



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

Proyecto de Trabajo Especial de Grado como requisito parcial para optar al Título
ESPECIALISTA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**“EVALUACIÓN DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES
TIPIFICABLES DE BAJA ALTURA EN CONCRETO REFORZADO CON ACERO
S-40”**

Autor:

Elio Esis

Asesor:

Ing. MSc. Guillermo Bonilla

Noviembre de 2017

AGRADECIMIENTOS

Al Ing Msc. Guillermo Bonilla por permitirme realizar esta investigación bajo su tutela, los conocimientos que adquirí en el transcurso de esta experiencia son realmente invaluableles.

A mis padres y familia por todo el apoyo brindado en el transcurso de esta especialización.

A la Ing. Magaly Guiñez por su valioso aporte en la realización de esta investigación.

A todos infinitas gracias.

Caracas, Noviembre de 2017.

Señores
Director y demás integrantes.
Consejo de Área de Ingeniería.
UCAB,
Presentes.-

Referencia: Aceptación de Asesor

Estimados Señores:

Por medio de la presente hago constar que he leído y revisado el borrador final del Trabajo Especial de Grado titulado **“EVALUACIÓN DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES TIPIFICABLES DE BAJA ALTURA EN CONCRETO REFORZADO CON ACERO S-40”**, desarrollado por el Ing. Elio Esis, titular de la cédula de identidad número 20.255.315, como requisito parcial para optar al Título de **Especialista en Ingeniería Estructural**.

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

Atentamente,

Ing. MSc. Guillermo Bonilla



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

**EVALUACIÓN DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES
TIPIFICABLES DE BAJA ALTURA EN CONCRETO REFORZADO CON
ACERO S-40**

Autor: Ing. Elio Esis.
Asesor: Ing. MSc. Guillermo Bonilla.
Fecha: Noviembre, 2017.

RESUMEN

El concreto reforzado representa uno de los materiales más ampliamente utilizado en la industria de la construcción, sin embargo, el acero comúnmente especificado en los diseños estructurales es el acero con tensión a cedencia entre 4200 kgf/cm^2 y 5500 kgf/cm^2 conocido como acero tipo S-60. En tal sentido, dada la dificultad que actualmente se presenta en Venezuela con respecto a la obtención de diferentes materiales de construcción, entre ellos la localización de acero tipo S-60, la presente investigación, buscó evaluar la aplicación de acero de refuerzo S-40 en estructuras tipificables de baja altura, con base al diseño sismorresistente ubicadas en zona de alta sismicidad. A tal fin, se realizaron seis (6) modelos estructurales mediante la utilización del software de análisis estructural ETABS v.16.0.3, utilizando como caso de estudio edificaciones de uso residencial de uno (1), dos (2) y tres (3) niveles evaluados en zona sísmica cinco (5) respectivamente. La investigación fue de tipo evaluativa, con diseño experimental de tipo cuasiexperimental y se dividió en cinco (5) fases orientadas a desarrollar los objetivos planteados. Se presentaron de manera sistemática los criterios estructurales utilizados, permitiendo demostrar que al incorporar acero de refuerzo S-40 en miembros estructurales de concreto, para estructuras con características similares a las edificaciones modeladas, es posible garantizar de igual manera la seguridad de la estructura, representando así, una opción alternativa que específicamente en los casos donde como consecuencia de la escasez de materiales de construcción y el elevado costo de los mismos no se disponga de acero de refuerzo S-60.

Palabras Clave: Acero S-40, S-60, Diseño sismorresistente.

ÍNDICE GENERAL

REFERENCIA: ACEPTACIÓN DE ASESOR.....	III
RESUMEN.....	IV
ÍNDICE GENERAL	V
LISTA DE FIGURAS	VIII
LISTA DE CUADROS	XII
INTRODUCCIÓN.....	14
CAPÍTULO I	17
EL PROBLEMA.....	17
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	17
OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	18
Objetivo General	18
Objetivos Específicos.....	18
JUSTIFICACIÓN.....	19
ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN.....	20
LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	22
CAPÍTULO II	23
MARCO TEÓRICO.....	23
ANTECEDENTES.....	23
BASES LEGALES	24
Normativa Nacional.....	25
Normativa Internacional	25
BASES TEÓRICAS.....	26
Aceros.....	26
Clasificación y designación	26
Requisitos	29

Composición química.....	29
Producción Nacional de acero de refuerzo.....	34
SIDOR.....	34
Criterios de análisis estructural	38
Estados límites.....	38
Clasificación de las acciones	39
Solicitaciones para el Estado Limite de Agotamiento Resistente.....	40
Análisis sísmico.....	41
Zonificación sísmica.....	42
Clasificación de las edificaciones según su uso.....	43
Clasificación de edificaciones según el nivel de diseño	44
Clasificación de edificaciones según el tipo de estructura	45
Factor de reducción de respuesta (R)	46
Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación.....	46
Espectro de respuesta elástico y espectro de diseño	47
Método de análisis	50
Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel.	51
Controles y verificaciones del diseño sismorresistente	53
Cortante basal.....	53
Efectos P- Δ	54
Control de los desplazamientos, deriva δ	55
Criterios del diseño sismorresistente	56
Software de análisis estructural	57
GLOSARIO.....	59
CAPITULO III	62
MARCO METODOLÓGICO	62
CONSIDERACIONES GENERALES	62
TIPO DE LA INVESTIGACIÓN	62
DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	63
DISEÑO DE LAS FASES METODOLÓGICAS	64
Fase I	64

Fase II	64
Fase III	65
Fase IV	65
Fase V	66
TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN	66
OPERACIONALIZACIÓN DE OBJETIVOS	69
CAPÍTULO IV	71
PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	71
DESCRIPCIÓN	71
DATOS DE LA EDIFICACIÓN	71
RESULTADOS COMPARATIVOS MODELOS CASO 1 Y 2	76
Análisis de las estructuras	81
Diseño de los miembros.....	88
RESULTADOS COMPARATIVOS MODELOS CASO 3 Y 4	99
Análisis de las estructuras	107
Diseño de los miembros.....	114
RESULTADOS COMPARATIVOS MODELOS CASO 5 Y 6.	126
Análisis de las estructuras.	137
Diseño de los miembros.....	143
COMPARACIÓN VOLUMEN DE CONCRETO Y ACERO DE REFUERZO	160
CAPÍTULO V	163
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	163
CONCLUSIONES	163
RECOMENDACIONES.....	165
REFERENCIAS CONSULTADAS.....	167

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Diagrama Tensión Deformación para Aceros	30
Figura 2. Curvas típicas tensión-deformación unitarias	31
Figura 3. Diagrama tensión deformación aceros	32
Figura 4. Sistema de producción de largos.....	36
Figura 5. Barras/Cabillas S-40 provenientes de SIDOR.	37
Figura 6. Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela.	43
Figura 7. Formas espectrales elásticas tipificadas.....	48
Figura 8. Espectro de Respuesta Elástico ($R=1$).	48
Figura 9. Software ETABS.....	57
Figura 10. Planta de Arquitectura.	73
Figura 11. Espectro de Respuesta Elástico e Inelástico.	75
Figura 12. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3.	76
Figura 13. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 1 y 2.....	77
Figura 14. Planta Techo Escalera, Elev. +5.78 m Caso 1 y 2.....	77
Figura 15. Pórtico 1 Caso 1 y 2.....	78
Figura 16. Pórtico 2 Caso 1 y 2.....	78
Figura 17. Pórtico 3 Caso 1 y 2.....	78
Figura 18. Pórtico 4 Caso 1 y 2.....	79
Figura 19. Pórtico 5 Caso 1 y 2.....	79
Figura 20. Periodo vs Modo de vibración.....	82
Figura 21. Fuerza cortante por piso en dirección X.	84
Figura 22. Fuerza cortante por piso en dirección Y.	84
Figura 23. Derivas por piso en dirección X.	87
Figura 24. Derivas por piso en dirección Y.	87
Figura 25. Área acero en miembros (cm^2), Pórtico 1 – Caso 1.....	88
Figura 26. Área acero en miembros (cm^2), Pórtico 1 – Caso 2.	89
Figura 27. Área acero en miembros (cm^2), Pórtico 2 – Caso 1.....	89
Figura 28. Área acero en miembros (cm^2), Pórtico 2 – Caso 2.....	89

Figura 29. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 3 – Caso 1.....	90
Figura 30. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 3 – Caso 2.....	90
Figura 31. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 4 – Caso 1.....	90
Figura 32. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 4 – Caso 2.....	91
Figura 33. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 5 – Caso 1.....	91
Figura 34. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 5 – Caso 2.....	91
Figura 35. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico A – Caso 1.	92
Figura 36. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico A – Caso 2.	92
Figura 37. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico B – Caso 1.	92
Figura 38. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico B – Caso 2.	93
Figura 39. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico C – Caso 1.	93
Figura 40. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico C – Caso 2.	93
Figura 41. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico D – Caso 1.	94
Figura 42. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico D – Caso 2.	94
Figura 43. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico E – Caso 1.	94
Figura 44. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico E – Caso 2.	95
Figura 45. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico F – Caso 1.....	95
Figura 46. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico F – Caso 2.....	95
Figura 47. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3.	99
Figura 48. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 3 y 4.....	100
Figura 49. Planta Nivel 2, Elev. +5.78 m Caso 3 y 4.....	100
Figura 50. Planta Techo Escalera, Elev. +8.67 m Caso 3 y 4.....	101
Figura 51. Pórtico 1 Caso 3 y 4.....	101
Figura 52. Pórtico 2 Caso 3 y 4.....	102
Figura 53. Pórtico 3 Caso 3 y 4.....	102
Figura 54. Pórtico 4 Caso 3 y 4.....	102
Figura 55. Pórtico 5 Caso 3 y 4.....	103
Figura 56. Periodo vs Modo de vibración.....	108
Figura 57. Fuerza cortante por piso en dirección X.	110
Figura 58. Fuerza cortante por piso en dirección Y.	110

Figura 59. Derivas por piso en dirección X.	113
Figura 60. Derivas por piso en dirección Y.	113
Figura 61. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 1 – Caso 3.....	114
Figura 62. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 1 – Caso 4.....	115
Figura 63. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 2 – Caso 3.....	115
Figura 64. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 2 – Caso 4.....	115
Figura 65. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 3 – Caso 3.....	116
Figura 66. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 3 – Caso 4.....	116
Figura 67. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 4 – Caso 3.	116
Figura 68. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 4 – Caso 4.....	117
Figura 69. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 5 – Caso 3.....	117
Figura 70. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 5 – Caso 4.....	117
Figura 71. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico A – Caso 3.	118
Figura 72. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico A – Caso 4.	118
Figura 73. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico B – Caso 3.	118
Figura 74. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico B – Caso 4.	119
Figura 75. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico C – Caso 3.	119
Figura 76. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico C – Caso 4.	119
Figura 77. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico D – Caso 3.	120
Figura 78. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico D – Caso 4.	120
Figura 79. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico E – Caso 3.	120
Figura 80. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico E – Caso 4.	121
Figura 81. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico F – Caso 3.....	121
Figura 82. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico F – Caso 4.....	121
Figura 83. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3.	126
Figura 84. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 5 y 6.....	127
Figura 85. Planta Nivel 2, Elev. +8.67 m Caso 5 y 6.....	128
Figura 86. Planta Techo Escalera, Elev. +11.56 m Caso 5 y 6.....	128
Figura 87. Pórtico 1 Caso 5 y 6.....	129
Figura 88. Pórtico 2 Caso 5 y 6.....	129

Figura 89. Pórtico 3 Caso 5 y 6.....	130
Figura 90. Pórtico 4 Caso 5 y 6.....	130
Figura 91. Pórtico 5 Caso 5 y 6.....	131
Figura 92. Periodo vs Modo de vibración.....	138
Figura 93. Fuerza cortante por piso en dirección X.	139
Figura 94. Fuerza cortante por piso en dirección Y.	140
Figura 95. Derivas por piso en dirección X.	142
Figura 96. Derivas por piso en dirección Y.	143
Figura 97. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 1 – Caso 5.....	144
Figura 98. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 1 – Caso 6.....	144
Figura 99. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 2 – Caso 5.....	145
Figura 100. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 2 – Caso 6.....	145
Figura 101. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 3 – Caso 5.....	146
Figura 102. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 3 – Caso 6.....	146
Figura 103. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 4 – Caso 5.....	147
Figura 104. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 4 – Caso 6.....	147
Figura 105. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 5 – Caso 5.....	148
Figura 106. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico 5 – Caso 6.....	148
Figura 107. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico A – Caso 5.	149
Figura 108. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico A – Caso 6.	149
Figura 109. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico B – Caso 5.	150
Figura 110. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico B – Caso 6.	150
Figura 111. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico C – Caso 5.	151
Figura 112. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico C – Caso 6.	151
Figura 113. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico D – Caso 5.	152
Figura 114. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico D – Caso 6.	152
Figura 115. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico E – Caso 5.	153
Figura 116. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico E – Caso 6.	153
Figura 117. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico F – Caso 5.....	154
Figura 118. Área acero en miembros (cm ²), Pórtico F – Caso 6.....	154

Figura 119. Volumen de Concreto.	161
Figura 120. Kgf Acero de refuerzo	162

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Tipos de casos de análisis.	21
Cuadro 2. Clasificación del acero para la elaboración de las barras.....	27
Cuadro 3. Números en octavos de pulgada para designar las barras	28
Cuadro 4. Número en milímetros para designar las barras.....	28
Cuadro 5. Límites de composición química en aceros tipo S.....	29
Cuadro 6. Límite elástico convencional y resistencia a la tracción.....	33
Cuadro 7. Alargamiento.	34
Cuadro 8. Rango dimensional barras.....	37
Cuadro 9. Valores de A_o	42
Cuadro 10. Factor de importancia.....	44
Cuadro 11. Niveles de diseño ND	45
Cuadro 12. Factor de reducción R	46
Cuadro 13. Forma espectral y factor de corrección ϕ	47
Cuadro 14. Valores de T^* , β y p	49
Cuadro 15. Valores de T^+	49
Cuadro 16. Método de análisis para edificios de estructura regular.....	50
Cuadro 17. Valores límites de deriva	56
Cuadro 18. Tipos de casos de análisis.	71
Cuadro 19. Propiedades de los materiales.	74
Cuadro 20. Acciones Permanentes.....	74
Cuadro 21. Acciones Variables.	74
Cuadro 22. Resumen Secciones Caso 1 y 2.....	79
Cuadro 23. Sumatoria Masas Participativas Caso 1 y 2.	82
Cuadro 24. Fuerza Cortante por Piso Caso 1 y 2.	83
Cuadro 25. Cortante Basal Mínimo.	85

Cuadro 26. Efecto P- Δ	86
Cuadro 27. Derivas de Piso.	86
Cuadro 28. Chequeo Columna fuerte – Vida débil.....	96
Cuadro 29. Chequeo Corte en el nodo.	98
Cuadro 30. Resumen Secciones Caso 3 y 4.....	103
Cuadro 31. Sumatoria Masas Participativas.	107
Cuadro 32. Fuerza Cortante por Piso.	109
Cuadro 33. Cortante Basal Mínimo.	111
Cuadro 34. Efecto P- Δ	112
Cuadro 35. Derivas de Piso.	112
Cuadro 36. Chequeo Columna fuerte – Vida débil.....	122
Cuadro 37. Chequeo Corte en el nodo.	124
Cuadro 38. Resumen Secciones Caso 5 y 6.....	131
Cuadro 39. Sumatoria Masas Participativas Caso 5 y 6.	137
Cuadro 40. Fuerza Cortante por Piso.	139
Cuadro 41. Cortante Basal Mínimo Caso 5 y 6.	140
Cuadro 42. Efecto P- Δ	141
Cuadro 43. Derivas de Piso.	142
Cuadro 44. Chequeo Columna fuerte – Vida débil.....	155
Cuadro 45. Chequeo Corte en el nodo.	158

INTRODUCCIÓN

El acero de refuerzo en la construcción de edificaciones de concreto reforzado, representa el material más ampliamente empleado en la construcción de obra civil. Su elevada resistencia y su carácter dúctil resulta un aspecto de particular interés desde el punto de vista de la seguridad estructural, debido a que permite redistribuir tensiones a elementos adyacentes, y por tanto, disipar energía inelástica antes del colapso final de la estructura.

En tal sentido, es de importancia disponer de normativas que especifiquen a detalle los tipos de acero disponibles en el mercado, soportadas sobre las propiedades mecánicas que estos presentan, a fin de llevar a cabo la correcta utilización de los mismos.

De acuerdo a lo expuesto, en Venezuela la Norma Covenin 316-2000 Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural, clasifica los aceros al carbono no soldables a temperatura ambiente de acuerdo a su límite elástico nominal (f_y), estableciendo tres tipos de acero S-40 (2800 kgf/cm^2), S-60 (4200 kgf/cm^2) y S-70 (5000 kgf/cm^2).

