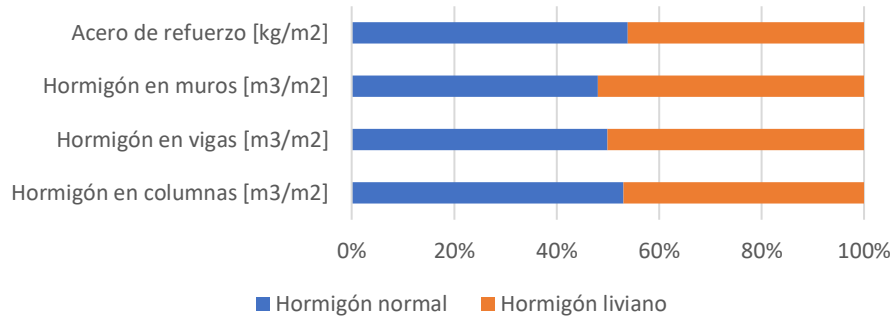


Figura 78. Comparación de cantidades de por metro cuadrado de construcción.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde

Acero de refuerzo por unidad de volumen

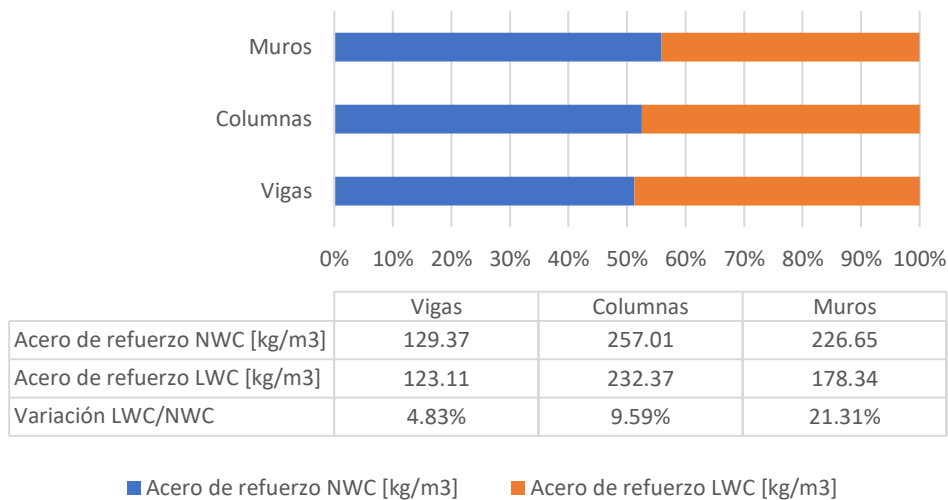


Figura 134. Comparación de acero de refuerzo por unidad de volumen.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde

La tabla 53 muestra que el total de acero estructural requerido para las cuatro propuestas arquitectónicas es de 400574.34 kg. El peso de acero requerido por metro cuadrado de construcción es 25.40 kg.

Tabla 53.*Cantidad de acero estructural.*

| Sistema dual de hormigón armado | | |
|--|--|--------------|
| Descripción | Acero estructural A36 y A572 Gr. 50 | |
| Unidad | kg | kg/m2 |
| Total | 400574.34 | 25.40 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

4.3.2. ANÁLISIS ECONÓMICO

Con el objetivo de representar las distintas variaciones entre modelos en términos monetarios y con ello, colacionar costos, se elabora un presupuesto de obra para cada modelo planteado. Cada presupuesto de obra está basado en las cantidades de obra descritas previamente, a las que se dan valores unitarios que son determinados previo a un análisis de costos unitarios; obteniendo un costo total de cada proyecto.

Para la elaboración del presupuesto no se considera el desperdicio de material de los distintos rubros puesto que no presenta variación en la metodología constructiva ni en materiales. En consecuencia, para la comparación se considera que el desperdicio no es concluyente para nuestro análisis.

4.3.2.1. Análisis de costos unitarios

El enfoque de estimación del precio unitario se centra en identificar el costo para materiales, equipo, mano de obra y transporte para cada uno de los rubros que están involucrados en estructura. El costo diario calculado para cada clase de trabajadores del proyecto excede la base mínima establecida en la Contraloría General del Estado ya que dentro del este análisis se contempló todos los beneficios de ley. El jornal horas-hombre se justifica en el anexo 3. Por otro lado, los precios unitarios para materiales son obtenidos con base a datos publicados en la edición 275 (enero-marzo 2022) de la revista “Construcción” de la CAMICON así como de cotizaciones de Unión Cementera Nacional (UCEM) para hormigón liviano y SEDEMI para el acero estructural.

A continuación, se incluye un ejemplo del análisis de precios unitarios:

Tabla 54.

Análisis de costos unitarios de hormigón premezclado $f'c= 280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado) en columnas.

PROYECTO:

FECHA:

RUBRO: HORMIGÓN PREMEZCLADO $F'C=280\text{KG/CM}^2$ (INCLUYE ENCONFRADO) EN COLUMNAS.

UNIDAD: M3

| EQUIPOS | | | | | |
|--|----------|-----------|------------|-------------|--------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) | 5% (MO) | | | | 2.38 |
| VIBRADOR | 0.50 | 3.13 | 1.57 | 2.250 | 3.52 |
| BOMBA ESTACIONARIA | 1.00 | 8.00 | 8.00 | 2.250 | 18.00 |
| SUBTOTAL (A) | | | | | 23.90 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | JORNAL/HR | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| PEON E. O. E2 | 3.00 | 3.95 | 11.85 | 2.250 | 26.66 |
| ALBAÑIL E. O. D2 | 1.00 | 4.29 | 4.29 | 2.250 | 9.65 |
| MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES E. O. C1 | 0.10 | 7.01 | 0.70 | 2.250 | 1.58 |
| CARPINTERO E.O. C2 | 1.00 | 4.29 | 4.29 | 2.250 | 9.65 |
| SUBTOTAL (B) | | | | | 47.54 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD | P.UNITARIO | COSTO | |
| HORMIGÓN LIVIANO PREMEZCLADO $F'C=280\text{KG/CM}^2$ | m3 | 1.05 | 99.72 | 104.706 | |
| ENCOFRADO CON TABLERO CONTRA CHAPADO (1 USO) | m2 | 1.26 | 26.82 | 33.79 | |
| SUBTOTAL (C) | | | | | 138.50 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | DISTANCIA | CANTIDAD | TARIFA | COSTO |
| | | | | | |
| SUBTOTAL (D) | | | | | 0.00 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (A+B+C+D) | | | | | 209.94 |
| COSTO INDIRECTO | | | | | 0% |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 209.94 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

El rubro “Suministro, fabricación y montaje de estructura metálica” para ambos tipos de acero no presenta variaciones en los costos de materiales, equipos, mano de obra y transporte requeridos para desarrollar dicha tarea. Por lo tanto, en todos los presupuestos de obra, el valor a considerar es de 3.01 dólares.

4.3.2.2. Tiempos de ejecución

La importancia de analizar los tiempos de ejecución de un proyecto está en que este parámetro también es un recurso que involucra costos en la obra, por lo tanto, afecta al presupuesto. Los rubros que conforman la estructura son actividades necesarias para finalizar el proyecto, es así que la estimación de los tiempos de ejecución permite obtener resultados concluyentes.

Los tiempos de ejecución de los diferentes rubros se obtiene del producto entre la cantidad y el rendimiento de cada uno. Según la tabla 55, el tiempo estimado para la ejecución de los modelos de hormigón normal y acero ASTM A36/ASTM A572Gr.50 es de 34851.95 horas, mientras que la tabla 56 muestra que el tiempo de ejecución es de 30684.49 horas.

Tabla 55.

Tiempos de ejecución Modelos 1 y 2.

| Tiempos de ejecución | | | | |
|--|---------------|-----------------|--------------------|----------------------------|
| Modelo 1: Hormigón normal y acero estructural ASTM A36 | | | | |
| Modelo 2: Hormigón normal y acero estructural ASTM A572 Gr.50 | | | | |
| Rubro | Unidad | Cantidad | Rendimiento | Tiempo estimado (h) |
| Acero de refuerzo | kg | 486586.35 | 0.06 | 29195.181 |
| Hormigón columnas | m3 | 512.75 | 2.25 | 1153.6875 |
| Hormigón en vigas | m3 | 709.45 | 1.525 | 1081.91125 |
| Hormigón en muros | m3 | 1160.52 | 1.725 | 2001.897 |
| Total | | | | 33432.68 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

Tabla 56.

Tiempos de ejecución Modelos 3 y 4.

| Tiempos de ejecución | | | | |
|--|--------|-----------|-------------|---------------------|
| Modelo 3: Hormigón liviano y acero estructural ASTM A36 | | | | |
| Modelo 4: Hormigón liviano y acero estructural ASTM A572 Gr 50 | | | | |
| Rubro | Unidad | Cantidad | Rendimiento | Tiempo estimado (h) |
| Acero de refuerzo | kg | 416759.06 | 0.06 | 25005.5436 |
| Hormigón columnas | m3 | 454.35 | 2.25 | 1022.2875 |
| Hormigón en vigas | m3 | 710.28 | 1.525 | 1083.177 |
| Hormigón en muros | m3 | 1254.57 | 1.725 | 2164.13325 |
| Total | | | | 29275.1414 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 135 indica que los modelos de hormigón normal conllevan un mayor tiempo de ejecución en actividades de acero de refuerzo y hormigón en columnas, dado que la variación es de un 14,1% y 11,4%, respectivamente. En hormigón en muros, los modelos de hormigón liviano involucran de hasta un 8,1% más de tiempo. De manera general, los modelos de hormigón normal conllevan un mayor tiempo de ejecución, esta reducción del 12% se debe únicamente a las cantidades de obra requeridas para cada modelo.