No obstante, la mayoría de los diseños estructurales realizados en Venezuela se realizan implementando acero tipo S-60, no contemplando de esta manera el uso del acero S-40 como acero de refuerzo principal para la construcción de edificaciones sismorresistentes, generando así, una limitación adicional a las ya existentes en la obtención de diversos materiales de construcción.

A pesar de considerar como opción principal el acero de refuerzo tipo S-60 en los diseños estructurales, existen edificaciones en el país que fueron y

posiblemente por error, construidas con acero S-40, esto debido a la disposición que existe de este tipo de acero en el mercado nacional. La existente disponibilidad de acero S-40, resulta de su importación al país (Bonilla, 2012).

La situación descrita ha traído como consecuencia, la necesidad de realizar investigaciones que describan el comportamiento de las estructuras al incorporar acero de tipo S-40 como acero de refuerzo principal, a fin de evaluar para edificaciones específicas, si en realidad es justificable excluir este tipo de acero disponible en el mercado.

La presente investigación busca justificar si se necesita continuar estudios en el futuro que permitan el uso de acero S-40 en la construcción de edificaciones tipificables de baja altura, para lo cual se elaborarán modelos matemáticos mediante la utilización de programas de análisis estructural, que permitirán describir y visualizar cuál sería el comportamiento sismorresistente de dichas edificaciones al incorporar como acero principal de refuerzo acero S-40. Se estudiarán edificaciones de concreto reforzado de hasta tres niveles ubicadas en una zona de alta sismicidad.

Por consiguiente, la investigación se divide en cuatro capítulos, distribuidos de la siguiente forma:

En el Capítulo I, se desarrolla el planteamiento del problema, los objetivos y la justificación de la investigación, delimitándola a la evaluación del uso de acero de refuerzo S-40 en el diseño sismorresistente para edificaciones de concreto reforzado tipificables de baja altura. De igual manera se fija el alcance y las limitaciones que podrán presentarse en el transcurso de la misma.

En el Capítulo II, se introducen los antecedentes de la investigación y las bases legales nacionales e internacionales en las cuales se fundamenta la misma. Se presenta un resumen sobre el comportamiento de edificaciones que utilizaron como refuerzo principal acero S-40, tanto a nivel internacional como a nivel nacional. En el basamento teórico, se describen los distintos tipos de acero, especificando las propiedades mecánicas de cada uno de ellos. En el Capítulo II de igual forma, se describe la situación de la normativa actual en Venezuela respecto al diseño de edificaciones construidas con acero S-60, detallando de forma exhaustiva cada uno de los criterios que deben ser aplicados para el diseño.

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

Finalmente se detalla el Capítulo IV, en donde se exponen los resultados obtenidos en el transcurso de la investigación, permitiendo realizar las comparaciones entre los diseños sismorresistentes presentados para cada tipo de estructura modelada, presentando los análisis estructurados de acuerdo a los objetivos planteados al inicio del proyecto. De igual forma, se detallan las conclusiones y recomendaciones, así como también las referencias bibliográficas correspondientes.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

Actualmente la normativa venezolana Fondonorma 1753:2006 Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural, especifica que las barras utilizadas como acero de refuerzo deben cumplir con lo establecido por la Norma venezolana Covenin 316:2000 Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural.

Dicha normativa establece que el acero para la elaboración de las barras se clasifica de acuerdo con su proceso de fabricación y sus características de soldabilidad, dentro de la cual se encuentra el acero de tipo S-40, cuya resistencia a la cedencia (f_y) se ubica en los 2.800 kgf/cm².

El acero de tipo S-40 es un material que actualmente se encuentra disponible en el mercado nacional, debido a su importación e incluso a su producción por siderúrgicas nacionales, sin embargo, la mayor parte de los diseños estructurales realizados en Venezuela excluyen el uso de este tipo de acero para la construcción de edificaciones sismorresistentes, implementando predominantemente la utilización del acero S-60, cuya resistencia a la cedencia (f_y) es de 4200 kgf/cm².

La situación descrita, ha traído como consecuencia la necesidad de cuantificar la incidencia que tendría la utilización del acero S-40 en el comportamiento de las edificaciones de concreto reforzado tipificables de baja altura, a fin de evaluar la posibilidad de considerar este tipo de acero, como

material de refuerzo principal en el diseño y construcción de edificaciones tipificables en zonas de alta sismicidad.

En tal sentido, con la finalidad de evaluar los criterios estructurales que deben emplearse para garantizar el adecuado diseño sismorresistente de las edificaciones que incorporen el acero S-40 como refuerzo principal, se considera necesario realizar estudios sobre la aplicación de este acero en edificaciones ubicadas en zonas de alta sismicidad a nivel nacional, con el propósito de promover la utilización de este material en el país y de esta forma ampliar las alternativas constructivas existentes.

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Analizar el diseño sismorresistente de estructuras hasta tres niveles tipificables en concreto reforzadas con acero S-40.

Objetivos Específicos

1. Determinar el diseño sismorresistente de edificaciones en concreto reforzado utilizando acero S-60 como refuerzo principal en zona sísmica 5.
2. Describir la influencia de incorporar acero S-40 como refuerzo principal, sobre el diseño sismorresistente de edificaciones tipificables en concreto reforzado de un (1) nivel en zona sísmica 5.
3. Describir la influencia de incorporar acero S-40 como refuerzo principal, sobre el diseño sismorresistente de edificaciones tipificables en concreto reforzado de dos (2) niveles en zona sísmica 5.

4. Describir la influencia de incorporar acero S-40 como refuerzo principal, sobre el diseño sismorresistente de edificaciones tipificables en concreto reforzado de tres (3) niveles en zona sísmica 5.

Justificación

Como se ha explicado, los proyectos y construcciones de obras en concreto estructural desarrollados en Venezuela, en su mayoría no contemplan el diseño de estructuras que incorporen acero S-40 como acero de refuerzo principal, implementando acero S-60 en la construcción de edificaciones sismorresistentes.

En tal sentido, la realización de investigaciones que permitan evaluar el diseño sismorresistente de estructuras en concreto reforzado con acero de refuerzo S-40, resultan necesarias para definir las bases teóricas que sustenten cual sería la respuesta sísmica de este tipo de edificaciones con relación a las edificaciones que actualmente son diseñadas con acero S-60.

De esta manera, podría visualizarse la influencia de incorporar acero S-40 como refuerzo principal, y comprobar si realmente se justifica la exclusión de este tipo de acero en el diseño de edificaciones sismorresistentes.

Dicho esto, es de importancia destacar que la cantidad de ferroaleaciones utilizadas en el proceso de producción del acero S-40, son inferiores a las utilizadas en el proceso de producción del acero S-60, traduciendo este aspecto en una ventaja económica al incorporarse acero S-40 en los diseños estructurales realizados en Venezuela.

Alcances de la investigación

La presente investigación se limita a la evaluación del diseño sismorresistente de edificaciones tipificables de baja altura, en concreto reforzado con acero S-40. La zona sísmica seleccionada para llevar a cabo dicha evaluación corresponde a zona sísmica 5.

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

Para la evaluación de las estructuras se seleccionará el método de análisis dinámico espacial de superposición modal, realizando modelos matemáticos mediante el software ETABS v.16.0.3, a fin de determinar la influencia de las solicitaciones sísmicas sobre la estructura en aspectos como resistencia en miembros vigas y columnas, condición columna fuerte-viga débil, corte en los nodos, control de desplazamientos laterales y estabilidad de la edificación.

A fin de evaluar el comportamiento de dichas edificaciones se exponen las siguientes variables:

- Acero de refuerzo: Acero S-60 y Acero S-40.
- Número de niveles: Uno (1), dos (2) y tres (3).
- Zona sísmica: (5).
- Dentro de las variables que evaluarán el comportamiento sismorresistente se encuentran la revisión del cortante basal, verificación de la estabilidad de la edificación, control de desplazamientos laterales máximos, área de acero requerida en los miembros, el criterio de columna fuerte viga débil y corte en los nodos.

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

1. CASO 1: Diseño de miembros con acero S-60, 1 nivel, Zona Sísmica 5.
2. CASO 2: Diseño de miembros con acero S-40, 1 nivel, Zona Sísmica 5.
3. CASO 3: Diseño de miembros con acero S-60, 2 niveles, Zona Sísmica 5.
4. CASO 4: Diseño de miembros con acero S-40, 2 niveles, Zona Sísmica 5.
5. CASO 5: Diseño de miembros con acero S-60, 3 niveles, Zona Sísmica 5.
6. CASO 6: Diseño de miembros con acero S-40, 3 niveles, Zona Sísmica 5.

Cuadro 1. Tipos de casos de análisis.

Casos	Acero de Refuerzo	Numero de Niveles	Zona Sísmica
1	S-60	1	5
2	S-40	1	5
3	S-60	2	5
4	S-40	2	5
5	S-60	3	5
6	S-40	3	5

Estructura Tipo I

Nivel de Diseño 3 (ND3)

Nota: Elaboración Propia.

Limitaciones de la investigación

Esta investigación se ve limitada el análisis y el diseño de un grupo de edificaciones considerando el uso de acero de refuerzo grado 40 y grado 60, para la construcción de edificaciones sismorresistentes.

Se limitará al estudio de seis (6) modelos definidos por una edificación de concreto reforzado tipificable, hasta tres niveles con una altura no mayor a 12 metros, ubicada en zona sísmica 5.

De igual manera, se limita la investigación al análisis según un espectro inelástico especificado por la Norma venezolana Covenin 1756-2001 Edificaciones Sismorresistentes.

No se incluye el cálculo de la infraestructura de los casos de análisis, debido a la variación que existe en los estudios geotécnicos correspondientes a la zona sísmica a evaluar, por lo que se limita exclusivamente al análisis y diseño de la superestructura. Los estudios de suelo se limitarán al uso de suelos blandos/sueltos, con una forma modal S2 y un factor de corrección 0,9.

La falta de normativas nacionales que detallen el uso estructural del acero S-40, conllevará a la utilización de códigos internacionales para el manejo de las bases teóricas existentes de este material y su uso estructural.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Antecedentes

Rivas, J & Urdaneta, G (2014) *Incidencia de cargas sísmicas en las áreas de acero de refuerzo de edificaciones de concreto armado*, centraron su estudio en analizar la incidencia que tienen las cargas sísmicas en las áreas de acero de refuerzo utilizadas comúnmente en las edificaciones de concreto reforzado. Para ello se diseñaron pórticos de doce (12), quince (15) y dieciocho (18) pisos con acero de refuerzo de distinta resistencia ($f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ y 4200 kgf/cm^2), los cuales fueron sometidos a cargas sísmicas leves (Zona sísmica 2) y elevadas (Zona sísmica 5). Para el diseño y cálculo estructural se utilizó el software ETABS v2013; en los pórticos armados tanto con acero 2800 kgf/cm^2 como con acero 4200 kgf/cm^2 , se observó que los desplazamientos están dentro del rango admisible de la norma Covenin 1756-2001, sin embargo al analizar los resultados obtenidos se comprueba que la resistencia del acero influye considerablemente en los requerimientos de acero de la estructura y en las dimensiones de los elementos principales, tales como vigas y columnas, siendo el acero $f_y 4200 \text{ kgf/cm}^2$ el más recomendable para ser utilizado a la hora de realizar construcciones sismorresistentes, ya que las cuantías de acero entre estos se vieron diferenciadas por más de un 70% menos con respecto a las secciones con acero $f_y 2800 \text{ kgf/cm}^2$. Posterior al chequeo de las derivas en todas las estructuras, se evidenció que las edificaciones con acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ presentan mejor comportamiento que las edificaciones con acero de refuerzo $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$, sin embargo, el factor más influyente en el control de derivas, fueron las dimensiones de las secciones de las columnas, dado que a mayor sección era menor el

desplazamiento, y de esta manera los valores de deriva disminuían considerablemente en las distintas estructuras.

Quijia & Vaca (2016), *Análisis del refuerzo longitudinal y transversal en vigas y columnas de hormigón armado utilizando acero de refuerzo con dos fluencias, mediante ensayos de carga*, establecieron una comparación entre la capacidad a flexión en vigas y a carga axial en columnas de los elementos prefabricados con acero de refuerzo de fluencia de 5000 kgf/cm² electro-soldado y los elementos contruidos de forma tradicional con acero de refuerzo de 4200 kgf/cm². Los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas para los aceros muestran claramente que el acero con f_y de 5000 kgf/cm² carece del rango de fluencia y la deformación al llegar a la carga máxima de 0.058 es menor en comparación al acero con f_y de 4200 kgf/cm² que se emplea comúnmente con una deformación de 0.1162. Por lo tanto, el acero empleado en los elementos prefabricados presenta mayor capacidad pero baja ductilidad, de tal manera que la falla de estos elementos corresponde a una falla tipo frágil. Los elementos prefabricados poseen un factor de confinamiento bajo lo que genera que estos elementos no sean capaces de soportar la fuerza de corte a la que estén sometidos y por ende se va a generar una falla grave en el elemento. Se recomienda que los elementos prefabricados disponibles en el mercado si van a estar expuestos a fuerza sísmicas sean usados en sistemas de mampostería confinada, previo a un análisis experimental o teórico de dicho sistema.

Bases Legales

Resulta necesario consultar códigos normativos internacionales para fundamentar teóricamente los conceptos que se desarrollarán en el transcurso de la investigación.

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

Normativa Nacional

- Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006. Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural.
- Norma Venezolana Covenin-MINDUR 1756:2001. Edificaciones sismorresistentes. Articulado.
- Norma Venezolana Covenin 1756-2001. Edificaciones sismorresistentes. Comentarios.
- Norma Venezolana Covenin-MINDUR 2004:1998. Terminología de las normas Covenin-MINDUR de edificaciones.
- Covenin-MINDUR 2002:88. Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones.

Normativa Internacional

- ACI 318SUS-14 (2014), Requisitos de reglamento para Concreto Estructural, es la Norma de Estados Unidos que identifica y determina las acciones para el diseño y construcción de edificaciones de concreto armado. Es el equivalente a la Covenin 1753.
- ASCE/SEI 7-10 (2010), Minimum design Loads for Buildings and other Structure. Es la Norma de Estado Unidos que identifica y determina las acciones para el diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes y bajo otro tipo de acciones. Es el equivalente a la Covenin 1756.

Bases Teóricas

Aceros

El acero es una aleación de hierro con carbono en una proporción que oscila entre 0,008 y 2%. Se le pueden añadir otras diferentes ferroaleaciones para mejorar su dureza, flexibilidad y otras propiedades. (Porrero, Ramos, Grases & Velazco, 2004).

Las propiedades físicas de los aceros y su comportamiento a distintas temperaturas dependen sobre todo de la cantidad de carbono y de su distribución. Antes del tratamiento térmico, la mayoría de los aceros son una mezcla de tres sustancias, ferrita, perlita, cementita.

La ferrita, blanda y dúctil, es hierro con pequeñas cantidades de carbono y otros elementos en disolución, la cementita es un compuesto de hierro con el 6.67% de carbono aproximadamente siendo de gran dureza y muy quebradiza, y la perlita es una mezcla de ferrita y cementita, con una composición específica y una estructura característica; sus propiedades físicas son intermedias entre las de sus dos componentes. (Ottazzi, 2004).

Clasificación y designación

Según la norma venezolana Covenin 316:2000 barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural, el acero para la elaboración de las barras y rollos con resaltes se clasifica de acuerdo con su proceso de fabricación y sus características de soldabilidad, denotándose de la siguiente manera:

- a) Una letra mayúscula indicativa del proceso de fabricación y de las características de soldabilidad del acero, según:

S = Aceros al carbono con o sin microaleantes no soldables a temperatura ambiente, se incluyen en esta categoría los aceros al carbono termotratados.

W = Aceros al carbono con o sin microaleantes soldables a temperatura ambiente.

- b) Un guion separador, y un número que representa el límite elástico nominal del acero, expresado en (ksi).

La descripción de esta clasificación se presenta en el cuadro 2.

Cuadro 2. Clasificación del acero para la elaboración de las barras y rollos con resaltes

	Límite elástico nominal (f_y), kgf/mm ² (ksi)	28 (40)	42 (60)	50 (70)
S	Acero al carbono con o sin microaleantes no soldable a temperatura ambiente.	S-40	S-60	S-70
W	Acero al carbono con o sin microaleantes soldable a temperatura ambiente.	W-40	W-60	W-70

Nota: Datos tomados de Covenin 316:2000, Tabla 1.

Las barras y rollos a los que se refiere esta norma se designan de acuerdo con su diámetro nominal, tanto en pulgadas como en milímetros. Para la designación en pulgadas se usa el diámetro nominal expresado en octavos de pulgadas, tal como se describe en el cuadro 3.

En el caso de la designación en milímetros, se usa el diámetro nominal de la barra en milímetros seguido de la letra M como indicativo de la designación milimétrica; estos números se presentan en el cuadro 4.

Cuadro 3. Números en octavos de pulgada para designar las barras, peso nominal, diámetro nominal, área nominal de la sección transversal y requisitos de los resaltes y las nervaduras.

Número de designación	Peso lineal nominal	Diámetro nominal	Área nominal de la sección transversal	Requisitos de los resaltes y de las nervaduras (Véase Figura 1)			
				Promedio máximo del espaciamiento (c)	Promedio mínimo de la altura (a)	Máxima separación (e) (Nervadura de 12,5% del perímetro nominal)	Máxima separación (e) (Nervadura de 25% del perímetro nominal)
	Kgf/m	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm
3	0.559	9.530	71.330	6.700	0.380	3.741	7.481
4	0.994	12.700	126.670	8.900	0.510	4.985	9.970
5	1.554	15.880	198.060	11.100	0.710	6.233	12.466
6	2.237	19.050	285.020	13.300	0.970	7.477	14.954
7	3.044	22.220	387.770	15.500	1.120	8.721	17.443
8	3.977	25.400	506.700	17.800	1.270	9.970	19.939
9	5.059	28.650	644.650	20.100	1.420	11.246	22.491
10	6.403	32.260	817.370	22.600	1.630	12.661	25.323
11	7.906	35.810	1007.170	25.100	1.800	14.057	28.114
14	11.383	43.000	1452.200	30.100	2.160	16.878	34.893
18	20.237	57.330	2581.400	40.100	2.590	22.431	44.863

Nota: Otras designaciones pueden fabricarse por convenio previo entre comprador y productor.

Nota: Datos tomados de Covenin 316:2000, Tabla 2.

Cuadro 4. Número en milímetros para designar las barras, peso nominal, diámetro nominal, área nominal de la sección transversal y requisitos de los resaltes y las nervaduras.

Número de designación	Peso lineal nominal	Diámetro nominal	Área nominal de la sección transversal	Requisitos de los resaltes y de las nervaduras (Véase Figura 1)			
				Promedio máximo del espaciamiento ©	Promedio mínimo de la altura (a)	Máxima separación (e) (Nervadura de 12,5% del perímetro nominal)	Máxima separación (e) (Nervadura de 25% del perímetro nominal)
	Kgf/m	mm	mm ²	mm	mm	mm	mm
6M	0,222	6,000	28,300	4,200	0,270	2,350	4,700
8M	0,394	8,000	50,300	5,600	0,360	3,140	6,280
10M	0,617	10,000	78,530	7,000	0,400	3,920	7,840
12M	0,888	12,000	113,000	8,400	0,480	4,710	9,420
14M	1,208	14,000	153,940	9,800	0,610	5,490	10,990
16M	1,577	16,000	201,060	11,200	0,640	6,280	12,560
20M	2,465	20,000	314,000	14,000	1,000	7,850	15,700
25M	3,851	25,000	491,000	17,500	1,250	9,810	19,620
32M	6,309	32,000	804,000	22,700	1,600	12,560	25,120
36M	7,981	36,000	1018,000	25,640	1,800	14,130	28,260
40M	9,850	40,000	1257,000	27,770	2,000	15,700	31,400

Nota: Otras designaciones pueden fabricarse por convenio previo entre comprador y productor.

Nota: Datos tomados de Covenin 316:2000, Tabla 3.

Requisitos

Composición química

La norma Covenin 316:2000, especifica que el acero al carbono para la elaboración de las barras, provenientes de laminación en caliente con o sin termotratado (acero tipo S), debe cumplir con los límites de composición química tanto para análisis de colada como para análisis de comprobación mostrados en el cuadro 5.

Cuadro 5. Límites de composición química en aceros tipo S.

Elemento	Análisis de colada (% máx.)	Análisis de comprobación (% máx.)
Azufre (S)	0,050	0,058
Fósforo (P)	0,040	0,048

Nota: Datos tomados de Covenin 316:2000, Tabla 4.

Propiedades mecánicas

La mayoría de las propiedades de los aceros necesarias para llevar a cabo diseños estructurales, pueden obtenerse directamente de sus curvas de tensión deformación. El límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación, son propiedades que definen cada uno de los diferentes tipos de acero existentes en el mercado, tal como se evidencia en la figura 1. (Nilson, 2001).

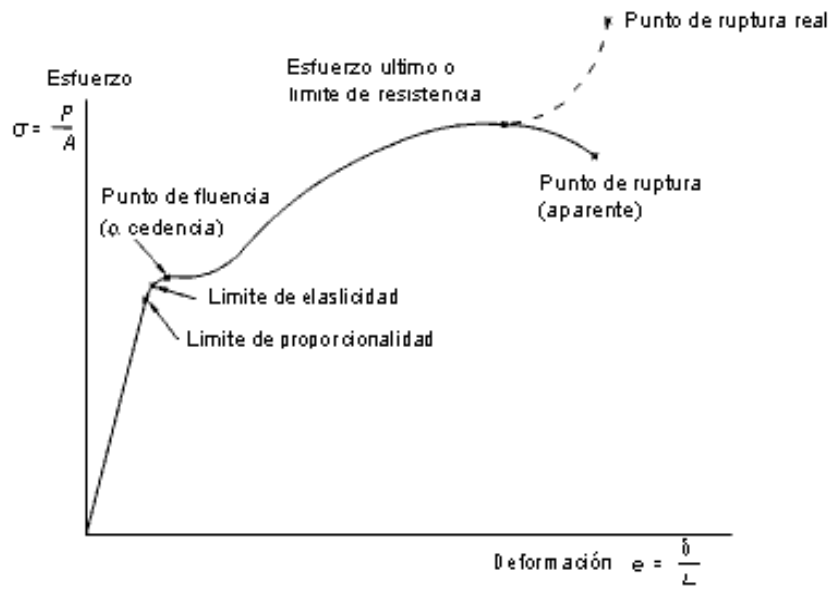


Figura 1. Diagrama Tensión Deformación para Aceros de Dureza Natural Laminados en Caliente
Fuente: Rodríguez (2015)

Nilson (2001) especifica que “los aceros con bajo contenido de carbón tipificados por la curva grado 40, muestran una porción elástica seguida de una plataforma de fluencia, es decir, una porción horizontal de la curva donde la deformación unitaria aumenta continuamente bajo esfuerzo constante”. (p.55).

Para aceros de resistencias mayores de 4200 Kgf/cm², Nilson (2001) especifica que “tienen una plataforma de fluencia de mucha menor longitud o inicial el endurecimiento por deformación inmediatamente sin que se presente una fluencia continuada a esfuerzo constante”. (p.55). (Ver figura 2).

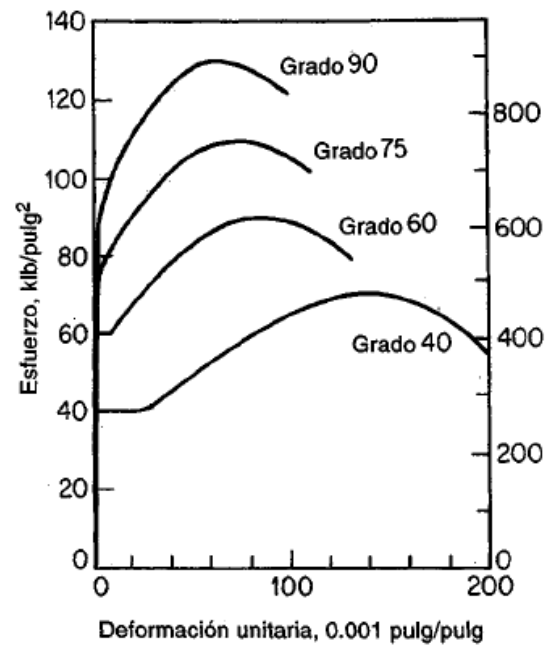


Figura 2. Curvas típicas tensión-deformación unitarias
Fuente: Nilson (2001)

En el caso de los aceros con tensiones de fluencia mayor a 4200 Kg/cm^2 , como no se presenta una fluencia continuada a tensiones constantes. Nilson (2001) indica que “el cogido ACI especifica que la tensión de fluencia f_y debe determinarse como el esfuerzo que corresponde a una deformación de 0.0035 cm/cm ”, (p.55). (Ver figura 3).

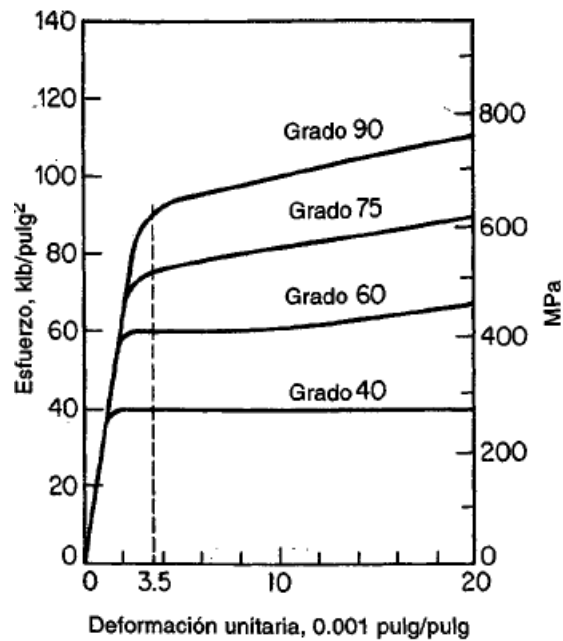


Figura 3. Diagrama tensión deformación aceros de resistencia mayor a 4200 kgf/cm²
Fuente: Nilson (2001)

Probablemente, la resistencia en el punto de fluencia, es decir, la tensión elástica máxima que puede soportar la barra, es la propiedad mecánica más importante para el diseñador. Covenin 316:2000 especifica que “la resistencia a la tensión se controla por un límite sobre la resistencia en el punto de fluencia y esta no puede ser menor que 1.25 veces la resistencia real en el punto de fluencia”. p.6.

Aunado a lo expuesto, la tabla 6 de la norma Covenin 316:2000 establece los límites elásticos convencionales y de resistencia a la tracción.

Cuadro 6. Límite elástico convencional y resistencia a la tracción.

Nominal	S – 40	S – 60	S – 70	W – 40	W – 60	W – 70
Límite Elástico (fy), kgf/mm ² (Mpa.)	28 min (275) min.	42 a 55 (415 a 540)	50 a 65 (490 a 637)	28 a 35 (275 a 353)	42 a 55 (415 a 540)	50 a 65 (490 a 637)
Resistencia a la tracción (fsu) kgf/mm ² (Mpa.)	Mayor a 1,25 fy . 63 mín			Mayor a 1,25 fy 63 mín.		

Nota: Datos tomados de Covenin 316:2000, Tabla 6.

Si bien la tendencia actual, en la construcción con concreto reforzado, es hacia el uso de barras de refuerzo con grado de resistencia más elevado, dado que el uso de estas conduce a una reducción significativa del tonelaje de acero y del tamaño de los miembros estructurales de concreto, lo que da por resultado economía en la mano de obra y en otros materiales, se tiene un límite sobre cuán resistente debe ser el acero de refuerzo utilizado en una construcción estándar de concreto reforzado.

Todas las resistencias del acero tienen aproximadamente la misma elongación para la misma tensión aplicada, es decir, presentan el mismo módulo de elasticidad $E_s = 2.1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

Si un acero tiene una resistencia en el punto de fluencia que es el doble de la de otro, puede aplicarse el doble de deformación, esta se llama deformación elástica. La norma Covenin 316:2000 establece el porcentaje de alargamiento mínimo en función del tipo de acero (Ver cuadro 7), en el cual el límite elástico real no debe exceder al límite elástico nominal en más de un 30%.

Cuadro 7. Alargamiento.

Número de designación	% Alargamiento mínimo (longitud entre marcas igual a 200 mm, incluye zona de restricción)					
	S – 40	S – 60	S – 70	W – 40	W – 60	W – 70
3, 4, 5 y 6	16	12	10	16	14	14
7, 8, 9, 10 y 11	16	12	10	16	12	12
14 y 18	16	12	10	16	12	12
6M, 8M y 10M	16	12	10	16	14	14
12M, 14M y 16M	16	12	10	16	14	14
20M, 25M y 32M	16	12	10	16	12	12
36M y 40M	16	12	10	16	12	12

Nota: Datos tomados de Covenin 316:2000, Tabla 7.

Producción Nacional de acero de refuerzo

SIDOR

La Siderúrgica del Orinoco Alfredo Maneiro (SIDOR), es un complejo siderúrgico integrado que utiliza tecnologías de reducción directa y hornos eléctricos de arco.

Los procesos de esta siderúrgica se iniciaron con la fabricación de pellas y culminaron con la entrega de productos finales largos (barras y alambrón) y planos (láminas en caliente, láminas en frío y recubiertos). (SIDOR, 2014).

Este complejo está ubicado en la zona industrial de Matanzas, Estado Bolívar, región suroriental de Venezuela, sobre la margen derecha del río Orinoco, a 282 km de su desembocadura en el océano Atlántico.

- Fabricación del acero

La fabricación de acero en SIDOR se cumple mediante procesos de reducción directa y hornos eléctricos de arco, complementados con metalurgia secundaria en los hornos de cuchara que garantizan la calidad interna del producto.

El acero líquido resultante, con alta calidad y bajos contenidos de impurezas y residuales, tiene una mayor participación de Hierro de Reducción Directa (HRD) y una menor proporción de chatarra (20% máximo). Su refinación se realiza en las estaciones de metalurgia secundaria, donde se le incorporan las ferroaleaciones. Posteriormente, pasa a las máquinas de colada continua para su solidificación, obteniéndose semielaborados, planchones o palanquillas que se destinan a la fabricación de productos planos y productos largos, respectivamente. (SIDOR, 2014).

- Fabricación de productos planos

Los planchones son cargados en hornos de recalentamiento y llevados a temperaturas de laminación. Este tratamiento permite, por medio de la oxidación que se genera, remover pequeños defectos superficiales y ablandar el acero para ser transformado mecánicamente en el tren de laminación en caliente, en bandas, con ancho y espesor definidos. Las bandas pueden ser suministradas como tales o como bobinas o láminas, sin decapar o decapadas, en función de los requerimientos del cliente en el uso y forma.

Las bandas también pueden ser sometidas a deformación a temperatura ambiente (Laminación en Frío) para reducir el espesor y obtener bobinas laminadas en frío (LAF). Estas últimas pueden ser entregadas al mercado como crudas (Full Hard), o continuar su procesamiento en los hornos de

recocido y en los trenes de laminación de temple, con el objetivo de modificar sus características metalúrgicas, mecánicas y muy ligeramente, las geométricas. De esta manera, se obtienen bobinas recocidas y/o procesadas en el laminador de temple, que podrán ser proporcionadas en bobinas, cortadas a longitudes específicas (láminas), o continuar procesos posteriores con recubrimiento electroquímico de cromo o estaño. (SIDOR, 2014).

- Fabricación de productos largos

Las palanquillas son cargadas en hornos de recalentamiento y llevadas a temperatura de laminación. Este tratamiento permite, por medio de la oxidación generada, remover pequeños defectos superficiales y ablandar el acero para ser transformado mecánicamente en los laminadores de alambρόn y de barras, para obtener el alambρόn y las barras con resaltes (Cabillas), respectivamente.

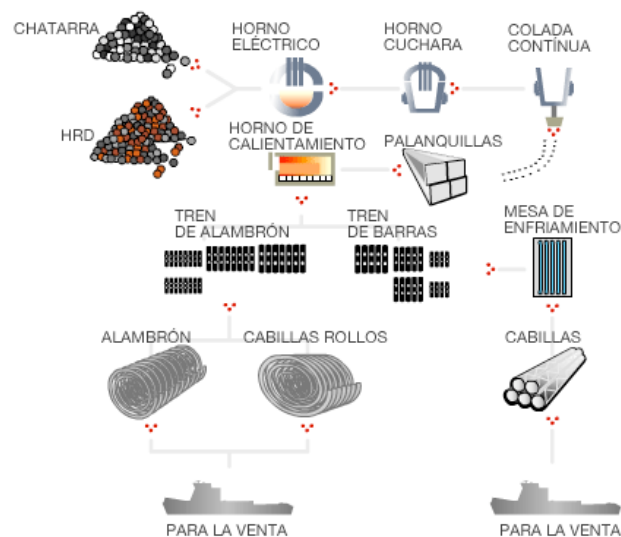


Figura 4. Sistema de producción de largos

Fuente: (SIDOR, 2014) Recuperado de: <http://www.sidor.com.ve/>

- Barras/ Cabillas

Son productos de acero laminado en caliente con núcleo circular cuya superficie presenta salientes regularmente espaciados con el fin de aumentar la adherencia con el concreto; este producto se utiliza como refuerzo estructural en concreto reforzado y mampostería estructural, cuyo rango dimensional se detalla en el cuadro 8.