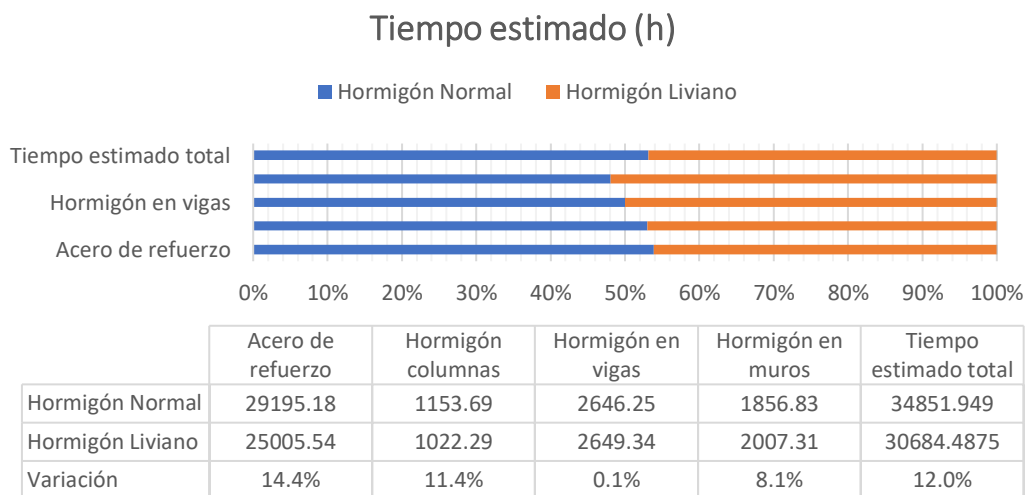


Figura 135. Comparación de tiempo estimado por rubros.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde

4.3.2.3. Presupuesto

Una vez identificado y compilado los datos de cantidad y costo para cada uno de los artículos individuales, estos rubros se combinan en una estimación final, el presupuesto.

La tabla 57 indica que el costo estimado de la obra conformada por hormigón normal y acero ASTM A36/ASTM A572 Gr.50 es de DOS MILLONES TRESCIENTOS SETENTA Y OCHO MIL OCHOCIENTOS CINCUENTA Y SIETE 86/100 DÓLARES.

Tabla 57.

Presupuesto total de los modelos de hormigón normal con acero ASTM A36/ASTM A572 Gr.50.

| RUBROS | UNIDAD | CANTIDAD | VALOR UNITARIO | VALOR TOTAL |
|---|--------|------------|----------------|------------------------|
| | | | SIN IVA | SIN IVA |
| ESTRUCTURA | | | | |
| Hormigón premezclado $f_c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado) en columnas. | M3 | 512.75 | \$ 202.24 | \$ 103,696.22 |
| Hormigón premezclado $f_c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado) en muros. | M3 | 1,160.52 | \$ 207.48 | \$ 240,780.37 |
| Hormigón premezclado $f_c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado) en vigas. | M3 | 709.45 | \$ 186.10 | \$ 132,031.91 |
| Acero de refuerzo | KG | 486,586.35 | \$ 1.89 | \$ 918,254.98 |
| Acero estructural ASTM572 Gr 50 | KG | 400,574.34 | \$ 2.45 | \$ 981,407.14 |
| SUB-TOTAL ESTRUCTURAS | | | | \$ 2,376,170.62 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

La tabla 58 indica que el costo estimado de la obra conformada por hormigón liviano y acero ASTM A36/ASTM A572 Gr.50 es de DOS MILLONES DOSCIENTOS SETENTA MIL NOVECIENTOS OCHOCIENTOS NOVENTA Y OCHO 81/100 DÓLARES.

Tabla 58.

Presupuesto total de los modelos de hormigón liviano con acero ASTM A36/ASTM A572 Gr.50.

| RUBROS | UNIDAD | CANTIDAD | VALOR UNITARIO | VALOR TOTAL |
|---|--------|------------|------------------------------|------------------------|
| | | | SIN IVA | SIN IVA |
| ESTRUCTURA | | | | |
| Hormigón premezclado $f_c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado) en columnas. | M3 | 454.35 | \$ 209.94 | \$ 95,387.35 |
| Hormigón premezclado $f_c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado) en muros. | M3 | 1,254.57 | \$ 215.18 | \$ 269,962.49 |
| Hormigón premezclado $f_c=280\text{kg/cm}^2$ (incluye encofrado) en vigas. | M3 | 710.28 | \$ 193.81 | \$ 137,660.51 |
| Acero de refuerzo | KG | 416,759.06 | \$ 1.89 | \$ 786,481.33 |
| Acero estructural ASTM572 Gr 50 | KG | 400,574.34 | \$ 2.45 | \$ 981,407.14 |
| | | | SUB-TOTAL ESTRUCTURAS | \$ 2,270,898.81 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

La figura 136 evidencia un ahorro de \$131,773.64 en acero de refuerzo a favor de los modelos de hormigón liviano, del mismo modo, el hormigón en columnas presenta una moderada reducción de \$8,308.87 en costos. En contraposición, el hormigón presenta un ahorro de \$5,628.59 y 29,182.12 en vigas y muros, respectivamente. De manera general, el presupuesto de los modelos de hormigón normal tiene un incremento de \$105,271.81 respecto a los modelos de hormigón liviano.

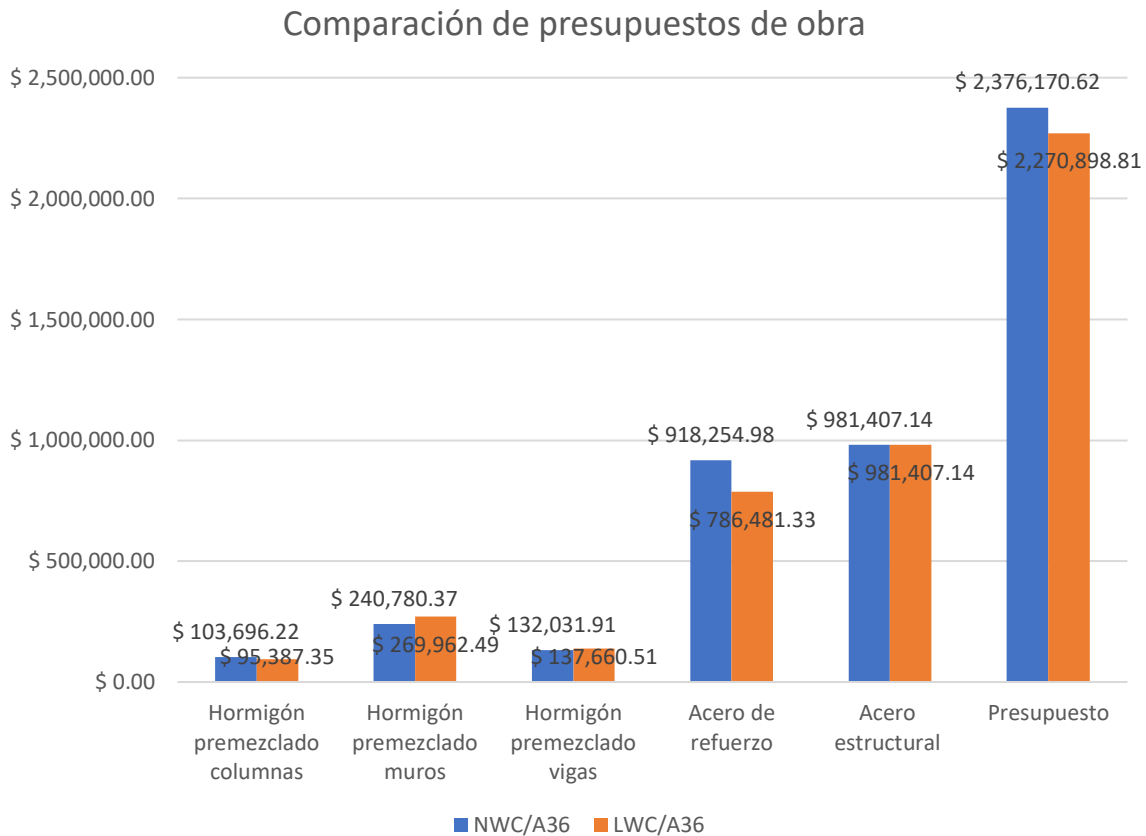


Figura 79. Comparación de presupuestos de obra.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde

4.3.2.4. Elementos de costos significativos

Es esencial para los costos en la construcción separar lo realmente importante de los muchos triviales y el análisis de Pareto nos proporciona una forma de encontrar e identificar lo que realmente pueden marcar la diferencia en el proyecto. Con este fin, se utiliza un cuadro relativamente simple para resaltar los problemas. Las figuras 137 y 138 muestran la contribución porcentual de cada elemento al costo total de construcción ordenado de forma descendente. Se puede observar que los rubros “Acero estructural ASTM A36/A572 GR 50” y “Acero de refuerzo” son significativos en costo para ambos modelos.

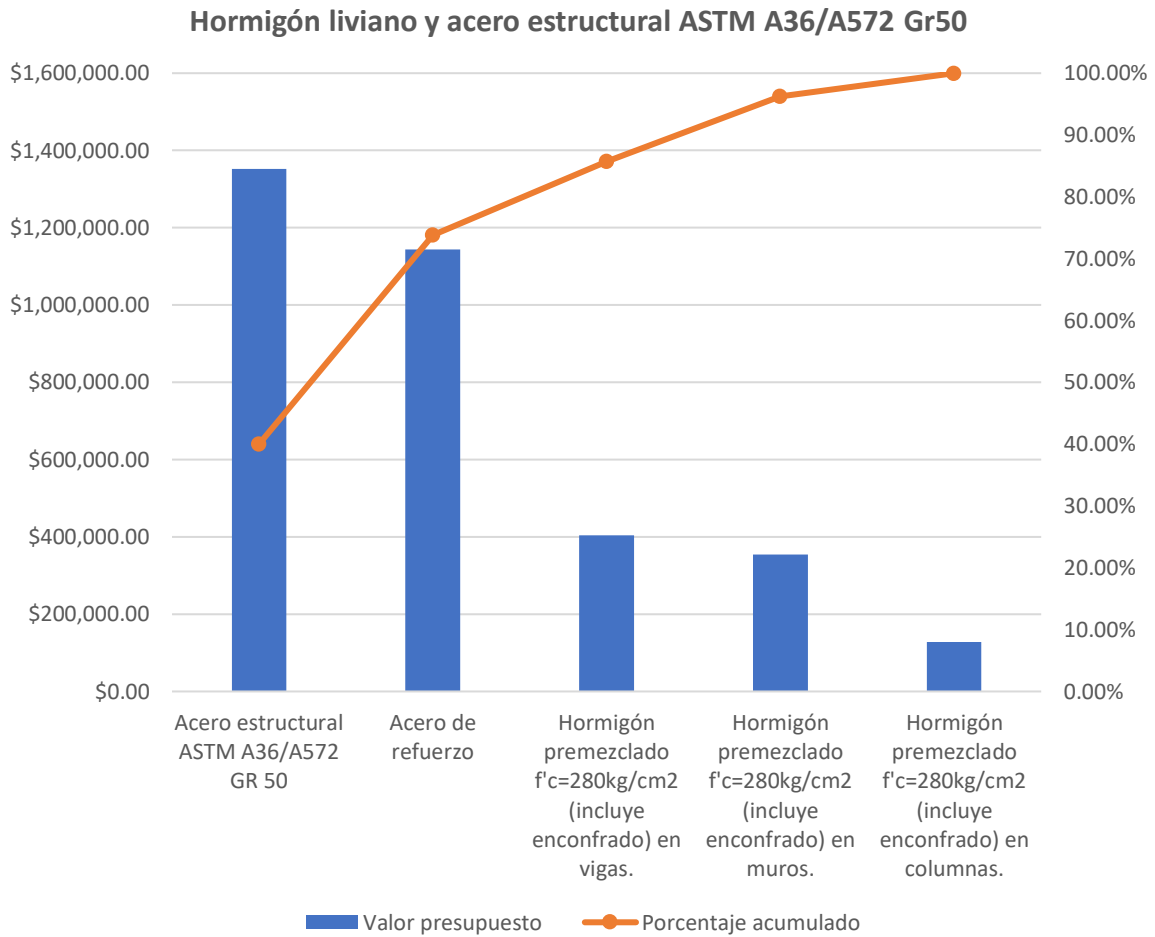


Figura 137. Análisis de Pareto de los modelos de hormigón liviano y acero estructural ASTM A36/A572 GR50.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde

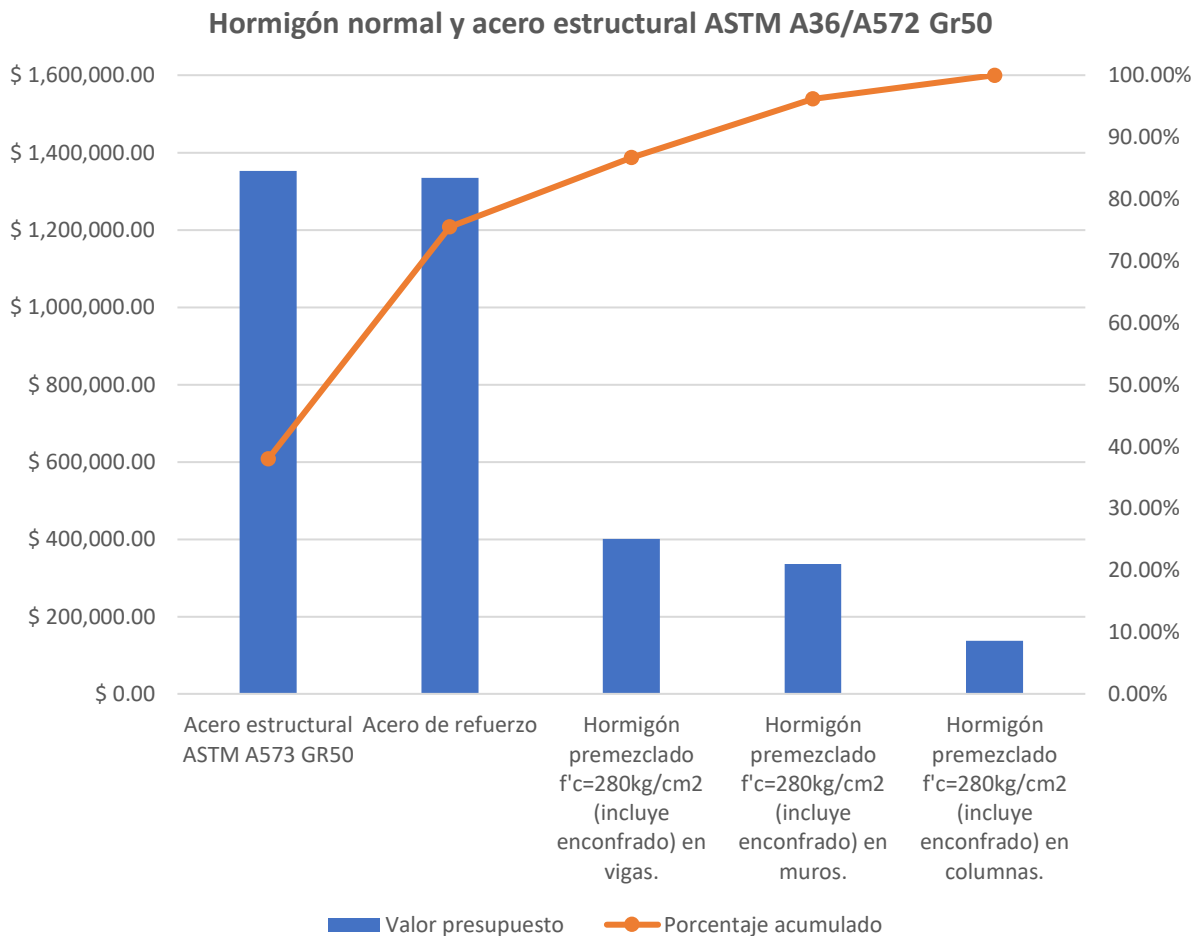


Figura 138. Análisis de Pareto de los modelos de hormigón normal y acero estructural ASTM A36/A572 GR50.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde

Por otro lado, se puede usar un diagrama de Pareto para identificar el rubro que controla el beneficio económico del hormigón liviano frente al hormigón normal. La figura 139 muestra que el 80% de la variación económica es el resultado del 20% del acero de refuerzo.

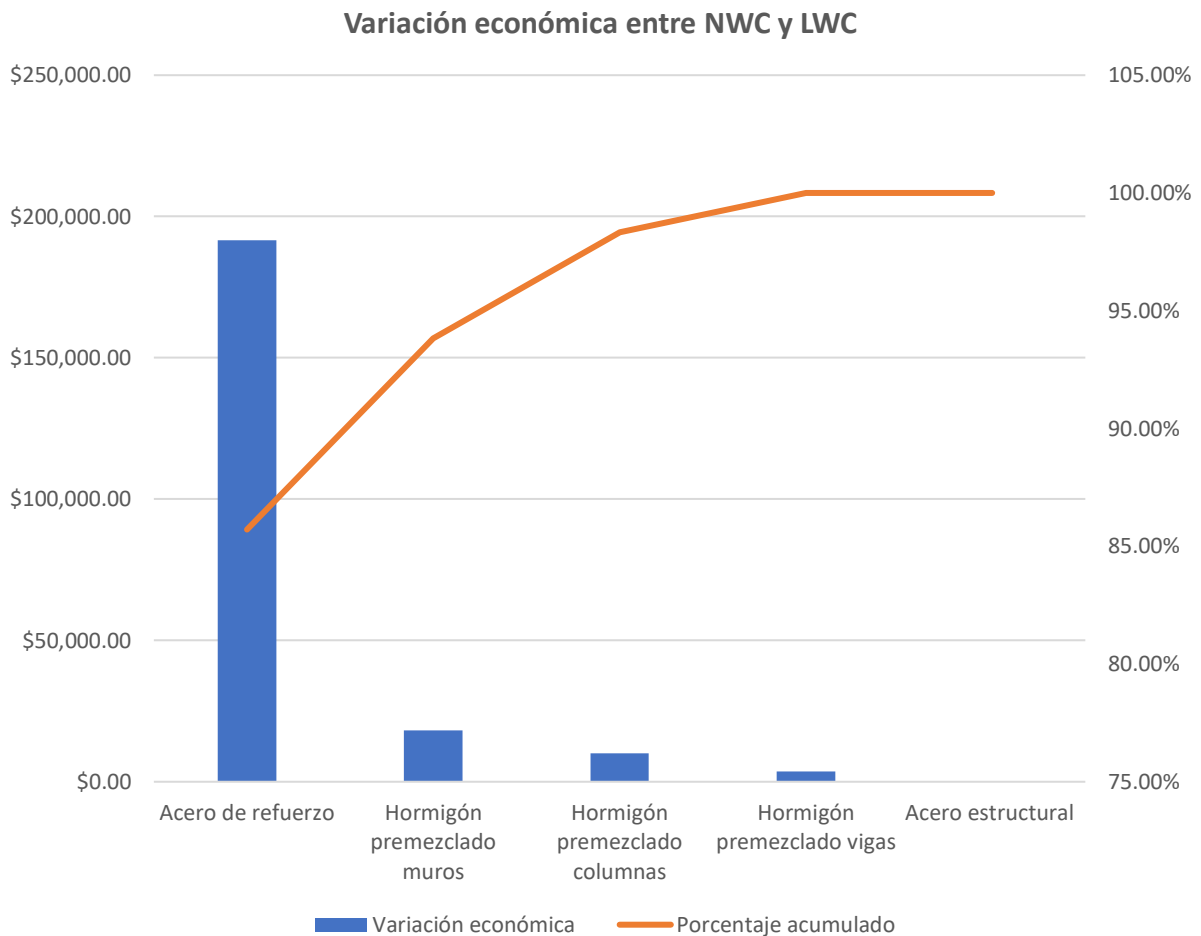


Figura 139. Análisis de Pareto de los modelos de hormigón normal y acero estructural ASTM A36/A572 GR50.