Cuadro 8. *Rango dimensional barras.*

Rango dimensional (mm)	Min	Max
Diametro	9.53	35.81
Longitud	6000	12000

Fuente: (SIDOR, 2014) Recuperado de: <http://www.sidor.com.ve/>



Figura 5. Barras/Cabillas S-40 provenientes de SIDOR.

Nota: Elaboración Propia

Criterios de análisis estructural

Estados límites

En 1964 el comité europeo del concreto dio sus recomendaciones para un código internacional de práctica para el concreto reforzado. Este documento presentó el concepto de diseño por estado límite, proponiendo que la estructura se diseñe con referencia a varios estados límites. (Park & Paulay, 1978).

En tal sentido la norma Covenin 2002-88, define como estado límite “la situación más allá de la cual una estructura, miembro o componente estructural queda inútil para su uso previsto, sea por su falla resistente, deformaciones y vibraciones excesivas, inestabilidad, deterioro, colapso o cualquier otra causa” p.12.

Según la norma Covenin 2002-88, se establecen los siguientes estados límites:

- Estado límite de agotamiento resistente: Se presenta cuando se agota la resistencia de la estructura o alguno de sus miembros.
- Estado límite de servicio: Se alcanza cuando las deformaciones, vibraciones, agrietamiento, o deterioros afectan el funcionamiento previsto de la estructura pero no su capacidad resistente.
- Estado límite de tenacidad: Dicho estado se presenta cuando la disipación de energía es incapaz de mantener un comportamiento histerético estable.
- Estado límite de estabilidad: Se alcanza este estado cuando el comportamiento de la estructura o una parte importante de ella se

afecta significativamente ante nuevos incrementos de las acciones y que podrían conducirla al colapso o desplome.

Cumplir con estos estados limites en términos simplificados, implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y proporcionales características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración, que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas.

El tipo de edificaciones que se evaluaron en la presente investigación, buscaron satisfacer primordialmente el Estado límite de agotamiento resistente y el Estado límite de servicio.

Clasificación de las acciones

Las acciones se clasifican en función de la distribución de las acciones con relación al tiempo, tal como lo detalla a continuación la norma Covenin 2022:88:

- Acciones permanentes: actúan continuamente sobre la edificación y su magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, ejemplo: cargas por peso propio de los miembros estructurales, paredes, frisos, revestimientos, sobrepisos, entre otros; empuje estático de líquidos y tierras de carácter permanente; deformaciones y desplazamientos impuestos por el efecto de pretensión; acciones reológicas, etc. Para la determinación de las cargas permanentes se usarán los pesos de los materiales y elementos constructivos a emplear en la edificación.

- Acciones variables: actúan sobre la edificación con una magnitud variable en el tiempo y se deben a su ocupación y uso habitual, ejemplo: personas, objetos, vehículos, ascensores, maquinarias, grúas móviles, sus efectos de impacto, así como las acciones variables de temperatura y reológicas y los empujes de líquidos y tierras que tengan un carácter variable. Pueden ser verticales y horizontales.
- Acciones accidentales: durante la vida útil de la edificación tienen poca probabilidad de ocurrencia, solo durante lapsos breves de tiempo: sismo, viento, etc.
- Acciones extraordinarias: pueden presentarse en casos excepcionales como las debidas a explosiones, incendios, etc.

Solicitaciones para el Estado Limite de Agotamiento Resistente

Para el diseño de las estructuras a evaluar en la presente investigación, se utilizaron las combinaciones indicadas en la Norma Fondonorma 1753-2006 en su artículo 9.3 para el Estado Límite de agotamiento Resistente.

- | | |
|--|--------------|
| • $U1 = 1,4 \text{ CP.}$ | <i>Ec. 1</i> |
| • $U2 = 1,2 \text{ CP} + 1,6 + \text{CV} + 0,5 \text{ CVt.}$ | <i>Ec. 2</i> |
| • $U3 = 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CVt} + 0,5 \text{ CV.}$ | <i>Ec. 3</i> |
| • $U4 = 1,2 \text{ CP} + 0,5 \text{ CV} + (\text{SH} + 0,2 \alpha \phi \beta \text{Ao}) \text{ CP.}$ | <i>Ec. 4</i> |
| • $U5 = 1,2 \text{ CP} + 0,5 \text{ CV} + (\text{SH} - 0,2 \alpha \phi \beta \text{Ao}) \text{ CP.}$ | <i>Ec. 5</i> |
| • $U6 = 0,9 \text{ CP} + (\text{SH} + 0,2 \alpha \phi \beta \text{Ao}) \text{ CP.}$ | <i>Ec. 6</i> |
| • $U7 = 0,9 \text{ CP} + (\text{SH} - 0,2 \alpha \phi \beta \text{Ao}) \text{ CP.}$ | <i>Ec. 7</i> |

Dónde:

CP: Solicitaciones por carga permanente.

CV: Solicitaciones por carga variable.

CVt: Solicitaciones por carga variable en techo.

SH: Solicitaciones por las componentes sísmicas horizontales.

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

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

Análisis sísmico

La complejidad de analizar y diseñar edificaciones sometidas a sollicitaciones sísmicas, radica no solo en el exhaustivo análisis e interpretación de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino también en lo poco predecible que es el evento sísmico y las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos, asociado a la baja probabilidad de que se presenten estas intensidades en la vida útil de la edificación.

Esta consideración, permite razonar que no es económicamente viable diseñar las edificaciones, para que se mantengan dentro de su comportamiento lineal ante el sismo de diseño, delimitándose como objetivos

del diseño sísmico evitar el colapso pero aceptar el daño ante eventos severo y evitar daños de cualquier tipo ante eventos moderados.

A continuación se presentan los aspectos esenciales de los criterios de análisis sísmico de la normativa vigente venezolana Covenin 1756:2001.

Zonificación sísmica

La Norma venezolana Covenin 1756:2001 divide al país en ocho (8) macro zonas sísmicas y establece el coeficiente de aceleración horizontal A_0 para cada zona, de acuerdo al nivel de peligro sísmico.

Cuadro 9. Valores de A_0 .

ZONAS SISMICAS	PELIGRO SISMICO	A_0
7	Elevado	0,40
6		0,35
5		0,30
4	Intermedio	0,25
3		0,20
2	Bajo	0,15
1		0,10
0		-

Fuente: Covenin 1756:2001

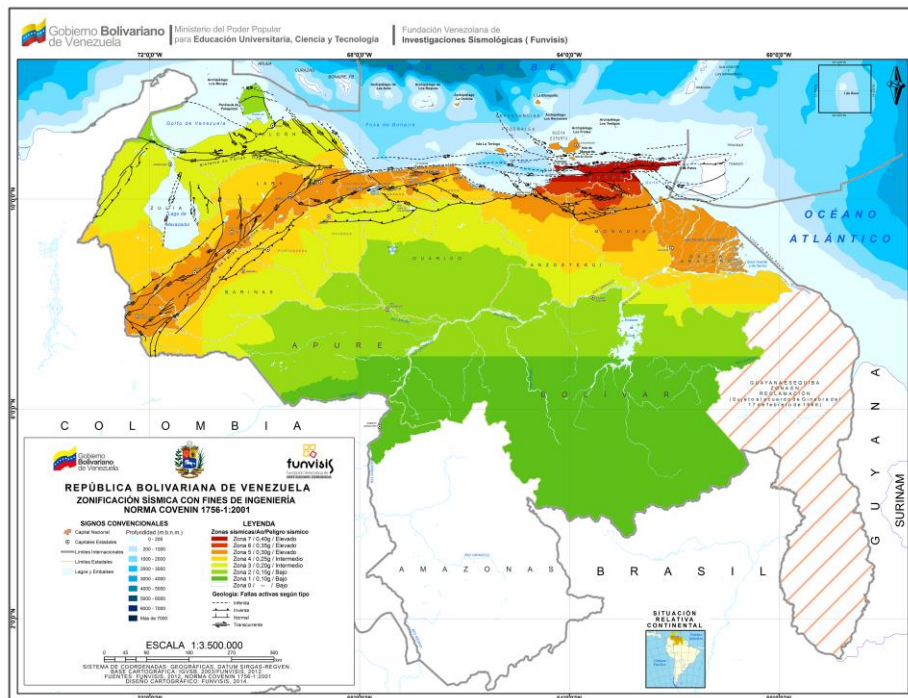


Figura 6. Mapa de Zonificación Sísmica de Venezuela.

Fuente: (FUNVISIS, 2012) Recuperado de:

http://www.funvisis.gob.ve/archivos/mapas/norma1756_2001.png

Clasificación de las edificaciones según su uso

Las edificaciones según su uso se clasifican en los siguientes grupos:

- Grupo A, edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas.
- Grupo B1, edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas (más de 3000 personas o área techada de más de 2000 m² y centros de salud no incluidos en el Grupo A.
- Grupo B2, edificaciones de uso público o privado de baja ocupación.
- Grupo C, construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros grupos.

Usos mixtos: Las edificaciones que contengan áreas que pertenezcan a más de un grupo, se clasificarán en el grupo más exigente.

De acuerdo a cada uno de estos grupos la norma Covenin 1756:2001 les asigna un factor de importancia (α) dependiente del grupo al cual pertenezca la edificación. (Ver cuadro 10).

Cuadro 10. Factor de importancia.

GRUPO	α
A	1,30
B1	1,15
B2	1,00

Fuente: Covenin 1756:2001

Clasificación de edificaciones según el nivel de diseño

Las edificaciones en Venezuela de acuerdo a la normativa existente, se clasifican en tres niveles de diseño (ver cuadro 11), según el grupo al que pertenezcan y la zona sísmica en donde estén ubicadas:

- Nivel de diseño 1: El diseño en zonas sísmicas no requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.
- Nivel de diseño 2: Requiere la aplicación de los requisitos adicionales para este nivel de diseño, establecidos en la norma Covenin Fondonorma 1753:2006.
- Nivel de diseño 3: Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en la norma Fondonorma 1753:2006.

Cuadro 11. Niveles de diseño ND.

GRUPO	ZONA SISMICA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	
B2	ND1* ND2	ND2*	ND3
	ND3	ND3	ND2**

(*) Valido para edificaciones de hasta 10 pisos o 30 m de altura
(**) Valido para edificaciones de hasta 2 pisos u 8 metros de altura
Fuente: Covenin 1756:2001

Clasificación de edificaciones según el tipo de estructura

- Tipo I. Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse hasta su fundación.
- Tipo II. Estructuras constituidas por combinaciones de los Tipo I y II, teniendo ambos el mismo nivel de diseño. Su acción conjunta debe ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán resistir por lo menos el 25% de esas fuerzas.
- Tipo III. Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto. Se distinguen como Tipo III a los sistemas conformados por muros de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles.
- Tipo IV: Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.

Factor de reducción de respuesta (R)

El factor de reducción de respuesta, toma en cuenta la capacidad de absorción y disipación de energía de la estructura, el cual permite las incursiones en el dominio inelástico bajo la acción sísmica sin que afecte por completo su capacidad resistente. Para estructuras de concreto reforzado este valor oscila entre 1.25 y 6 dependiendo del nivel de diseño y del tipo de estructura de la edificación. En el capítulo 6.4 de la norma Covenin 1756:2001 se encuentran especificado dicho factor de reducción de respuesta, tal como se evidencia en el cuadro 12.

Cuadro 12. Factor de reducción R

NIVEL DE DISEÑO	ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,0	5,0	4,5	5,0	2,0
ND2	4,0	3,5	3,0	3,5	1,5
ND1	2,0	1,75	1,5	2,0	1,25

Fuente: Covenin 1756:2001

Formas espectrales tipificadas de los terrenos de fundación

Las formas espectrales tipificadas son representativas de diferentes condiciones de suelo, y fueron seleccionadas con base en el análisis de espectros elásticos con 5% de amortiguamiento referido al crítico, obtenidos a partir de registros reales de movimiento del terreno y estudios analíticos sobre la respuesta de perfiles geotécnicos.

La norma Covenin 1756:2001 establece cuatro formas espectrales tipificadas y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración

horizontal, factor ϕ , los cuales dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación.

Cuadro 13. Forma espectral y factor de corrección ϕ

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500		S1	0,85	S1	1,00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0,85	S1	1,00
		30-50	S2	0,80	S2	0,90
		>50	S3	0,70	S2	0,90
Suelos duros o densos	250-400	< 15	S1	0,80	S1	1,00
		15-50	S2	0,80	S2	0,90
		>50	S3	0,75	S2	0,90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0,70	S2	0,95
		> 50	S3(a)	0,70	S3	0,75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤ 15	S3	0,70	S2	0,90
		>15	S3(a)	0,70	S3	0,80
Suelos blandos o sueltos(b) intercalados con suelos más rígidos		H_1	S2 (c)	0,65	S2	0,70

a) Si $A_0 < 0.15$ úsese S4

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

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

Fuente: Covenin 1756:2001

Espectro de respuesta elástico y espectro de diseño

La norma Covenin 1756:2001, define el espectro de respuesta elástico como la máxima respuesta expresada en términos de aceleraciones absolutas para sistemas con un único grado de libertad dinámico, y de un porcentaje de amortiguamiento crítico igual al 5%.

Dicho espectro toma en cuenta la aceleración esperada del terreno A_0 y las condiciones locales del suelo mediante las cuatro formas espectrales

anteriormente indicadas. Dichas formas espectrales modifican el espectro de respuesta elástico como se observa en la figura 7.

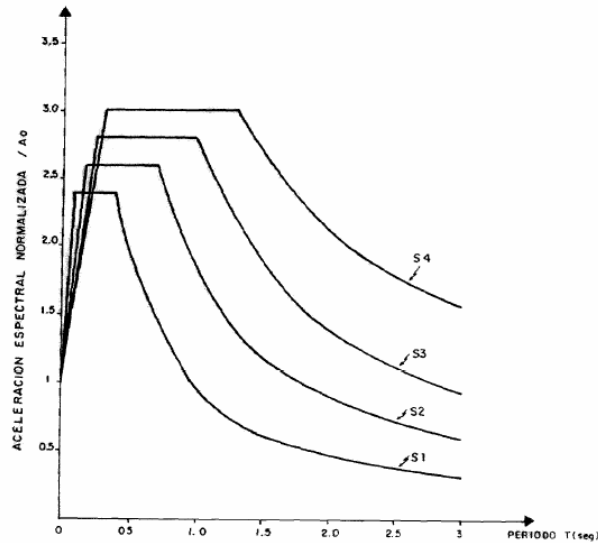


FIG. C-5.1 FORMAS ESPECTRALES ELÁSTICAS TIPIFICADAS

Figura 7. Formas espectrales elásticas tipificadas.

Fuente: Covenin 1756:2001

Del mismo modo, la norma 1756:2001 establece las ordenadas A_d del espectro de respuesta en función de su periodo T , tal como se evidencia en la figura 8.

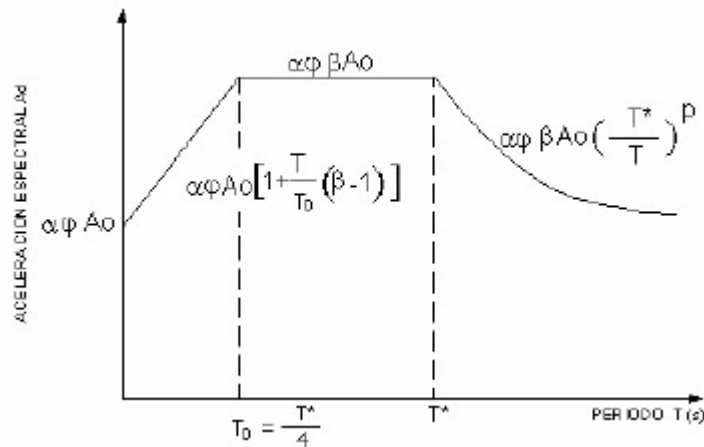


Figura 8. Espectro de Respuesta Elástico ($R=1$).

Fuente: Covenin 1756:2001

A continuación se muestran los parámetros establecidos en la norma venezolana Covenin 1756:2001 para el cálculo del espectro de diseño, tomando en cuenta el factor de reducción de respuesta para que los miembros estructurales incursionen en el rango inelástico ante las sollicitaciones sísmicas.

$$T < T^+ \quad A_d = \frac{\alpha \varphi A_o \left(1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1)\right)}{1 + \left(\frac{T}{T^+}\right)^c (R - 1)} A \quad Ec. 8$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \quad Ec. 9$$

$$T > T^* \quad A_d = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T}\right)^p \quad Ec. 10$$

Los valores T^* (máximo periodo donde los espectros normalizados tienen un valor constante), β (factor de magnificación promedio) y p (exponente que define la rama descendente del espectro), se obtienen del siguiente cuadro:

Cuadro 14. Valores de T^* , β y p

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	p
S1	0,4	2,4	1,0
S2	0,7	2,6	1,0
S3	1,0	2,8	1,0
S4	1,3	3,0	0,8

Fuente: Covenin 1756:2001

Cuadro 15. Valores de T^+

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	$0,1 (R - 1)$
$R \geq 5$	0,4

Fuente: Covenin 1756:2001

Método de análisis

La norma venezolana establece los siguientes tipos de análisis de las edificaciones:

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

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

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

En el cuadro 16, se indica el tipo de análisis que como mínimo debe ser empleado, para edificaciones regulares, según su clasificación en el Art 6.5 de la Covenin 1756:2001.