Fuente: Elaborado por Pallo & Velarde

4.3.2.5. Análisis de alternativas

Se requiere que las alternativas al proyecto propuesto sean identificadas y evaluadas en un análisis de toma de decisiones para que se pueda considerar si existen alternativas que estarían sujetas a cambios en gran medida. Dicha selección se determina teniendo en cuenta la naturaleza del proyecto específico, su propósito y necesidad. Para cada uno de los criterios de evaluación descritos en la tabla se establece la siguiente escala de importancia, en la que 1 = poca importancia y 4 = mucha importancia.

Tabla 59.

Análisis de alternativas entre hormigón normal y hormigón liviano.

| Modelo | Presupuesto | Peso general de la estructural | Cantidad de acero de refuerzo | Deflexión máxima en vigas | Periodo de vibración | Calificación |
|--|--------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|---------------------|
| NWC / ASTM A36 ó ASTM A572Gr.50 | 0.96 | 0.82 | 1 | 1 | 1 | 12.09 |
| LWC / ASTM A36 ó ASTM A572Gr.50 | 1 | 1 | 0.86 | 0.78 | 0.98 | 12.33 |

Nota. Elaborado por Pallo & Velarde.

CAPITULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Una vez realizado el diseño, análisis estructural, cuantificación de cantidades y determinación del presupuesto referencial de los modelos de hormigón liviano con acero A36 y A572Gr.50 y hormigón convencional con acero A36 y A572Gr.50 de una estructura mixta de 15 pisos de sistema dual se obtiene las siguientes conclusiones:

5.1.1. CONCLUSIONES ESTRUCTURALES

- Los análisis realizados sobre la propuesta arquitectónica demuestran la factibilidad del uso del hormigón liviano en estructuras de gran altura destinadas a usos comerciales, de oficina y residenciales, ya que las consideraciones de diseño, cálculo y análisis estructural conservan el mismo procedimiento que se lleva a cabo en aquellas estructuras de hormigón convencional.
- Los cuatro modelos estudiados en el presente proyecto cumplen con los requisitos y revisiones de un sistema estructural dual especificados en los códigos ACI 318-19 y NEC-15. Por tal motivo, se puede garantizar un comportamiento sismorresistente tanto para edificios de hormigón liviano como convencional, los cuales pueden ser complementados adecuadamente con elementos secundarios de acero estructural ASTM A36 o ASTM A572Gr.50.
- La densidad del agregado liviano presenta beneficios en la construcción debido a la reducción de las dimensiones de la sección transversal de los componentes que conforman la estructura y de las sollicitaciones de la subestructura frente a un agregado de densidad normal ya que la superestructura presenta una disminución considerable en el peso propio.
- El hormigón liviano estructural como material de construcción en el país no tiene una buena aceptación a pesar de la evidencia en proyectos de gran envergadura desarrollados en otros países de alto riesgo sísmico. Por lo tanto,

existe una baja demanda a pesar de que las plantas de concreto del país ofertan esta alternativa.

- El análisis estructural demuestra que no existe una influencia del tipo de acero ASTM A36 o ASTM A572Gr.50 en los elementos estructurales secundarios en todas las revisiones realizadas en el presente estudio. Es decir, el aporte del acero ASTM A572Gr.50 se ve reflejado únicamente en vigas de luces cortas, ya que en estos elementos se tiene una mayor capacidad a momento debido al aumento esfuerzo de fluencia del acero.
- El uso de hormigón liviano reduce las acciones de momento, cortante y axial de todos los componentes de la estructura. Por lo tanto, se requiere de una menor área de sección transversal en columnas y una menor demanda de acero de refuerzo en elementos expuestos a acciones de flexión.
- La implementación de hormigón liviano en edificios de gran altura implica una reducción importante del peso propio de la estructura. Esta variación viene ligada a una reducción del cortante basal en la planta baja, es decir, una notable disminución de las solicitaciones laterales de la estructura frente a eventos sísmicos.
- El análisis dinámico lineal del sistema demuestra que, bajo una adecuada configuración estructural, las derivas inelásticas de piso para ambos tipos de hormigón son similares y cumplen con las derivas máximas permisibles según lo dicta el código NEC-15. Además, debido a la implementación de muros estructurales, las derivas son considerablemente pequeñas, lo que garantiza mantener la integridad del sistema drywall durante un evento sísmico.
- El análisis modal del sistema estructural demuestra un aumento considerable del periodo de vibración en sistemas construidos con hormigón liviano. Sin embargo, este efecto se corrige con el aumento de sección transversal de los cabezales de los muros estructurales, alcanzado de esta manera un periodo de 2.11% más que el hormigón convencional. De esta manera, se cumple satisfactoriamente los requisitos de la NEC-15 respecto al periodo fundamental de la estructura.

- El análisis modal de los cuatro sistemas estructurales analizados demuestra una adecuada participación de la masa modal, garantizando desplazamientos perfectamente traslacionales en los dos principales modos de vibración. El análisis sugiere que no se presentan efectos de torsión en planta debido a la simetría que presenta el edificio.
- El análisis estático no lineal (Pushover) indica que los modelos de hormigón normal presentan un número mayor de rótulas plásticas en el punto de desempeño, lo que indica que el edificio tiene un mayor grado de ductilidad a diferencia de los modelos de hormigón liviano. Esto se debe al incremento de un 51% de sección transversal de los cabezales de los muros estructurales.
- El análisis no lineal muestra la correcta aplicación del concepto de columna fuerte-viga débil en los cuatro modelos ya que las rótulas plásticas se desarrollan únicamente en los extremos de los elementos tipo viga y en ningún caso se supera los criterios de ocupación inmediata (IO) establecidos por el código ASCE/SEI 41-17.
- Los modelos de hormigón liviano presentan mayores desplazamientos bajo una misma sollicitación de carga en un análisis no lineal. Es decir, los modelos de hormigón liviano muestran una capacidad de carga considerablemente reducida con respecto a los modelos de hormigón convencional.
- La dimensión de la losa de placa colaborante se mantiene en 5 cm de espesor para los cuatro modelos debido a que la carga muerta de la tabiquería utilizada en los distintos niveles viene determinada por el peso específico del sistema drywall, reduciendo considerablemente el peso de los pisos respecto a un sistema de mampostería tradicional.
- El módulo de elasticidad reducido del hormigón liviano da como resultado deflexiones más grandes y longitudes de desarrollo y traslape mayores respecto a las requeridas por el hormigón convencional. Sin embargo, al tener menores sollicitaciones, las cantidades de acero longitudinal se reducen en la sección.

- El acero ASTM A572Gr.50 presenta una mayor capacidad a momento bajo el estado límite de fluencia. Sin embargo, en vanos largos se obtiene una capacidad equivalente al acero ASTM A36 bajo el estado límite de pandeo lateral torsional. Por esta razón, se verifica principalmente la condición de serviciabilidad y pandeo lateral torsional en el diseño de acero estructural de vigas secundarias. Bajo esta condición, las secciones transversales del acero ASTM A572 Gr.50 frente al ASTM A36 no presentan una variación en sus dimensiones
- Las derivas de piso no presentan una variación significativa entre los modelos de hormigón liviano y hormigón normal, por lo tanto, ambas alternativas presentan el mismo nivel de daño frente a un evento sísmico.
- El análisis lineal de las estructuras analizadas demuestra el cumplimiento de una condición de sistema dual donde los muros de corte absorben el 75% del cortante basal, incluso en los modelos con área de sección transversal reducida, cuando estos se ubican en las zonas perimetrales del edificio.

5.1.2. CONCLUSIONES ECONÓMICAS

- Aunque el hormigón liviano cuesta más producirlo, ofrece numerosos beneficios económicos en proyectos de construcción ya que se reduce la cantidad de barras de refuerzo y el volumen de hormigonado en ciertos componentes estructurales. Estas oportunidades brindan a los profesionales de la construcción un fuerte incentivo económico para usar concreto liviano.
- El incremento económico en el volumen de hormigón de vigas se debe a la disminución del área de sección transversal de las columnas, sin embargo, esta desventaja económica del hormigón liviano se solventa con el ahorro significativo dado por el decremento del volumen de hormigón en columnas.
- Los muros estructurales, debido al aumento de la sección transversal de los cabezales, muestran un incremento económico considerable en los modelos de hormigón liviano. En consecuencia, este rubro delimita el porcentaje de ahorro en el volumen de hormigón por lo que el costo total aumenta, por lo

tanto, es una desventaja económica que presenta el hormigón liviano frente al hormigón normal.