Cuadro 16. Método de análisis para edificios de estructura regular

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

Fuente: Covenin 1756:2001

Los modelos diseñados en este trabajo de investigación se ubicaron en una zona sísmica 5, con una aceleración horizontal (A_0) igual a 0,30. Dichas edificaciones correspondieron a estructuras regulares de concreto reforzado, clasificándose según su uso en el grupo B2 y según el nivel de diseño como nivel de diseño tres (ND3).

Las edificaciones se clasificaron como tipo I aporticadas utilizando un factor de reducción de respuesta igual a seis (6) y como forma espectral se establecerá una forma S2 con un factor de corrección ϕ de 0.80.

Una vez establecidos todos los criterios anteriormente indicados, los modelos se analizaron utilizando el método de análisis dinámico espacial de superposición modal.

Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel.

En el análisis de una estructura sometida a excitación sísmica, debe tenerse en cuenta todos los grados de libertad necesarios para representar los posibles modos de vibración o modos de deformación y las fuerzas de inercia que puedan generarse en tres dimensiones.

Considerando que resulta innecesario refinar un modelo elástico que representa de manera aproximada a una estructura que se espera incurra en el comportamiento no lineal para la intensidad del sismo de diseño, se recomienda usar únicamente tantos grados de libertad como sean necesarios para representar las deformaciones y fuerzas relevantes. Debido a esta razón, se considera en el análisis dinámico tridimensional la hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos, reduciéndose a un análisis de tres grados de libertad

dinámicos por nivel (dos desplazamientos laterales y un giro alrededor de un eje vertical).

La norma 1756:2001 indica en su artículo 9.6.2.1, que el análisis debe por lo menos incorporar el número de modos (N_3) que se indica a continuación:

- $N_3 = 3N_1$, donde N_1 está dado por las fórmulas (9.17) y (9.18) de la sección 9.4.4 de la mencionada norma.
- N_3 = Número de modos que garantice que la sumatoria de las masas participativas de los primeros N modos exceda el noventa por ciento (90%) de la masa total del edificio, para cada una de las direcciones de análisis.

Los números de modo deben redondearse al entero inmediato superior, para estructuras de menos de tres pisos el número de modos a incorporar es igual al número de pisos multiplicados por 3.

Las edificaciones se analizaron para la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales, en las cuales el máximo valor de respuesta dinámica para la acción de una componente sísmica, se obtiene combinando los valores modales según el criterio de la combinación cuadrática completa (CQC) y con una combinación direccional mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS por sus siglas en ingles).

Controles y verificaciones del diseño sismorresistente

Cortante basal

En el Método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel, se deberá chequear lo siguiente: cuando el cortante basal V_0 deducido en cada dirección de la combinación modal sea menor que el calculado a continuación V_0^* , los valores de diseño deberán multiplicarse por la relación V_0^*/V_0 ,

$$V_0^* = \mu A_d W \quad \text{Ec. 11}$$

Dónde:

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

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

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad \mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad \text{Ec. 12}$$

Dónde:

N = Número de niveles.

T = Período fundamental.

T^* = Período dado en la Tabla 7.1.

El periodo estimado T_a varía en función del tipo de edificación, así se tiene:

- Para edificaciones Tipo I: $T_a = C_t h_n^{0.75} \quad \text{Ec. 13}$

- Para edificaciones Tipo II, III y IV: $T_a = 0,05 h_n^{0.75} \quad \text{Ec. 14}$

Dónde:

$C_t = 0,07$ para edificios de concreto armado o mixtos de acero-concreto

$C_t = 0,08$ para edificios de acero.

h_n = Altura de la edificación medida desde el ultimo nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

Además de esto, los valores de la aceleración de diseño pueden ser reducidos por el factor de reducción de respuesta “R”, por lo cual es necesario establecer un coeficiente sísmico mínimo que dependa del factor de importancia “ α ”, de la aceleración máxima horizontal “ A_o ” y del factor de reducción de respuesta “R” del sistema estructural resistente a sismo.

Este coeficiente sísmico será definido como V_o/W , el cual no será menor que $\alpha \cdot A_o/R$, siendo W el peso total de la edificación por encima del nivel base. Para la determinación del peso total W, a las acciones permanentes deberán sumarse los porcentajes de las acciones variables establecidas en la norma Covenin 1756:2001.

Para las edificaciones evaluadas, los porcentajes que se sumaron a las acciones permanentes fueron del veinticinco por ciento (25%) las acciones variables de servicio, y cero por ciento (0%) para las acciones variables del techo de servicio.

Efectos P- Δ

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

$$\theta_i = \frac{\delta_{ei} \sum_{j=i}^N W_j}{V_i(h_i - h_{i-1})} \quad Ec. 15$$

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

W_j = peso del nivel j de la edificación.

V_i = cortante de diseño en el nivel i .

H_i = altura del nivel i .

La estructura deberá ser redimensionada cuando en algún nivel, el valor θ_i exceda el $\theta_{\max} = 0,625/R \leq 0,25$.

Control de los desplazamientos, deriva δ

Se denomina deriva (δ) a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos:

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad \text{Ec. 16}$$

El desplazamiento lateral total Δ_i del nivel i será:

$$\Delta_i = 0,8 R \Delta_{ei} \quad \text{Ec. 17}$$

Dónde:

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

Se verificará en cada línea resistente o en los puntos más alejados del centro de rigidez, el siguiente cociente, que no excederá en ningún nivel los valores del Cuadro 17.

$$\frac{\delta_i}{h_i - h_{i-1}} \quad \text{Ec. 18}$$

Dónde:

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

Cuadro 17. Valores límites de deriva.

TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,015	0,018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,024

Fuente: Covenin 1756:2001

Criterios del diseño sismorresistente

En el capítulo 18, de la norma venezolana Fondonorma 1753:2006 se establecen los requisitos adicionales para el diseño y la construcción de estructuras de concreto reforzado, solicitadas por acciones sísmicas, cuyas solicitaciones de diseño debidas a las acciones sísmicas han sido determinadas de acuerdo con la Norma venezolana Covenin 1756:2001, los cuales se aplicarán conjuntamente con el resto de esta norma y en donde sea pertinente, privarán sobre ellas.

Estos criterios adicionales se aplicarán para los niveles de diseño ND2 y ND3, para el nivel ND1 solo cumplirán para los casos especificados en los Art. 1.4, 7.8 y 11.10 de la norma Fondonorma 1753:2006.

De igual forma en el capítulo 18, se establecen las consideraciones de diseño para los siguientes elementos estructurales, que serán diseñados en esta investigación:

- Vigas: Se detallarán los requisitos del diseño por flexión, el diseño del refuerzo longitudinal, el diseño del refuerzo transversal utilizando los momentos resistentes máximos probables y el diseño por corte.
- Columnas: Se especificarán los requisitos del diseño por fuerza axial, la resistencia mínima a la flexión tomando en cuenta el criterio columna fuerte-viga débil, el diseño de acero de refuerzo longitudinal, el diseño del refuerzo transversal y el diseño por corte.
- Nodos: Se detallarán los requisitos de diseño por corte, el diseño de acero de refuerzo transversal por confinamiento y longitudes de anclaje del acero de refuerzo longitudinal de la viga.

Software de análisis estructural

Existe una gran variedad de programas, que bajo la hipótesis de comportamiento inelástico, facilitan el análisis dinámico de modelos tridimensionales con cualquier distribución de masas y rigideces.

Para llevar a cabo la modelación de cada una de las edificaciones a evaluadas en la presente investigación, se utilizó como software del cálculo el programa de análisis estructural ETABS v.16.0.3

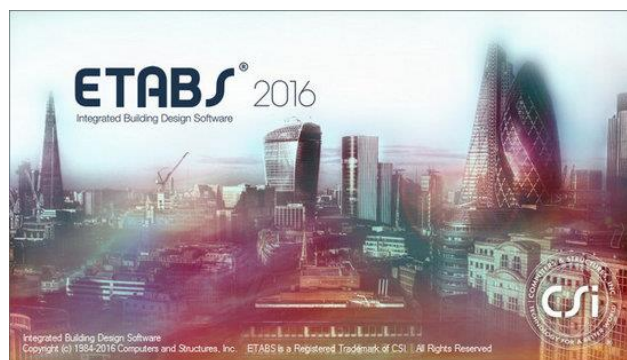


Figura 9. Software ETABS

Fuente: <http://www.csiespana.com/software/5/etabs>

Computers & Structures, Inc CSI (2015) detalla que el programa de análisis estructural ETABS es un paquete de software integrado para el análisis estructural y el diseño de edificios. Dicho programa ofrece herramientas de modelado y visualización basadas en objetos 3D, potencia analítica lineal y no lineal brillante, capacidades de diseño sofisticadas e integrales para una amplia gama de materiales, visualizaciones gráficas, y dibujos esquemáticos que permiten a los usuarios descifrar rápida y fácilmente los resultados de análisis y diseño.

Se incluye el diseño de pórticos de acero y concreto, vigas compuestas, columnas compuestas, vigas de acero y muros de concreto, así como la comprobación de capacidad para conexiones de acero y placas base.

GLOSARIO

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

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

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

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

Cargas: Fuerzas y otras acciones que resultan de: peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus enseres, efectos ambientales, movimientos diferenciales, y cambios volumétricos restringidos.

Diafragma: Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano.

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

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

Espectro de Diseño: se obtiene a partir de la reducción del espectro de diseño elástico por medio de uso de factores de modificación o factores de reducción de respuesta (R) asociados a la capacidad de disipación de energía de la estructura (ductilidad). Estos espectros surgen por la necesidad de expresar la capacidad de los sistemas estructurales para responder en el rango inelástico, sobre todo en la acción de los sismos. Permiten disminuir los niveles de aceleración respecto al espectro elástico, por lo tanto, se traduce en una disminución de las solicitaciones sísmicas.

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

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

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

Fatiga: Cuando un elemento estructural se somete a cargas cíclicas, este puede fallar debido a las grietas que se forman y propagan, en especial cuando se presentan inversiones de tensiones, esto es conocido como falla

por fatiga, que puede ocurrir con tensiones menores a la carga de deformación remanente.

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

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

Resistencia a la tracción por flexión: Valor aparente de la tensión máxima de tracción de una viga de concreto, debido a una carga que produce su rotura en flexión, suponiendo condiciones de homogeneidad y elasticidad del material.

Resistencia de agotamiento del acero: Tensión máxima a la tracción que el material es capaz de resistir.

Tensión cedente: Es la primera tensión aplicada a un material, para la cual ocurre un incremento en las deformaciones sin un aumento de las tensiones. También se denomina cedencia y se expresa en kgf/cm^2 .

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

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

Consideraciones Generales

La metodología de la investigación tiene como principal objetivo llevar a cabo el desarrollo de estudios e investigaciones científicas, en forma lógica y ordenada. Sabino (2002) comenta que la metodología puede definirse como “el estudio sistemático, controlado, reflexivo y crítico de proposiciones hipotéticas sobre las supuestas relaciones que existen entre fenómenos naturales” (p. 7).

El marco metodológico de la presente investigación estableció el tipo y diseño de la investigación, las fases y etapas que describen el procedimiento a seguir y las técnicas e instrumentos de recolección de datos utilizados para alcanzar los objetivos planteados.

La presente investigación estuvo orientada a realizar una evaluación del diseño sismorresistente de edificaciones tipificables de baja altura en concreto reforzado con acero S-40.

Tipo de la Investigación

Según Valarino, Yaber y Cemborain (2010), citando a Fernández y Ballesteros (1996) la investigación es de tipo evaluativa, ya que tiene como propósito “determinar sistemáticamente la calidad o valor de programas, proyectos, planes e intervenciones.” (p. 70).

A su vez el trabajo de investigación a desarrollar presentó un enfoque de tipo cuantitativo, puesto que según lo especificado por Hernández, Fernández y Baptista (2010) el enfoque cuantitativo es aquel que “utiliza la recolección de datos para probar hipótesis, con base en la medición numérica y el análisis estadístico, para establecer patrones de comportamiento y estudiar teorías”. (p. 4).

La investigación cuantitativa se divide según su alcance, en estudios exploratorios, descriptivos, correlacionales y comparativos. En vista de que la investigación se basó en evaluar el uso de acero S-40 para edificaciones tipificables hasta tres niveles en concreto reforzado, el presente estudio según lo especificado por Hernández et al. (2010) se clasificó como un estudio cuantitativo descriptivo debido a que:

Buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles de personas, grupos, comunidades, procesos, objetos o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis. Es decir únicamente pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren (p. 80).

Diseño de la Investigación

El diseño de la investigación hace referencia al plan o estrategia que se lleva a cabo con el fin de obtener la información necesaria en una investigación; por ello Hernández et al. (2010), clasifican los diseños de la investigación como experimental y no experimental, definiendo los diseños de investigación de tipo experimental como aquellos que “son utilizados cuando el investigador pretende establecer el posible efecto de una causa que se manipula.” (p. 122).

De igual forma Hernández et al. (2010), dividen los diseños experimentales en tres clases; preexperimentos, experimentos puros y cuasiexperimentos. Con la finalidad de cumplir con los requerimientos de la investigación se adoptó un tipo de diseño experimental cuasiexperimental, los cuales se definen como todos aquellos experimentos donde existe manipulación de al menos una variable independiente para observar su efecto y relación con una o más variables dependientes.

Diseño de las Fases Metodológicas

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

Fase I

En esta fase inicial se realizaron las documentaciones teóricas correspondientes, estableciendo los antecedentes de la investigación, obtenidos en base a la bibliografía existente y estudios experimentales realizados sobre la implementación de acero S-40 como acero de refuerzo principal en edificaciones sismorresistentes.

De igual forma se detallaron las variables que evaluarán el diseño sismorresistente de las edificaciones en conjunto con los procedimientos de diseño a utilizar.

Fase II

En la siguiente fase de la investigación, se detallaron el número de niveles de las edificaciones para cada uno de los casos a evaluados, especificando la

zona sísmica seleccionada para dicha evaluación, definiendo cada uno de los casos de análisis en función de la variación del número de niveles.

Se establecieron las características estructurales según lo establecido por el código normativo Covenin 1756:2001 Edificaciones Sismorresistentes, detallando el tipo de edificación de concreto reforzado a analizar, de acuerdo a su uso (A, B1, B2), al tipo de estructura (I, II, III, IV) y regularidad de la estructura.

Fase III

La fase tres de la investigación, comprendió el análisis y diseño estructural de las superestructuras de concreto reforzado, para cada uno de los seis (6) casos establecidos en la segunda fase. El análisis estructural de cada caso, se realizó según las consideraciones sísmicas establecidas por la Norma venezolana Covenin 1756.2001 Edificaciones sismorresistentes.

Se realizó un proceso iterativo para hallar las dimensiones óptimas, permitiendo de esta manera la comparación de los modelos. Para todos los diseños se realizaron chequeos, controles y verificaciones estructurales exigidos por la Norma Fondonorma 1753:2006 Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural.

Fase IV

Con base a los datos recolectados de los análisis realizados en la fase tres, se dio inicio al procesamiento y construcción de las gráficas correspondientes para verificar cual fue el diseño sismorresistente que presentaron los seis (6) modelos a evaluar incorporando como acero de refuerzo principal acero S-40 y S-60.

Los factores que se tomaron en cuenta para la evaluación del diseño sismorresistente fueron el cortante basal, la verificación del efecto $P-\Delta$, el control de desplazamientos laterales máximos, el área de acero requerida en los miembros, el criterio de columna fuerte viga débil y corte en los nodos.

Fase V

Esta fase correspondió a la fase final de la investigación en donde se realizó el análisis de los resultados obtenidos en las anteriores fases, permitiendo de esta manera determinar si la incorporación de acero S-40 como acero principal en la construcción de edificaciones de concreto reforzado de baja altura, garantiza de igual manera el adecuado diseño sismorresistente de la edificación. De esta manera se verificó si este tipo de acero puede representar una alternativa constructiva.

Finalmente se establecieron las conclusiones y recomendaciones de la investigación.

Técnicas e Instrumentos de Recolección de la Información

Valarino, Yáber y Cemborain (2010) definen como técnicas de cuantitativa aquellas que “pretenden una explicación del fenómeno a través de una interpretación objetiva, ofreciendo como resultados conclusiones expresadas en el lenguaje numérico y formal” (pág. 217).