- El acero de refuerzo es el material que mayor variación presenta en los modelos de estudio. El análisis de Pareto muestra que se puede lograr una mejora considerable utilizando hormigón liviano en la estructura ya que, en costos de la construcción, el acero de refuerzo es la causa que genera un el mayor beneficio económico.
- Los modelos de hormigón liviano requieren menos acero de refuerzo debido a las cargas muertas reducidas, por lo que su implementación consigue importantes soluciones económicas.
- La configuración estructural empleada en el presente estudio demuestra que no existe ninguna variación económica entre el uso de acero estructural ASTM A36 y ASTM A572 Gr.50. El costo de suministro, fabricación y montaje de estructura metálica para componentes secundarios no depende de las alternativas propuestas para el presupuesto total de la obra.
- Los modelos de hormigón liviano son las propuestas más económicas de este estudio, existe un ahorro de \$ 105,271.81 en el costo de la superestructura delante de los modelos de hormigón normal. Esto, a la vez, se encuentra sustentando con el análisis de alternativas. Sin embargo, el beneficio al implementar hormigón liviano estructural puede ser mayormente significativo en la cimentación debido al peso general de la estructura.

5.2. RECOMENDACIONES

5.2.1. RECOMENDACIONES ESTRUCTURALES

- Se recomienda ampliar las investigaciones experimentales referentes a la influencia y el comportamiento de los agregados livianos en el desempeño estructural de hormigones de baja densidad. Principalmente, en elementos sometidos a cargas cíclicas, dado que los factores de reducción de resistencia y módulo de elasticidad considerados por la normativa vigente se enfocan únicamente en el peso específico del mismo, mas no en las propiedades mecánicas de los agregados empleados en su composición.

- Dada la reducción del peso general de la estructura y el cortante basal de edificios de hormigón armado, se recomienda realizar estudios comparativos sobre la influencia de la utilización del material sobre el comportamiento de una subestructura sometida a solicitaciones similares al presente proyecto de investigación.
- Debido a la reducción de secciones transversales en columnas de hormigón liviano, y, por ende, el aumento de derivas, deflexiones y periodos de vibración, se debe reforzar los principales elementos resistentes a cargas laterales. Para el caso de estructuras mixtas duales, son los muros estructurales los elementos que aportan una mayor rigidez al sistema estructural.
- En la etapa de diseño, es necesario considerar las variaciones en el detallamiento del acero de refuerzo longitudinal, ya que la implementación de hormigón liviano implica un aumento en las longitudes de desarrollo, traslapes y ganchos de barras corrugadas.
- La aplicación de estructuras duales mixtas de hormigón liviano y acero estructural se recomienda en zonas con alta actividad sísmica y suelos de baja capacidad portante, ya que este material permite reducir la acción de las cargas laterales ocasionadas por un evento sísmico y las solicitaciones ante cargas gravitacionales.
- El uso de vigas secundarias de acero estructural ASTM A572 Gr. 50 se recomienda en sistemas con altas solicitaciones a momento y que tengan luces cortas con baja influencia de pandeo lateral torsional. Sin embargo, para el uso de este material en vanos largos, se recomienda la implementación de arriostramientos laterales en el elemento.

5.2.2. RECOMENDACIONES ECONÓMICAS

- A pesar de los ahorros logrados por las grandes ventajas en producción de hormigón normal, la reducción en el acero de refuerzo (y consecuentemente en horas-hombre) compensa el aumento en el costo del agregado liviano por lo que resulta ser económicamente viable. Por lo tanto, se recomienda implementar la tecnología del hormigón liviano en proyectos de gran altura.

- Se debe realizar estudios detallados de obra sobre los costos relacionados con el uso de hormigón liviano. Durante este estudio se encontró que la falta de datos era un obstáculo para hacer comparaciones fácticas con métodos y materiales tradicionales. Investigación para estudiar en mayor detalle las ventajas auxiliares del uso de hormigón estructural liviano para que los diseñadores puedan utilizarlo más ampliamente en beneficio de la industria en el futuro, incluidos otros modelos de costos
- Una lista de tipos de agregados livianos disponibles con la ubicación de su fabricación sería particularmente útil.

CAPÍTULO 6

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar, R. (2017). Microzonificación sísmica de Quito. In *Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción ESPE* (2nd ed.).
- ACI. (2019). Building Code Requirements for Structural Concrete. ACI 318-19. American Concrete Institute.
- AISC. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 341-16. American Institute of Steel Construction.
- AISC. (2016). Specifications for Structural Steel Buildings. ANSI/AISC 360-16. American Institute of Steel Construction.
- ASCE. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-16. American Society of Civil Engineers.
- ASCE. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE/SEI 41-17. American Society of Civil Engineers.
- ATC. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. ATC - 40 Vol. No 1. Applied Technology Council.
- Allen, L., Charleson, A., Brzev, S., & Scawthorn, C. (n.d.). *Glossary por GEM taxonomy*. OpenQuake. Retrieved December 4, 2021, from <https://taxonomy.openquake.org/terms/dual-frame-wall-system-ldual>
- Almendariz, M., Vaca, R., & Medina, E. (2021). Estudio de los Efectos de la Temperatura de Precalentamiento sobre la Microestructura y Propiedades Mecánicas de Aceros ASTM A36 y A572 GR. 50. *Polo Del Conocimiento (Edición Núm. 54)*, 6(1), 1313–1337. <https://doi.org/10.23857/pc.v6i1.2227>
- Buch, N., & Jahangirnejad, S. (2008). *Quantifying Coefficient of Thermal Expansion Values of Typical Hydraulic Cement Concrete Paving Mixtures Final* (Issue Enero 2008). https://www.michigan.gov/.../mdot/MDOT_Research_Report_RC1503_228603_7.pdf%0A%0A

- Cabrera, M. (2018). Utilización de los Concretos de Alta Resistencia y Concretos Celulares en la Industria de la Construcción Ecuatoriana, Clasificados por Sectores: Vivienda, Electricidad, Gas/Petróleo, Salud y Educación. *Revista INGENIO*, 1(1), 15–30. <https://revistadigital.uce.edu.ec/index.php/INGENIO/article/view/159>
- Ordenanza Metropolitana No. 0352, Pub. L. No. 0352, Concejo Metropolitano de Quito (2013). http://www7.quito.gob.ec/mdmq_ordenanzas/Ordenanzas/ORDENANZAS MUNICIPALES 2013/ORDM 0352 - PLAN ESPECIAL BICENTENARIO -PARQUE DE LA CIUDAD.pdf
- D’Aniello, M., Landolfo, R., Piluso, V., & Rizzano, G. (2012). Ultimate behavior of steel beams under non-uniform bending. *Journal of Constructional Steel Research*, 78, 144–158. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.07.003>
- Da Silva, M., & Castanheira, P. (1990). Sistema de estruturas drywall. *Engenharia Na Prática: Construção e Inovação*, 3, 164–203.
- Dávila, C. (2020). *Analizando Sistemas Constructivos Drywall. Análisis de Precios Unitarios*. DesiGn.In TraininG.
- Denavit, M. D., & Hajjar, J. F. (2014). *Characterization of Behavior of Steel-Concrete Composite Members and Frames with Applications for Design*. <http://www.terragalleria.com/>
- Elcomercio.com. (2016). *Un sistema para construcciones sismorresistentes - El Comercio*. <https://www.elcomercio.com/construir/construccion-sismorresistente-interiores-material-tecnologia.html>
- ESCSI, E. S. C. and S. I. (n.d.). *Structural Lightweight Concrete - ESCSI*. ESCSI’s Reference Manual for the Properties and Applications of Expanded Shale, Clay and Slate Lightweight Aggregate. Retrieved November 15, 2021, from <https://www.escsi.org/structural-lightweight-concrete/>
- ESCSI, E. S. C. and S. I. (1971). Lightweight Concrete History, Applications and Economics. In *Expanded Clay and Slate Institute (ESCSI)*. <https://www.escsi.org/wp-content/uploads/2017/10/7600.1-Lightweight-Aggregate-History.pdf>

- Hamburger, R. O., Krawinkler, H., Malley, J. O., & Adan, S. M. (2016). *Seismic Design of Steel Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers Second Edition*. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.16-917-41>
- Han, S. W., Kim, T. O., & Baek, S. J. (2018). Seismic performance evaluation of steel ordinary moment frames. *Earthquake Spectra*, 34(1), 55–76. <https://doi.org/10.1193/011117EQS010M>
- Hjh Kamsiah, M., Mohamad, S., & Norpadzlihatum bte, M. (1997). *First report research project on lightweight concrete* (Vol. 71908, Issue 2).
- Holm, T., & Bremner, T. (2000). State-of-the-Art Report on High-Strength, High-Durability Structural Low-Density Concrete for Applications in Severe Marine Environments. *US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, ERDC/SL-TR*(February). https://www.researchgate.net/publication/237475731_State-of-the-Art_Report_on_High-Strength_High-Durability_Structural_Low-Density_Concrete_for_Applications_in_Severe_Marine_Environments
- Holm, T., & Ries, J. (2007). Engineering Properties of Structural Lightweight Concrete. In *ESCSI's Reference Manual for the Properties and Applications of Expanded Shale, Clay and Slate Lightweight Aggregate* (pp. 7.3-7.20). Expanded Shale, Clay & Slate Institute (ESCSI). <http://www.stalite.com/uploads/EngineeringProperties.pdf>
- Holtz, R., & Kovacs, W. (2018). An Introduction to Geotechnical Engineering. In *Introductory Geotechnical Engineering* (2nd ed.). Prentice Hall.
- INEC. (2017). *Boletín técnico N°-01-2018-ENED. Encuesta Anual de Edificaciones (Permisos de Construcción)*.
- INEN. (2016). *NTE INEN 3066 BLOQUES DE HORMIGÓN. REQUISITOS Y MÉTODOS DE ENSAYO CONCRETE BLOCKS. REQUIREMENTS AND TEST METHODS*.
- ITEA. (n.d.). Construcción mixta. In *Instituto Técnico de la Estructura en Acero*. Instituto Técnico de la Estructura en Acero. Retrieved November 22, 2021, from http://www.webaero.net/ingenieria/estructuras/metallica/bibliografia_documentacion/itea/TOMO12.pdf

- Ivey, D., & Buth, E. (1967). Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams. *ACI Journal Proceedings*, 64(10). <https://doi.org/10.14359/7591>
- Jagtap, P. J., Rathod, M. R., Shahebaz, S., & Murtuja, S. (2020). A Review Paper on Comparative Study of Lightweight Concrete and Reinforced Concrete. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 7(3), 2616–2620.
- Klein, A., & Kluge, R. W. (1961). Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete. *ACI Journal Proceedings*, 58(7). <https://doi.org/10.14359/7972>
- Lai, Z., & Varma, A. H. (2015). Noncompact and slender circular CFT members: Experimental database, analysis, and design. *Journal of Constructional Steel Research*, 106, 220–233. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.11.005>
- Leuro, S., & Quekano, R. (2017). Comportamiento Estructural de un Edificio en Concreto Reforzado Bajo un Sistema Estructural Dual, con Disposición de Muros en Ejes donde no Compromenten la Arquitectura. [Tesis de Pregrado]. In *Occupational Medicine*. Universidad Católica de Colombia.
- Lu, Y. (2002). Seismic behaviour of multistorey RC wall-frame system versus bare ductile frame system. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(1), 79–97. <https://doi.org/10.1002/eqe.99>
- McMullin, K. M., & Merrick, D. (2001). Seismic Performance of Gypsum Walls: Experimental Test Program. *CUREE Publication No. W-15*, 1–19.
- Mejía, L. (2015). *Análisis y Diseño Sismoresistente de Elementos de Fachadas y Muros Interiores en Mampostería o Drywall de acuerdo con el Reglamento Colombiano NSR-10*.
- MIDUVI. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda - MIDUVI. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-3-ACERO.pdf>
- Mora, M. A., Villalba, J. D., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y

- desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59–74. http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1692-33242006000200006
- Morales, L. W., Santamaría, J. L., Caicedo, W., & Tipán, F. (2019). Hormigón Estructural de Baja Densidad para Edificaciones. *Ingenio*, 2(2), 58–70.
- Nájera, R. (2014). *Equiparación de Perfiles de Acero de Normas AISC con Perfiles de Normas Ecuatorianas Disponibles en el Mercado Nacional [Tesis de pregrado]*. Escuela Politécnica Nacional.
- Nandini, G. (2013). Behaviour of Reinforced Concrete Dual Structural System: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism. *International Journal of Engineering and Technology*, 5(1), 14–19. <https://doi.org/10.7763/ijet.2013.v5.501>
- NEC-SE-AC. (2015). Estructuras de Acero. MIDUVI
- NEC-SE-DS. (2015). Peligro Sísmico, Diseño Sismoresistente. MIDUVI
- NEC-SE-HM. (2015). Estructuras de Hormigón Armado. MIDUVI
- Nie, J., Tao, M.-X., Huang, Y., Tian, S., & Chen, G. . (2010). Research advances of steel concrete composite structural systems. *Jianzhu Jiegou Xuebao/Journal of Building Structures*, 31(6), 71–80.
- Pauw, A. (1960). Statical Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density. *Journal Proceedings*, 57(12), 679–688.
- Pauw, A. (1968). Structural lightweight aggregate concrete (concrete technology, structural design). *Informe Del Congreso IABSE*, 8, 541–556. <https://doi.org/http://doi.org/10.5169/seals-8722>
- Periodismodigital2. (2013, April 19). *Especial sobre el viejo Mariscal*. Mundo News. <https://periodismodigital2.wordpress.com/2013/04/19/especial-sobre-el-viejo-mariscal/>
- PROVIND. (2019). *CATALOGO PROVIND 2019*. https://issuu.com/provind/docs/catalogo_provind_2019
- Quesquen, K. (2019). *El sistema Drywall como alternativa constructiva sostenible en*

- edificaciones de viviendas en el distrito de Chiclayo-Lambayeque [Tesis de maestría]* [Universidad Nacional de Trujillo]. [http://dspace.unitru.edu.pe/bitstream/handle/UNITRU/14465/Aguilar Ramos Cesar Hilton.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://dspace.unitru.edu.pe/bitstream/handle/UNITRU/14465/Aguilar_Ramos_Cesar_Hilton.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Raongjant, W. (2007). *Seismic Behaviour of Lightweight Reinforced Concrete Shear Walls [Tesis de doctorado]* [Univeridad de Gottfried Wilhelm Leibniz de Hannover]. [http://digilib.unila.ac.id/4949/15/BAB II.pdf](http://digilib.unila.ac.id/4949/15/BAB%20II.pdf)
- Rego, Y. (2017). Estudio de la influencia de los distintos parámetros de entrada en el análisis termo-químico-mecánico de estructuras de hormigón en masa [Tesis de maestría]. In *Departamento de Resistencia de Materiales y Estructuras en la Ingeniería*. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.
- Rodríguez, B. (2015). *Metodología práctica para el diseño de pórticos de estructura mixta con uniones semi-rígidas [Tesis Doctoral]* [Universidad de Navarra]. <https://hdl.handle.net/10171/39441>
- Saavedra, J. (2016). *Análisis Comparativo de Tiempo y Costo de la Construcción de una Vivienda con el sistema Tradicional versus una Vivienda con el Sistema Drywall. [Tesis de Pregrado]* [Universidad de Guayaquil]. [http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/16610/1/SAAVEDRA_JHONATHAN_TR ABAJO_TITULACION_GENERALES_INGENIERIA_DICIEMBRE_2016.pdf](http://repositorio.ug.edu.ec/bitstream/redug/16610/1/SAAVEDRA_JHONATHAN_TR_ABAJO_TITULACION_GENERALES_INGENIERIA_DICIEMBRE_2016.pdf)
- Shi, Y., Wang, M., & Wang, Y. (2011). Experimental and constitutive model study of structural steel under cyclic loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 67(8), 1185–1197. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.02.011>
- Silvestre, L., Pimenta, R., Nogueira, M., Queiroz, L., Salles, H., Jordão, A., Ribeiro, R., Pimenta, M., Conceição, J., Rocha, L., Buratto, F., & Fonseca, E. (2012). High Strength Steel as a Solution for the Lean Design of Industrial Buildings. *Journal of Materials Research and Technology*, 1(1), 35–41. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S2238-7854\(12\)70008-X](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S2238-7854(12)70008-X).
- TECNAR. (2019). *Manual Técnico de Contrucciones Metálicas*. Fundación Tecnológica Antonio de Arévalo.

- TomlinsonGroup. (2018). Lightweight Concrete. In *Lightweight Concrete* (p. 1). TomlinsonGroup. https://tomlinsongroup.com/wp-content/uploads/2018/05/Lightweight_Concrete.pdf
- Trujillo, C., Ospina, R., & Parra, H. (2010). Los terremotos: Una amenaza natural latente. *Scientia et Technica*, 45. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=84917249056>
- Valdés, S. (2010). *Recomendaciones para el diseño estructural de concreto ligero [Tesis de maestría]*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Valencia, G. (2006). *Estructuras de acero. Introducción al diseño* (1ra ed.). Universidad Nacional de Colombia. https://books.google.es/books?id=5AKRUzvdwxsC&printsec=frontcover&hl=es&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false
- Valverde, J., Fernandez, J., Jimenez, E., Vaca, T., & Alarcon, F. (2002). *Microzonificación sísmica de los suelos del Distrito Metropolitano de la Ciudad de Quito*. Escuela Politécnica Nacional.
- Vandanapu, S. N., & Krishnamurthy, M. (2018). Seismic Performance of Lightweight Concrete Structures. *Advances in Civil Engineering*, 2018(06 de febrero de 2018), 6. <https://doi.org/https://doi.org/10.1155/2018/2105784>
- Villamil K, & Tarquino D. (2018). *Comparación del método lineal elástico estático y método lineal dinámico en estructuras aperticadas en concreto reforzado [Tesis de Pregrado]*. Universidad Católica de Colombia.
- Wainsztein, M., & Cano, W. (1974). Características Tecnológicas de Hormigones Confeccionados Con Morteros Tradicionales y Árido Granular Liviano. In *Hormigones Livianos Estructurales* (4th ed., pp. 117–155). Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (LEMIT). <https://digital.cic.gba.gob.ar/handle/11746/953>
- Willam, K., Xi, Y., Lee, K., & Kim, B. (2009). Thermal response of reinforced concrete structures in nuclear power plants. *University of Colorado, Boulder*, 02, 210.
- Wu, C. H., Kan, Y. C., Huang, C. H., Yen, T., & Chen, L. H. (2011). Flexural behavior and