Entre las técnicas de recolección de datos que se implementaron para llevar a cabo el desarrollo de la investigación se tienen:

- Observación.

Según Valarino et al. (2010) observar es la acción de percibir un fenómeno ocurrido bien sea a través de los sentidos o por medio de la implementación de aparatos. Esta técnica permitió registrar el diseño sismorresistente de las estructuras al utilizar como acero de refuerzo acero tipo S-40.

- Revisión documental

Una vez definido el alcance de la investigación, se procedió a dar inicio a la etapa de recopilación de información, mediante consultas bibliográficas que permitieron obtener información sobre el tema a desarrollar tales como, normas nacionales e internacionales, libros y artículos técnicos, informes de diseño, trabajos de investigación, etc.

Dentro de la información consultada se puede citar la Norma Fondonorma 1753:2006 Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural, la cual proporcionó los requisitos y características que deben presentar las edificaciones diseñadas en concreto estructural para garantizar el correcto comportamiento de las mismas.

- Paquetes computarizados

Debido a la constante manipulación de variables numéricas para llevar a cabo los diseños correspondientes, se usaron paquetes de computación que facilitaron el procesamiento de todos los datos recolectados. Dentro de los programas utilizados se puede citar Microsoft Office Excel 2007, donde se construirán las gráficas y cálculos necesarios para visualizar el diseño sismorresistente de las estructuras.

Del mismo modo, el software de análisis estructural y dimensionamiento de edificios ETABS v16.0.3 representó uno de los principales instrumentos utilizados para el desarrollo de esta investigación, mediante el cual se modelaron las estructuras, realizando el diseño y análisis de cada modelo, los cuales finalmente mediante la observación directa de los resultados se obtuvieron los datos necesarios para establecer como ha sido el comportamiento de cada modelo establecido.

- Análisis de contenido

Una vez obtenidos los resultados de la investigación provenientes de los modelos matemáticos realizados para cada estructura, se procedió a analizar la información recopilada a fines de presentar la misma de manera sistemática y coherente para el óptimo entendimiento de la evaluación realizada.

Operacionalización de Objetivos

Objetivo General: Analizar el diseño sismorresistente de estructuras hasta tres niveles tipificables en concreto reforzadas con acero S-40.			
Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Determinar el diseño sismorresistente de edificaciones en concreto reforzado utilizando acero S-60 como refuerzo principal en zona sísmica 5.	Análisis Sísmico	Diseño sismorresistente	-Combinaciones modales. -Cortante basal. -Efecto P-Δ. -Desplazamientos laterales.
	Diseño Sismorresistente	Requisitos sismorresistentes en miembros de concreto	-Área de Acero de refuerzo. -Porcentaje de Acero de refuerzo. -Flexión y Corte en vigas. -Flexión y Corte en columnas -Columna Fuerte-Viga débil. -Corte en Nodo.
Describir la influencia de incorporar acero S-40 como refuerzo principal, sobre el diseño sismorresistente de edificaciones tipificables en concreto reforzado de un (1) nivel en zona sísmica 5.	Análisis Sísmico	Diseño sismorresistente	-Combinaciones modales. -Cortante basal. -Efecto P-Δ. -Desplazamientos laterales.
	Diseño Sismorresistente	Requisitos sismorresistentes en miembros de concreto	-Área de Acero de refuerzo. -Porcentaje de Acero de refuerzo. -Flexión y Corte en vigas. -Flexión y Corte en columnas -Columna Fuerte-Viga débil. -Corte en Nodo.

Objetivo General: Analizar el diseño sismorresistente de estructuras hasta tres niveles tipificables en concreto reforzadas con acero S-40.			
Objetivo Específico	Variable	Dimensión	Indicadores
Describir la influencia de incorporar acero S-40 como refuerzo principal, sobre el diseño sismorresistente de edificaciones tipificables en concreto reforzado de dos (2) niveles en zona sísmica 5.	Análisis Sísmico	Diseño sismorresistente	-Combinaciones modales. -Cortante basal. -Efecto P-Δ. -Desplazamientos laterales.
	Diseño Sismorresistente	Requisitos sismorresistentes en miembros de concreto	-Área de Acero de refuerzo. -Porcentaje de Acero de refuerzo. -Flexión y Corte en vigas. -Flexión y Corte en columnas -Columna Fuerte-Viga débil. -Corte en Nodo.
Describir la influencia de incorporar acero S-40 como refuerzo principal, sobre el diseño sismorresistente de edificaciones tipificables en concreto reforzado de tres (3) niveles en zona sísmica 5	Análisis Sísmico	Diseño sismorresistente	-Combinaciones modales. -Cortante basal. -Efecto P-Δ. -Desplazamientos laterales.
	Diseño Sismorresistente	Requisitos sismorresistentes en miembros de concreto	-Área de Acero de refuerzo. -Porcentaje de Acero de refuerzo. -Flexión y Corte en vigas. -Flexión y Corte en columnas -Columna Fuerte-Viga débil. -Corte en Nodo.

CAPÍTULO IV

PRESENTACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

Descripción

La investigación se basó en el análisis de seis (6) casos de estudio, cuya modelación se llevó a cabo mediante la utilización del software de estructuras ETABS V16.0.3.

Dichos casos se clasificaron en dos tipos, modelos con secciones de miembros estructurales utilizando acero de refuerzo S-60, y modelos con secciones de miembros estructurales utilizando acero de refuerzo S-40. Tales casos se especifican a continuación:

Cuadro 18. *Tipos de casos de análisis.*

Casos	Acero de Refuerzo	Numero de Niveles	Zona Sísmica
1	S-60	1	5
2	S-40	1	5
3	S-60	2	5
4	S-40	2	5
5	S-60	3	5
6	S-40	3	5

Estructura Tipo I

Nivel de Diseño 3 (ND3)

Nota: Elaboración propia.

Datos de la edificación

La estructura seleccionada para evaluar los seis casos de estudio, correspondió a una edificación diseñada en concreto reforzado (Ver figura 10), presentando las siguientes características:

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

Partiendo de las dimensiones mínimas exigidas por la norma Fondonorma 1753:2006, las columnas fueron establecidas de 30x30 cm y las dimensiones de las vigas se encuentran identificadas en las figuras subsiguientes.

Para los modelos correspondientes a los casos de miembros con acero de refuerzo S-40, se realizó el análisis partiendo con las dimensiones obtenidas en los casos de miembros con acero de refuerzo S-60. Dichas dimensiones de secciones se redujeron o aumentaron, a fin de determinar las dimensiones óptimas y de esta manera comparar el comportamiento entre ambos casos.

En tal sentido, las columnas del modelo con acero de refuerzo S-40 serán de 30x30 cm en los bordes y 30x40 cm para las columnas centrales; siendo estas las dimensiones finales obtenidas al chequear todos los parámetros normativos expuestos a continuación.

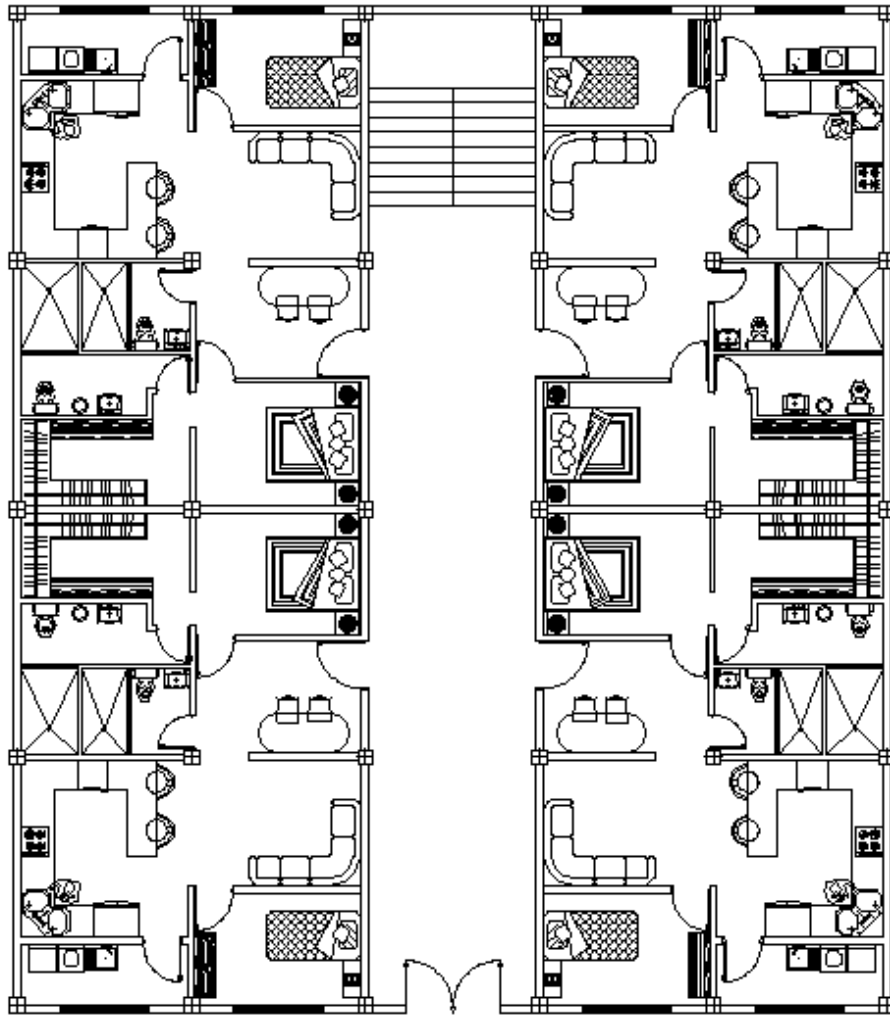


Figura 10. Planta de Arquitectura.
Nota: Elaboración Propia

Característica de los materiales

Las propiedades de los materiales utilizados se muestran a continuación.

Cuadro 19. *Propiedades de los materiales.*

Elemento	Material	Resistencia
Columnas.	Concreto f'c 280	280 kgf/cm ² .
Vigas.	Concreto f'c 280	280 kgf/cm ² .
Losa entrepiso y Escalera.	Concreto f'c 250	250 kgf/cm ² .
Cabillas refuerzo	Acero A615 Gr60	4200 kgf/cm ² .
Cabillas refuerzo	Acero A615 Gr40	2800 kgf/cm ² .

Nota: Elaboración propia.

Cargas gravitacionales actuantes

Cuadro 20. *Acciones Permanentes.*

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

Fuente: Covenin 2002-88

Cuadro 21. *Acciones Variables.*

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

Fuente: Covenin 2002-88

Coeficientes sísmicos

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

Cargas sísmicas

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

Clasificación según el uso: B2

Zona Sísmica: 5

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

Según el Perfil del Suelo: S2

Factor de corrección (ϕ): 0,90

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

Factor de importancia, Grupo B2 (α): 1.00

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

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

T_0 : 0.175, T^* : 0.70, T_+ : 0.40, P: 1.0, C: 1.2325.

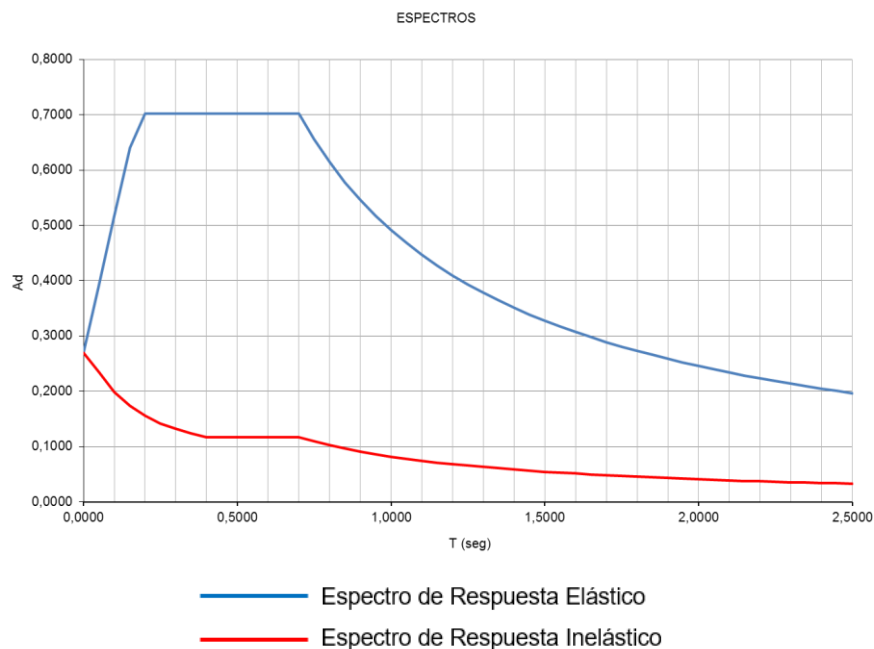


Figura 11. Espectro de Respuesta Elástico e Inelástico.
Nota: Elaboración Propia.

Método de análisis

Como método de análisis se utilizó un análisis dinámico espacial, en el cual las solicitaciones traslacionales se determinaron utilizando el Método de Superposición Modal con tres (3) Grados de Libertad por nivel, según lo establecido en el artículo 9.6 de la norma Covenin 1756-2001.

Las combinaciones modales se realizaron mediante la combinación cuadrática completa (CQC) y con una combinación direccional mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las solicitaciones (SRSS por sus siglas en inglés).

Resultados Comparativos Modelos Caso 1 y 2

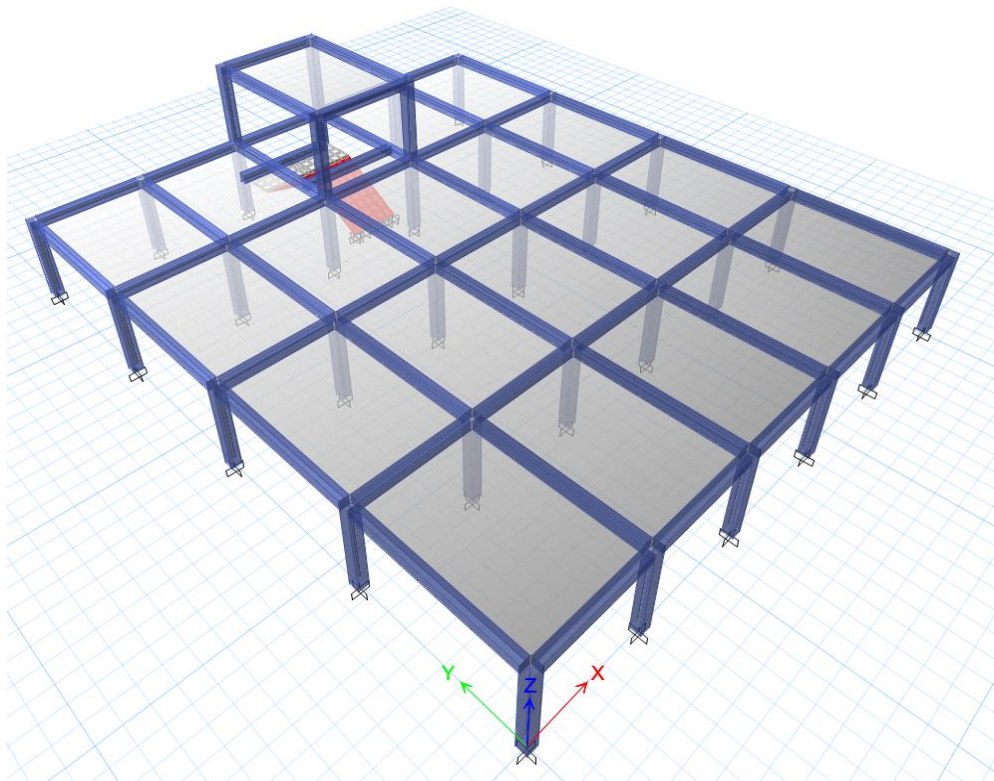
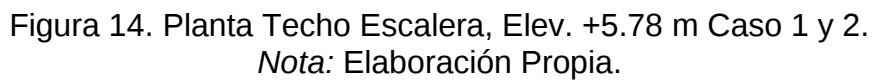
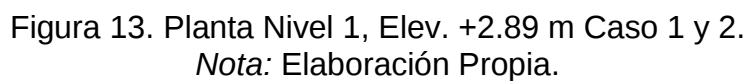


Figura 12. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3.

Nota: Elaboración Propia.