- size effect of full scale reinforced lightweight concrete beam. *Journal of Marine Science and Technology*, 19(2), 132–140. <https://doi.org/10.51400/2709-6998.2147>
- Wu, T., Wei, H., Zhang, Y., & Liu, X. (2018). Axial compressive behavior of lightweight aggregate concrete columns confined with transverse steel reinforcement. *Advances in Mechanical Engineering*, 10(3), 1–14. <https://doi.org/10.1177/1687814018766632>
- Yepes, H. (2014, August 15). *Breve reseña de los sismos provenientes de la falla geológica de Quito que han afectado a la Capital - Instituto Geofísico - EPN*. Instituto Geofísico de La Escuela Politécnica Nacional. <https://www.igeqn.edu.ec/servicios/noticias/898-breve-reseña-de-los-sismos-provenientes-de-la-falla-geológica-de-quito-que-han-afectado-a-la-capital>
- Zabala, A. (2017). *Modelado y análisis Pushover de la respuesta sísmica de estructuras de acero [Tesis de Maestría]*. <https://repositorio.upct.es/xmlui/bitstream/handle/10317/6092/tfm-zab-mod.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

ANEXOS

ANEXO 1.
PLANOS ARQUITECTÓNICOS

ANEXO 2.
PLANOS ESTRUCTURALES HORMIGÓN CONVENCIONAL CON ACERO ASTM
A36/ ASTM A572 Gr.50

**ANEXO 3.
PLANOS ESTRUCTURALES HORMIGÓN LIVIANO CON ACERO ASTM A36/
ASTM A572 Gr.50**

ANEXO 4.
PROFORMAS: COTIZACIÓN HORMIGÓN LIVIANO-UCEM



Quito, marzo 22, 2022

Señores
ING. KAREN VELARDE
 Ciudad. -

Cotización

Por la presente tenemos a bien dar a conocer nuestra oferta económica, para el suministro de hormigón premezclado de su obra, ubicada en Quito, de acuerdo con lo siguiente:

1) Tipos de hormigón:

| Código de producto | Descripción del producto | Unidad | Cantidad | Precio USD \$ | Total USD \$ |
|--------------------|--------------------------------|--------|----------|---------------|--------------|
| | HORMIGON-HCO-280-HE67-1418-28D | m3 | 1,00 | 99,72 | 99,72 |
| | BOMBA ESTACIONARIA | m3 | 1,00 | 8,00 | 8,00 |
| | BOMBA PLUMA | m3 | 1,00 | 10,00 | 8,00 |

Los precios no incluyen IVA

- 2) Los precios descritos en el punto 1 incluye:
- El valor del hormigón puesto en obra por m³.
 - El valor del hormigón fabricado con cemento HE, clasificado como cemento de alta resistencia inicial.
- 3) **Forma de pago:**
- Contado
 - Cheque a nombre de UNIÓN CEMENTERA NACIONAL, UCEM S.A
- 4) **Validez de la oferta:**
5 días.

PROFORMAS: COTIZACIÓN VIGAS SECUNDARIAS



PROFORMA No. 2022-INFS-114
FOR PRY 03 VER 04 FECHA 13/10/21

Sangolquí, 30 de marzo de 2022

Señor Ingeniero
Steven Pallo
PROYECTO BICENTENARIO
Presente

Ref.: BICENTENARIO

De mi consideración, Estimado Ingeniero

Atendiendo su gentil invitación y luego de analizar la información entregada, pongo a su consideración nuestra oferta para la ejecución de los trabajos descritos en la referencia:

1. ALCANCE GENERAL

Suministro, Fabricación y Montaje de Estructuras Metálicas – Proyecto Bicentenario

2. DESCRIPCIÓN:

| RESUMEN DE PRECIOS | | | | | |
|--------------------|---|-----|------------|-------------|---------------|
| ITEM | DESCRIPCION | UND | CANTIDAD | PREC. UNIT. | PREC. PARCIAL |
| | | | | USD | USD |
| 1 | SUMINISTRO, FABRICACIÓN & MONTAJE DE ESTRUCTURA METÁLICA - Acero ASTM-A572 Gr50/ A36 (Certificados de Calidad) - Estructura Soldada - Ingeniería de detalle en Teckla Structure (modelo BIM) - Limpieza abrasiva superficial SSPC SP7 - Pintura Anticorrosiva espesor 75 micras - Control de Calidad en planta y en Obra - END 100% Inspección Visual 5% Tintas, 5% UT. - Entrega de Dossier de Calidad - Supervisión técnica en planta y en Obra - Supervisión SSA - Gerenciamiento de Interfaces | kg | 144 843,88 | 2,45 | 354,867.506 |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | TOTAL | 354,867.506 |

ANEXO 5. JORNAL HORARIO

RMU \$425.00

| CATEGORIAS OCUPACIONALES | | | SALARIO | | | | IECE SECAP (1%) |
|--------------------------|---------------------------|------------------------|---------|--------|------|------|-----------------------|
| Categoría | ESTRUCTURA OCUPACIONAL | Salario mínimo 2022 | SEMANA | MES | DIA | HORA | |
| Maestro mayor | C1 | 492.49 | 200.00 | 866.67 | 5.78 | 0.72 | 8.67 |
| Segundero | C2 | 467.44 | 150.00 | 650.00 | 4.33 | 0.54 | 6.50 |
| Albañil | D2 | 441.73 | 120.00 | 520.00 | 3.47 | 0.43 | 5.20 |
| Carpintero | C2 | 441.73 | 120.00 | 520.00 | 3.47 | 0.43 | 5.20 |
| Peón | E2 | 436.05 | 110.00 | 476.67 | 3.18 | 0.40 | 4.77 |

| IESS | | BENEFICIOS MENSUAL | | | | | |
|-------|--------|--------------------|-------|-------|------------------------|----------------------------------|--------|
| 9.45% | 11.15% | vacaciones | XIII | XIV | fondo de reserva | Total cargas extras MENSUALES | |
| 81.90 | 96.63 | 36.11 | 72.22 | 35.42 | 72.22 | 321.27 | 37.07% |
| 61.43 | 72.48 | 27.08 | 54.17 | 35.42 | 54.17 | 249.81 | 38.43% |
| 49.14 | 57.98 | 21.67 | 43.33 | 35.42 | 43.33 | 206.93 | 39.79% |
| 49.14 | 57.98 | 21.67 | 43.33 | 35.42 | 43.33 | 206.93 | 39.79% |
| 45.05 | 53.15 | 19.86 | 39.72 | 35.42 | 39.72 | 192.64 | 40.41% |

| SALARIO NUEVO | | | | | | |
|------------------|--------|----------|-------|------------------------|------------|----------------|
| Categoría | SEMANA | MES | DIA | HORA SIN BENEFICIOS | BENEFICIOS | HORA HOMBRE |
| Maestro mayor | 296.98 | 1,187.94 | 59.40 | 5.00 | 2.01 | 7.01 |
| Segundero | 224.95 | 899.81 | 44.99 | 3.75 | 1.56 | 5.31 |
| Albañil | 181.73 | 726.93 | 36.35 | 3.00 | 1.29 | 4.29 |
| Carpintero | 181.73 | 726.93 | 36.35 | 3.00 | 1.29 | 4.29 |
| Peón | 167.33 | 669.30 | 33.47 | 2.75 | 1.20 | 3.95 |

ANEXO 6. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:

FECHA:

RUBRO: HORMIGÓN NORMAL PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 (INCLUYE ENCONFRADO) EN VIGAS.

UNIDAD: M3

| EQUIPOS | | | | | |
|--|----------|-----------|------------|-------------|--------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) | 5% (MO) | | | | 1.94 |
| VIBRADOR | 0.50 | 3.13 | 1.57 | 1.525 | 2.39 |
| BOMBA ESTACIONARIA | 1.00 | 8.00 | 8.00 | 1.525 | 12.20 |
| SUBTOTAL (A) | | | | | 16.52 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | JORNAL/HR | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| PEON E. O. E2 | 3.00 | 3.95 | 11.85 | 1.525 | 18.07 |
| ALBAÑIL E. O. D2 | 2.00 | 4.29 | 8.58 | 1.525 | 13.08 |
| MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES E. O. C1 | 0.10 | 7.01 | 0.70 | 1.525 | 1.07 |
| CARPINTERO E.O. C2 | 1.00 | 4.29 | 4.29 | 1.525 | 6.54 |
| SUBTOTAL (B) | | | | | 38.77 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD | P.UNITARIO | COSTO | |
| HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 | m3 | 1.05 | 92.38 | 96.999 | |
| ENCOFRADO CON TABLERO CONTRACHAPADO VIGA 30X60 CM (9 usos) | m2 | 1.35 | 25.05 | 33.81 | |
| SUBTOTAL (C) | | | | | 130.81 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | DISTANCIA | CANTIDAD | TARIFA | COSTO |
| | | | | | |
| SUBTOTAL (D) | | | | | 0.00 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (A+B+C+D) | | | | | 186.10 |
| COSTO INDIRECTO | | | | | 0% |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 186.10 |

PROYECTO:**FECHA:****RUBRO:** HORMIGÓN LIVIANO PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 (INCLUYE ENCONFRADO) EN VIGAS.**UNIDAD:** M3

| EQUIPOS | | | | | |
|--|----------|-----------|------------|-------------|--------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) | 5% (MO) | | | | 1.94 |
| VIBRADOR | 0.50 | 3.13 | 1.57 | 1.525 | 2.39 |
| BOMBA ESTACIONARIA | 1.00 | 8.00 | 8.00 | 1.525 | 12.20 |
| SUBTOTAL (A) | | | | | 16.52 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | JORNAL/HR | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| PEON E. O. E2 | 3.00 | 3.95 | 11.85 | 1.525 | 18.07 |
| ALBAÑIL E. O. D2 | 2.00 | 4.29 | 8.58 | 1.525 | 13.08 |
| MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES E. O. C1 | 0.10 | 7.01 | 0.70 | 1.525 | 1.07 |
| CARPINTERO E.O. C2 | 1.00 | 4.29 | 4.29 | 1.525 | 6.54 |
| SUBTOTAL (B) | | | | | 38.77 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD | P.UNITARIO | COSTO | |
| HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 | m3 | 1.05 | 99.72 | 104.706 | |
| ENCOFRADO CON TABLERO CONTRACHAPADO VIGA 30X60 CM (9 usos) | m2 | 1.35 | 25.05 | 33.81 | |
| SUBTOTAL (C) | | | | | 138.52 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | DISTANCIA | CANTIDAD | TARIFA | COSTO |
| | | | | | |
| SUBTOTAL (D) | | | | | 0.00 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (A+B+C+D) | | | | | 193.81 |
| COSTO INDIRECTO | | | | | 0% |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 193.81 |