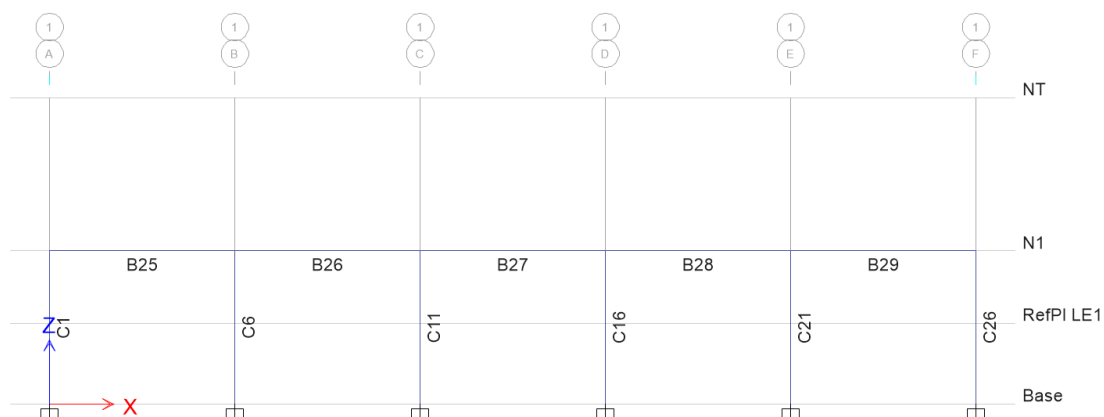


Figura 15. Pórtico 1 Caso 1 y 2.
Nota: Elaboración Propia.

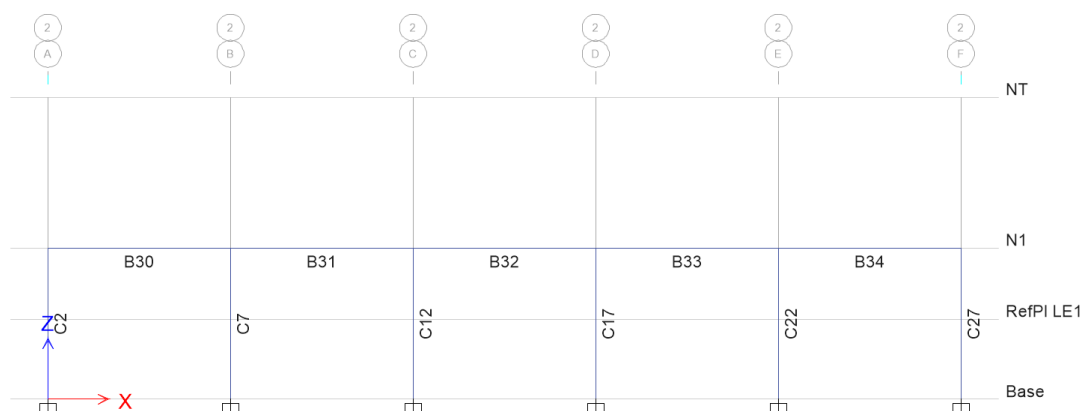


Figura 16. Pórtico 2 Caso 1 y 2.
Nota: Elaboración Propia.

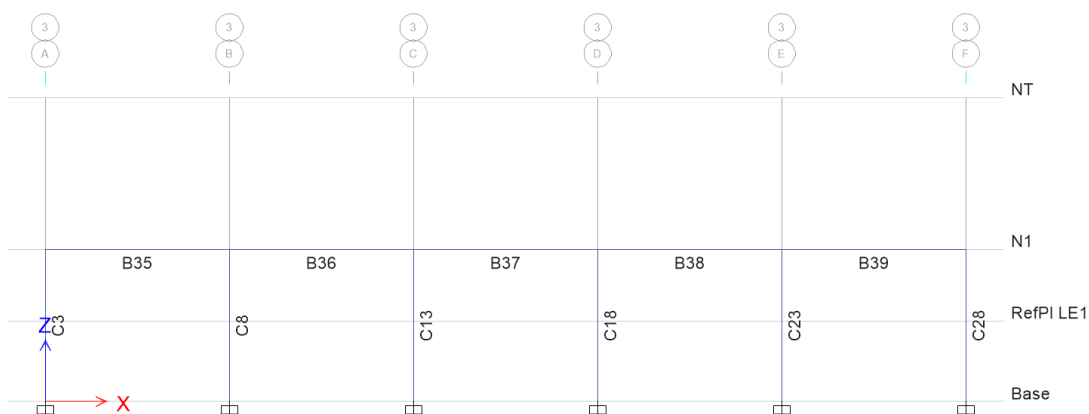


Figura 17. Pórtico 3 Caso 1 y 2.
Nota: Elaboración Propia.

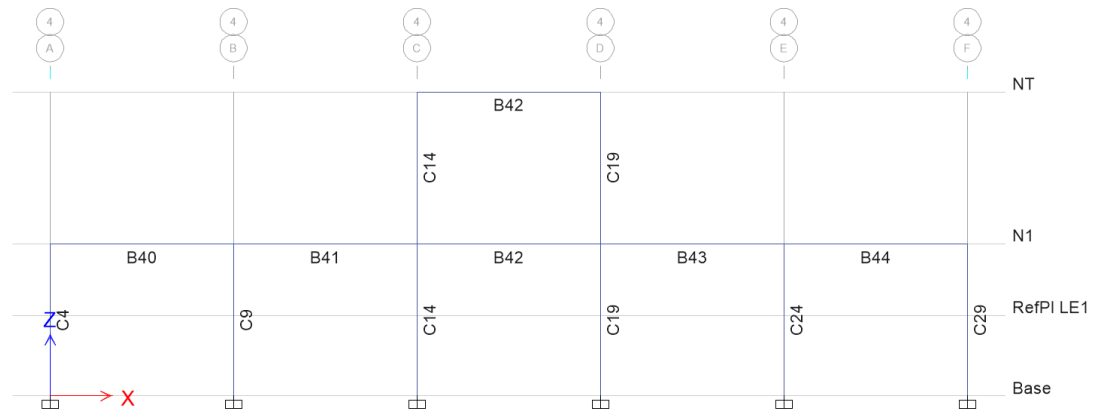


Figura 18. Pórtico 4 Caso 1 y 2.
Nota: Elaboración Propia.

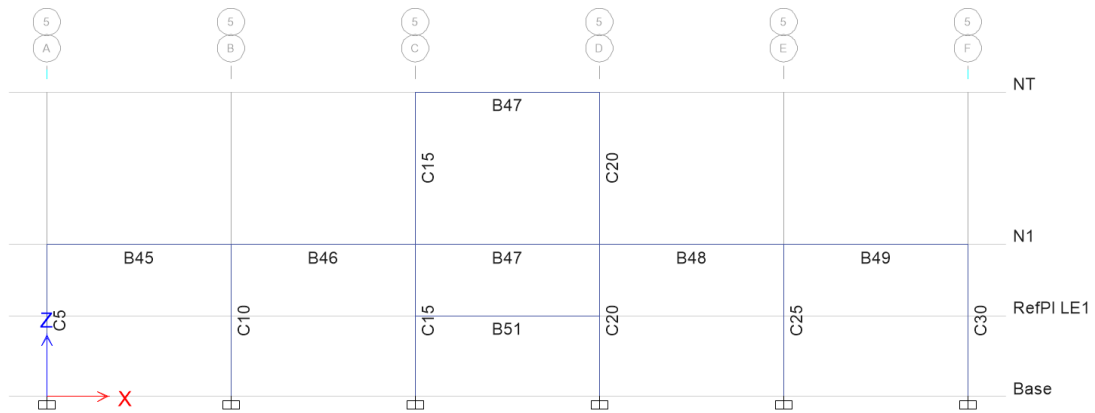


Figura 19. Pórtico 5 Caso 1 y 2.
Nota: Elaboración Propia.

Cuadro 22. Resumen Secciones Caso 1 y 2.

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 1	Sección Diseño Caso 2
N1	C1	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C2	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C3	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C4	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C5	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C6	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C7	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C8	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C9	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C10	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C11	Column	2.89	C30x30	C30x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 1	Sección Diseño Caso 2
N1	C12	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C13	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C14	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C15	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C16	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C17	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C18	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C19	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C20	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C21	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C22	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C23	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C24	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C25	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C26	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C27	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C28	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C29	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C30	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	B1	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B2	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B3	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B4	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B5	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B6	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B7	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B8	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B9	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B10	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B11	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B12	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B13	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B14	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B15	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B16	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B17	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B18	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B19	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B20	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B21	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B22	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B23	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B24	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B25	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B26	Beam	3.50	V25x30	V25x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 1	Sección Diseño Caso 2
N1	B27	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B28	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B29	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B30	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B31	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B32	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B33	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B34	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B35	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B36	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B37	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B38	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B39	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B40	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B41	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B42	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B43	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B44	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B45	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B46	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B47	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B48	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B49	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B50	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B51	Beam	3.50	V25x35	V25x35
NT	C14	Column	2.89	C30x30	C30x35
NT	C15	Column	2.89	C30x30	C30x35
NT	C19	Column	2.89	C30x30	C30x35
NT	C20	Column	2.89	C30x30	C30x35
NT	B12	Beam	5.00	V25x30	V25x30
NT	B16	Beam	5.00	V25x30	V25x30
NT	B42	Beam	3.50	V25x30	V25x30
NT	B47	Beam	3.50	V25x30	V25x30

Nota: Elaboración propia.

Análisis de las estructuras

Revisión de Masas Participativas

Se realizó la revisión de las masas participativas correspondientes a los casos 1 y 2, detallando los resultados en el cuadro 23.

Cuadro 23. Sumatoria Masas Participativas Caso 1 y 2.

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Caso 1					
1	0.201	0.003	0.865	0.27%	86.48%
2	0.178	0.868	0.004	87.04%	86.91%
3	0.167	0.010	0.002	88.08%	87.14%
4	0.130	0.000	0.121	88.09%	99.19%
5	0.126	0.009	0.000	88.97%	99.22%
6	0.110	0.100	0.000	98.92%	99.23%
Caso 2					
1	0.187	0.013	0.855	1.27%	85.51%
2	0.174	0.860	0.016	87.26%	87.05%
3	0.164	0.009	0.005	88.13%	87.60%
4	0.118	0.013	0.001	89.37%	87.65%
5	0.115	0.000	0.115	89.38%	99.16%
6	0.106	0.096	0.001	98.95%	99.24%

Nota: Elaboración propia.

Los resultados expuestos, especifican que para ambos casos se obtuvieron masas participativas mayores al 98 % utilizando seis (6) modos de vibración, cumpliendo con lo especificado por la Norma Covenin 1756-2001. La representación gráfica del período vs los modos de vibración se presenta en la figura 20.

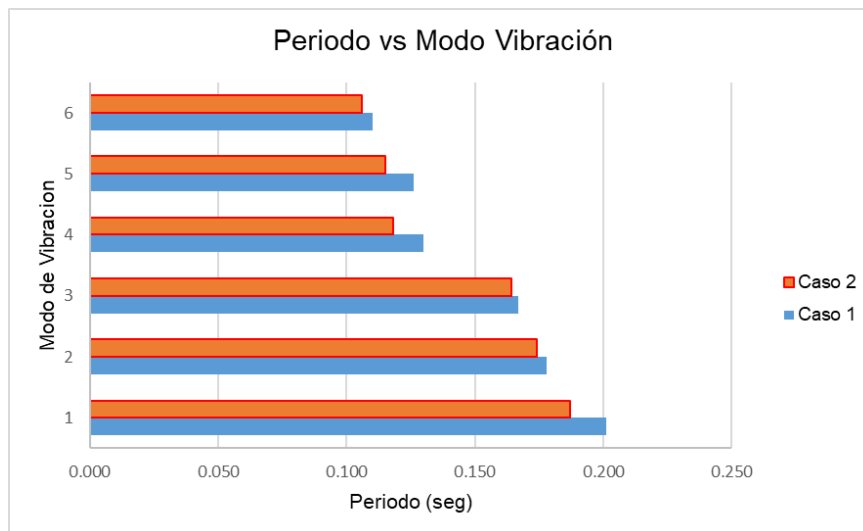


Figura 20. Periodo vs Modo de vibración.

Nota: Elaboración Propia.

Se puede observar que los periodos de la estructura para los diferentes modos de vibración son similares entre los dos casos, manteniendo una distribución semejante en las masas participativas; sin embargo, se obtuvo un período mayor en el caso 1, cumpliendo ambos casos con una sumatorio superior al 90% de las masas participativas con seis (6) modos de vibración.

Revisión de cortante basal

Para la revisión de la cortante basal se calculó la fuerza cortante por piso para cada uno de los modelos 1 y 2; los resultados se detallan en el cuadro 24, seguido de gráficos comparativos en las direcciones X y Y.

Cuadro 24. Fuerza Cortante por Piso Caso 1 y 2.

Nivel	Elevación (m)	Ubicación	X-Dir (Tonf)	Y-Dir (Tonf)
Caso 1				
NT	5.78	Top	3.16	3.40
		Bottom	3.16	3.40
N1	2.89	Top	24.86	23.24
		Bottom	25.11	23.55
Caso 2				
NT	5.78	Top	3.26	3.57
		Bottom	3.26	3.57
N1	2.89	Top	25.24	24.21
		Bottom	25.49	24.53

Nota: Elaboración Propia.

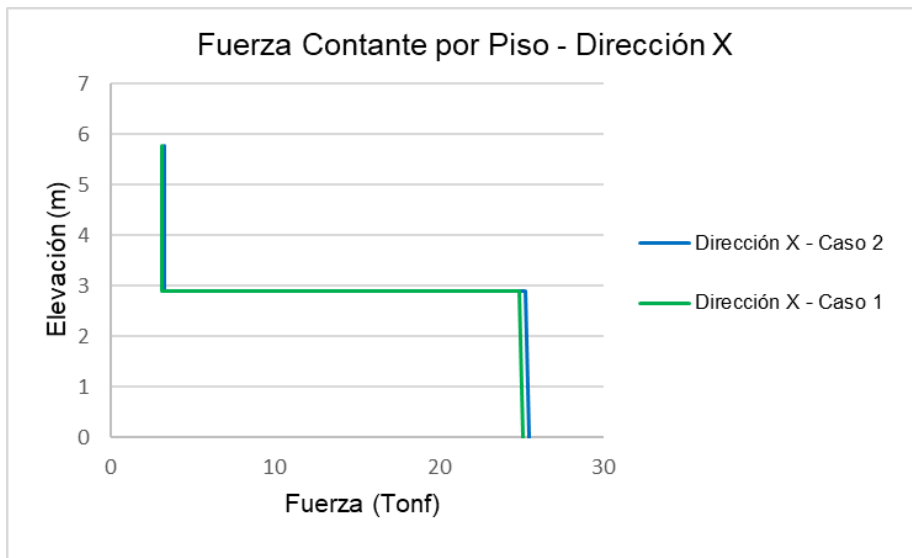


Figura 21. Fuerza cortante por piso en dirección X.
Nota: Elaboración Propia.

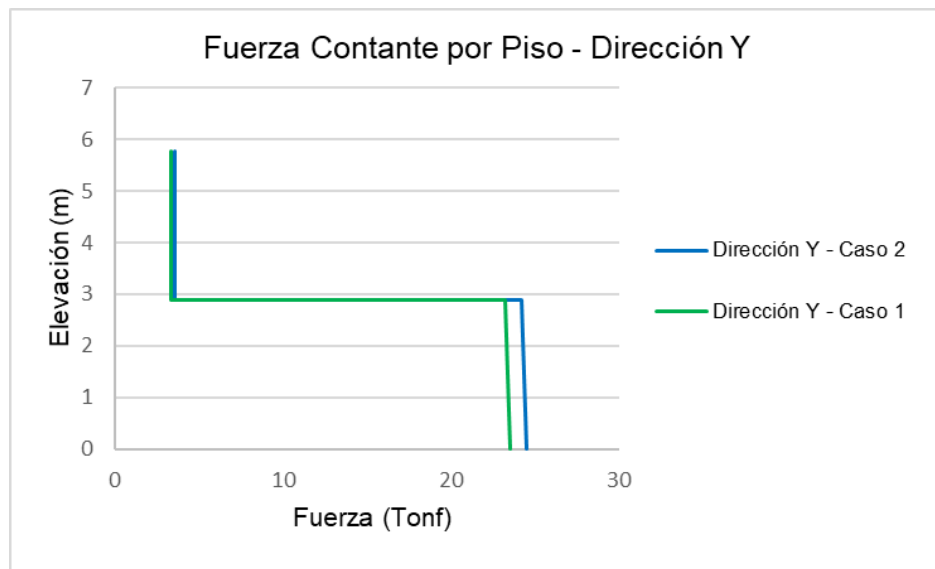


Figura 22. Fuerza cortante por piso en dirección Y.
Nota: Elaboración Propia.

El cuadro 25 detalla el cortante basal mínimo para el caso 1 y 2, calculado una vez obtenidos los resultados de la fuerza cortante, y siguiendo las especificaciones citadas en la Norma Covenin 1756:2001.

Cuadro 25. Cortante Basal Mínimo.