PROYECTO:**FECHA:****RUBRO:** HORMIGÓN NORMAL PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 (INCLUYE ENCONFRADO) EN MUROS.**UNIDAD:** M3

| EQUIPOS | | | | | |
|--|----------|-----------|------------|-------------|---------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) | 5% (MO) | | | | 3.08 |
| VIBRADOR | 0.50 | 3.13 | 1.57 | 1.725 | 2.70 |
| BOMBA ESTACIONARIA | 1.00 | 8.00 | 8.00 | 1.725 | 13.80 |
| SUBTOTAL (A) | | | | | 19.58 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | JORNAL/HR | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| PEON E. O. E2 | 4.00 | 3.95 | 15.80 | 1.725 | 27.26 |
| ALBAÑIL E. O. D2 | 2.00 | 4.29 | 8.58 | 1.725 | 14.80 |
| MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES E. O. C1 | 1.00 | 7.01 | 7.01 | 1.725 | 12.09 |
| CARPINTERO E.O. C2 | 1.00 | 4.29 | 4.29 | 1.725 | 7.40 |
| SUBTOTAL (B) | | | | | 61.55 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD | P.UNITARIO | COSTO | |
| HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 | m3 | 1.05 | 92.38 | 96.999 | |
| ENCOFRADO CON TABLERO CONTRACHAPADO (6 USOS) | m2 | 1.09 | 26.82 | 29.35 | |
| SUBTOTAL (C) | | | | | 126.35 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | DISTANCIA | CANTIDAD | TARIFA | COSTO |
| | | | | | |
| SUBTOTAL (D) | | | | | 0.00 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (A+B+C+D) | | | | | 207.48 |
| COSTO INDIRECTO | | | | | 0% 0.00 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 207.48 |

PROYECTO:

FECHA:

RUBRO: HORMIGÓN LIVIANO PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 (INCLUYE ENCONFRADO) EN MUROS.

UNIDAD: M3

| EQUIPOS | | | | | |
|--|----------|-----------|------------|-------------|---------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) | 5% (MO) | | | | 3.08 |
| VIBRADOR | 0.50 | 3.13 | 1.57 | 1.725 | 2.70 |
| BOMBA ESTACIONARIA | 1.00 | 8.00 | 8.00 | 1.725 | 13.80 |
| SUBTOTAL (A) | | | | | 19.58 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | JORNAL/HR | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| PEON E. O. E2 | 4.00 | 3.95 | 15.80 | 1.725 | 27.26 |
| ALBAÑIL E. O. D2 | 2.00 | 4.29 | 8.58 | 1.725 | 14.80 |
| MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES E. O. C1 | 1.00 | 7.01 | 7.01 | 1.725 | 12.09 |
| CARPINTERO E.O. C2 | 1.00 | 4.29 | 4.29 | 1.725 | 7.40 |
| SUBTOTAL (B) | | | | | 61.55 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD | P.UNITARIO | COSTO | |
| HORMIGÓN PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 | m3 | 1.05 | 99.72 | 104.706 | |
| ENCOFRADO CON TABLERO CONTRACHAPADO (6 USOS) | m2 | 1.09 | 26.82 | 29.35 | |
| SUBTOTAL (C) | | | | | 134.06 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | DISTANCIA | CANTIDAD | TARIFA | COSTO |
| | | | | | |
| SUBTOTAL (D) | | | | | 0.00 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (A+B+C+D) | | | | | 215.18 |
| COSTO INDIRECTO | | | | | 0% 0.00 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 215.18 |

PROYECTO:

FECHA:

RUBRO: HORMIGÓN NORMAL PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 (INCLUYE ENCONFRADO) EN COLUMNAS.

UNIDAD: M3

| EQUIPOS | | | | | |
|--|----------|-----------|------------|-------------|--------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) | 5% (MO) | | | | 2.38 |
| VIBRADOR | 0.50 | 3.13 | 1.57 | 2.250 | 3.52 |
| BOMBA ESTACIONARIA | 1.00 | 8.00 | 8.00 | 2.250 | 18.00 |
| SUBTOTAL (A) | | | | | 23.90 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | JORNAL/HR | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| PEON E. O. E2 | 3.00 | 3.95 | 11.85 | 2.250 | 26.66 |
| ALBAÑIL E. O. D2 | 1.00 | 4.29 | 4.29 | 2.250 | 9.65 |
| MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES E. O. C1 | 0.10 | 7.01 | 0.70 | 2.250 | 1.58 |
| CARPINTERO E.O. C2 | 1.00 | 4.29 | 4.29 | 2.250 | 9.65 |
| SUBTOTAL (B) | | | | | 47.54 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD | P.UNITARIO | COSTO | |
| HORMIGÓN LIVIANO PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 | m3 | 1.05 | 92.38 | 96.999 | |
| ENCOFRADO CON TABLERO CONTRA CHAPADO (1 USO) | m2 | 1.26 | 26.82 | 33.79 | |
| SUBTOTAL (C) | | | | | 130.79 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | DISTANCIA | CANTIDAD | TARIFA | COSTO |
| | | | | | |
| SUBTOTAL (D) | | | | | 0.00 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (A+B+C+D) | | | | | 202.24 |
| COSTO INDIRECTO | | | | 0% | 0.00 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 202.24 |

PROYECTO:

FECHA:

RUBRO: HORMIGÓN LIVIANO PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 (INCLUYE ENCONFRADO) EN COLUMNAS.

UNIDAD: M3

| EQUIPOS | | | | | |
|--|----------|-----------|------------|-------------|--------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) | 5% (MO) | | | | 2.38 |
| VIBRADOR | 0.50 | 3.13 | 1.57 | 2.250 | 3.52 |
| BOMBA ESTACIONARIA | 1.00 | 8.00 | 8.00 | 2.250 | 18.00 |
| SUBTOTAL (A) | | | | | 23.90 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | JORNAL/HR | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| PEON E. O. E2 | 3.00 | 3.95 | 11.85 | 2.250 | 26.66 |
| ALBAÑIL E. O. D2 | 1.00 | 4.29 | 4.29 | 2.250 | 9.65 |
| MAESTRO MAYOR EN EJECUCIÓN DE OBRAS CIVILES E. O. C1 | 0.10 | 7.01 | 0.70 | 2.250 | 1.58 |
| CARPINTERO E.O. C2 | 1.00 | 4.29 | 4.29 | 2.250 | 9.65 |
| SUBTOTAL (B) | | | | | 47.54 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD | P.UNITARIO | COSTO | |
| HORMIGÓN LIVIANO PREMEZCLADO F'C=280KG/CM2 | m3 | 1.05 | 99.72 | 104.706 | |
| ENCOFRADO CON TABLERO CONTRA CHAPADO (1 USO) | m2 | 1.26 | 26.82 | 33.79 | |
| SUBTOTAL (C) | | | | | 138.50 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | DISTANCIA | CANTIDAD | TARIFA | COSTO |
| | | | | | |
| SUBTOTAL (D) | | | | | 0.00 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (A+B+C+D) | | | | | 209.94 |
| COSTO INDIRECTO | | | | 0% | 0.00 |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 209.94 |

RUBRO:

Acero de refuerzo fy= 4200kg/cm2

UNIDAD:

kg

| EQUIPOS | | | | | |
|-------------------------------|----------|-----------|------------|-------------|-------|
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | TARIFA | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.) | 5% (MO) | | | 0.060 | 0.04 |
| SUBTOTAL (A) | | | | | 0.04 |
| MANO DE OBRA | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | JORNAL/HR | COSTO HORA | RENDIMIENTO | COSTO |
| MAESTRO MAYOR | 0.10 | 7.01 | 0.70 | 0.060 | 0.042 |
| FIERRERO D2 | 1.00 | 6.50 | 6.50 | 0.060 | 0.390 |
| AYUDANTE DE FIERRERO E2 | 1.00 | 4.77 | 4.77 | 0.060 | 0.286 |
| SUBTOTAL (B) | | | | | 0.72 |
| MATERIALES | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | UNIDAD | CANTIDAD | P.UNITARIO | COSTO | |
| Hierro 4200 kg/cm2 | kg | 1.05 | 0.88 | 0.92 | |
| Alambre galvanizado N:18 | kg | 0.06 | 1.89 | 0.11 | |
| Cortado y figurado de acero | kg | 1.00 | 0.10 | 0.10 | |
| SUBTOTAL (C) | | | | | 1.13 |
| TRANSPORTE | | | | | |
| DESCRIPCIÓN | CANTIDAD | DISTANCIA | CANTIDAD | TARIFA | COSTO |
| SUBTOTAL (D) | | | | | 0.00 |
| TOTAL COSTO DIRECTO (A+B+C+D) | | | | | 1.89 |
| COSTO INDIRECTO | | | | | 0% |
| COSTO TOTAL DEL RUBRO: | | | | | 1.89 |