Caso 1					Caso 2				
Ct-X	0.07	<i>adm</i>	Ta_x =	0.26 <i>seg</i>	Ct-X	0.07	<i>adm</i>	Ta_x =	0.26 <i>seg</i>
Ct-Y	0.07	<i>adm</i>	Ta_y =	0.26 <i>seg</i>	Ct-Y	0.07	<i>adm</i>	Ta_y =	0.26 <i>seg</i>
Masa	18.96	<i>ton.s2/m</i>	1.6Ta_x =	0.42 <i>seg</i>	Masa	19.06	<i>ton.s2/m</i>	1.6Ta_x =	0.42 <i>seg</i>
W =	185.97	<i>ton</i>	1.6Ta_y =	0.42 <i>seg</i>	W =	186.97	<i>ton</i>	1.6Ta_y =	0.42 <i>seg</i>
Vo_x =	25.11	<i>ton</i>	Ad_x =	0.1040 <i>1/g</i>	Vo_x =	25.49	<i>ton</i>	Ad_x =	0.1040 <i>1/g</i>
Vo_y =	23.55	<i>ton</i>	Ad_y =	0.1040 <i>1/g</i>	Vo_y =	24.53	<i>ton</i>	Ad_y =	0.1040 <i>1/g</i>
h =	5.78	<i>m</i>	T* =	0.7	h =	5.78	<i>m</i>	T* =	0.7
N =	2.00	<i>Niveles</i>			N =	2.00	<i>Niveles</i>		
$\mu = \text{al mayor entre } \mu_1 \text{ y } \mu_2$ $\mu_1 = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad \mu_2 = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$ $\mu_x = 0.963$ $\mu_y = 0.963$					$\mu = \text{al mayor entre } \mu_1 \text{ y } \mu_2$ $\mu_1 = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad \mu_2 = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$ $\mu_x = 0.963$ $\mu_y = 0.963$				
V*o = μAdW V*o/V_o V*o_x = 18.62 <i>ton</i> 0.741 —————> Ok V*o_y = 18.62 <i>ton</i> 0.790 —————> Ok					V*o = μAdW V*o/V_o V*o_x = 18.72 <i>ton</i> 0.734 —————> Ok V*o_y = 18.72 <i>ton</i> 0.763 —————> Ok				

Nota: Elaboración Propia.

Se puede observar que la edificación del caso 2 tiene mayor peso, por lo tanto, las fuerzas sísmicas son mayores, sin embargo, los factores de amplificación son similares en ambos casos.

Verificación efecto P-Δ

Según los parámetros indicados por la Norma Covenin 1756:2001, se calcularon los resultados de la verificación del efecto P-Δ, los cuales se presentan en el cuadro 26.

Cuadro 26. Efecto P- Δ .

Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Vi X (Tonf)	Vi Y (Tonf)	Θ_i X	Θ_i Y
Caso 1							
NT	5.78	0.0006	0.0008	3.16	3.40	0.0128	0.0154
N1	2.89	0.0004	0.0004	25.11	23.55	0.0011	0.0012
Wj (Tonf)	185.97						
Caso 2							
NT	5.78	0.0006	0.0007	3.26	3.57	0.0120	0.0129
N1	2.89	0.0004	0.0004	25.49	24.53	0.0011	0.0011
Wj (Tonf)	186.97						

Nota: Elaboración Propia.

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

Control de desplazamientos

El control de desplazamientos en los casos 1 y 2, se realizó mediante el cálculo de la deriva por piso descrita en el subcapítulo 10.1 de la Norma Covenin 1756:2001. El cuadro 27, presenta los resultados de las derivas elásticas e inelásticas obtenidos para cada nivel.

Cuadro 27. Derivas de Piso.

		Deriva Elastica		Deriva Inelastica	
Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
Caso 1					
NT	5.78	0.0006	0.0008	0.0030	0.0039
N1	2.89	0.0004	0.0004	0.0021	0.0021
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Caso 2					
NT	5.78	0.0006	0.0007	0.0029	0.0034
N1	2.89	0.0004	0.0004	0.0021	0.0020
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Nota: Elaboración Propia.



Figura 23. Derivas por piso en dirección X.
 Nota: Elaboración Propia.



Figura 24. Derivas por piso en dirección Y.
 Nota: Elaboración Propia.

La representación gráfica presentada de las derivas por piso en dirección X y Y resultaron similares entre los dos casos de estudio, siendo levemente superior las derivas para el caso 1, sin embargo ambos casos indicaron que las derivas elásticas e inelásticas cumplen con lo establecido por la Norma Covenin 1756-2001 al no superar la deriva máxima normativa de 0,015.

Diseño de los miembros

Área de acero requerida.

Ya realizado el análisis y verificado el cumplimiento de los criterios normativos, se inició el diseño correspondiente a cada una de las estructuras de los casos 1 y 2. En las siguientes figuras se detalla el área de acero requerida por pórticos para cada caso.

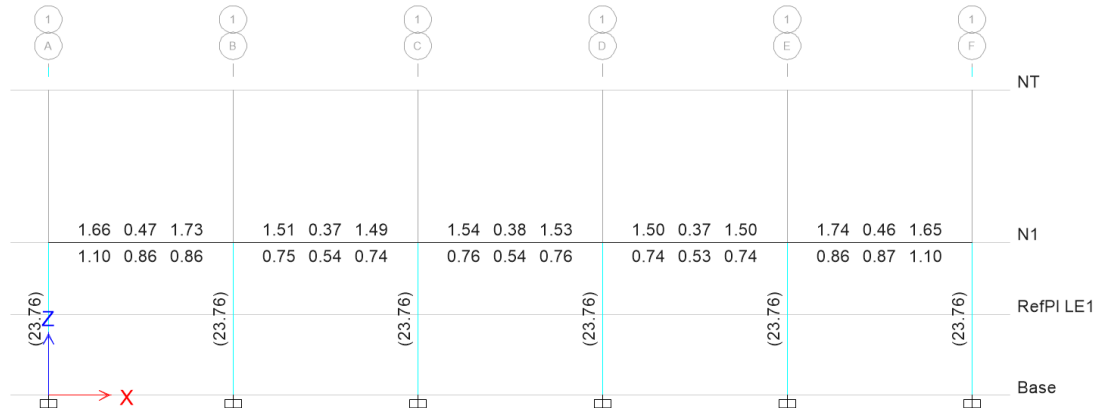


Figura 25. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 1 – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

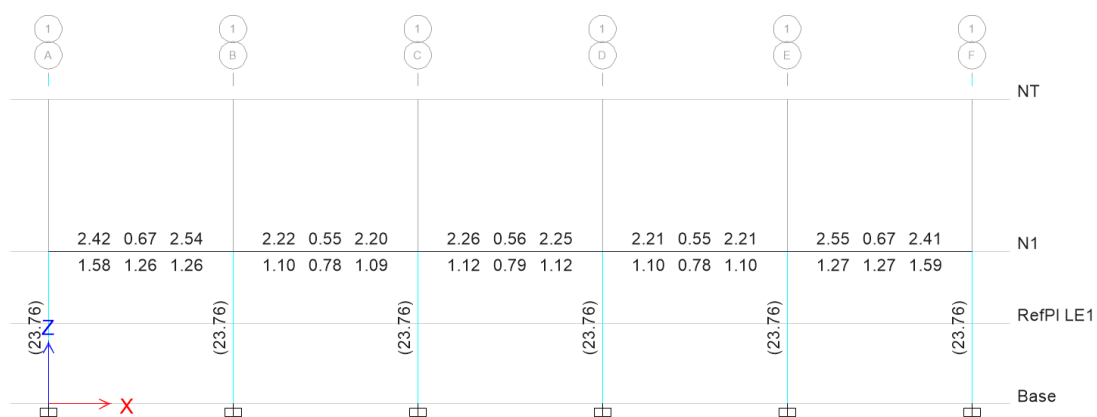


Figura 26. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 1 – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

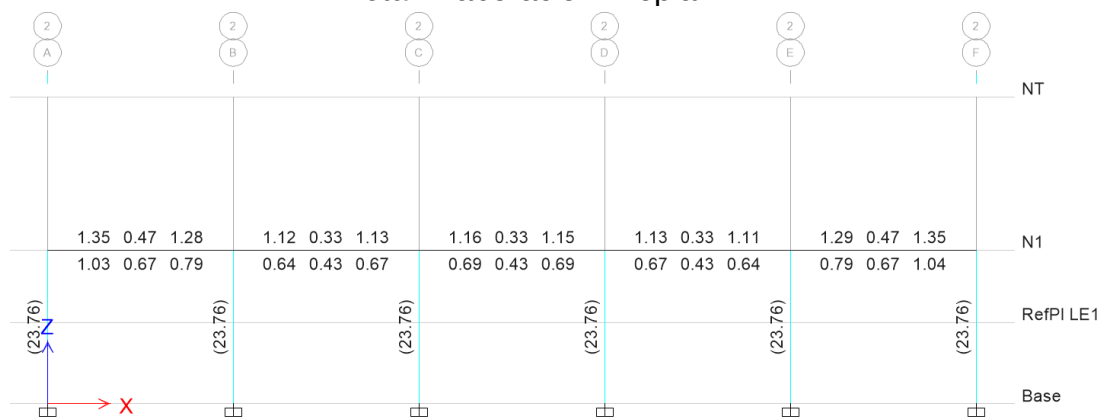


Figura 27. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 2 – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

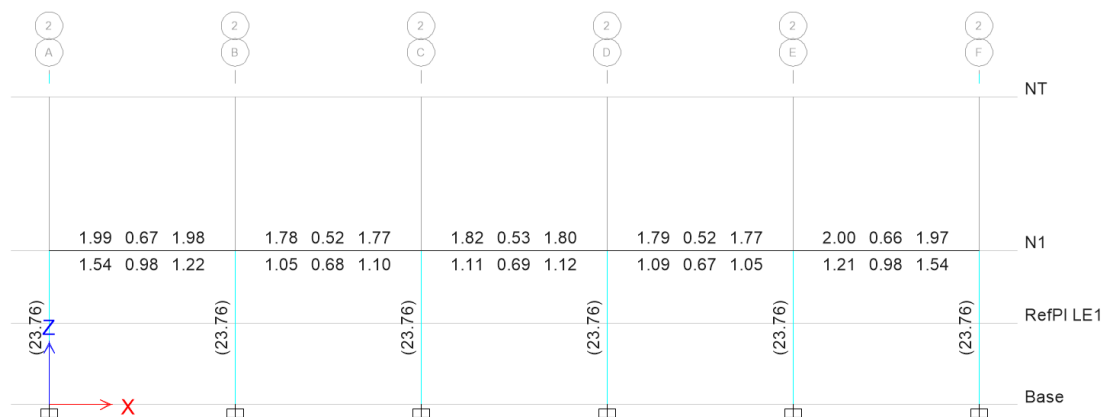


Figura 28. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 2 – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

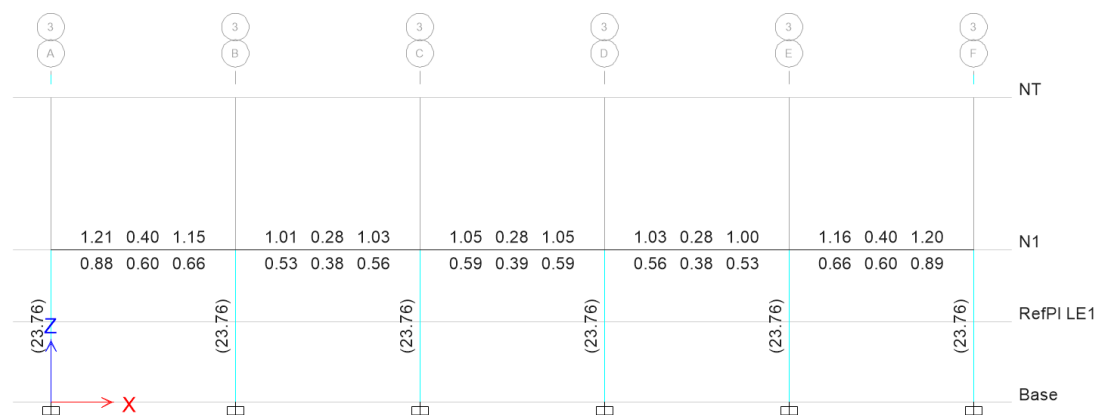


Figura 29. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 3 – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

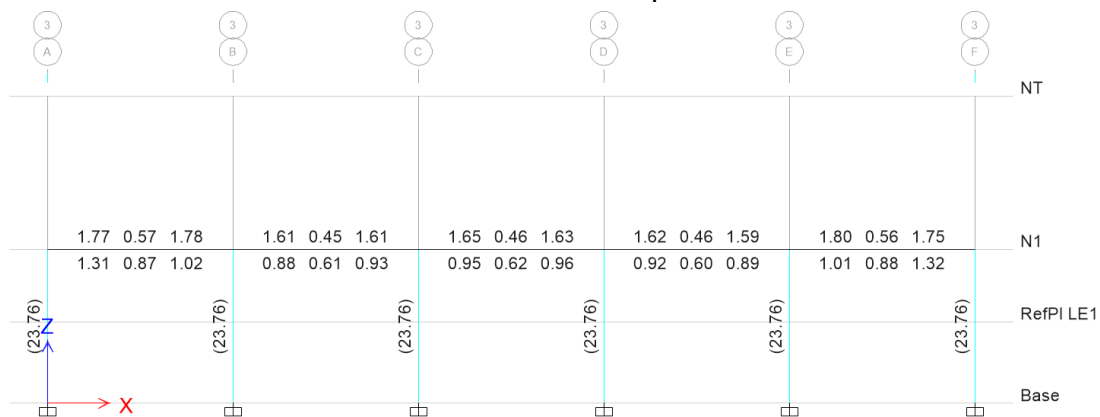


Figura 30. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 3 – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

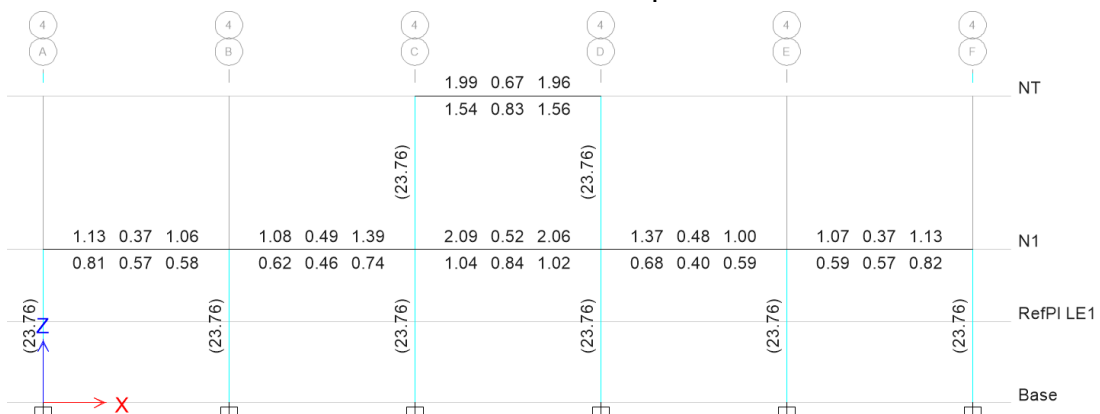


Figura 31. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 4 – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

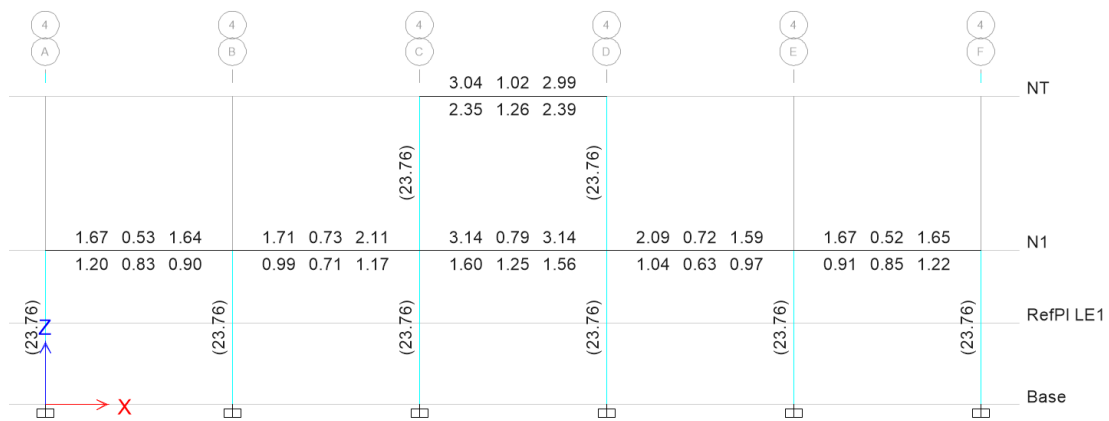


Figura 32. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 4 – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

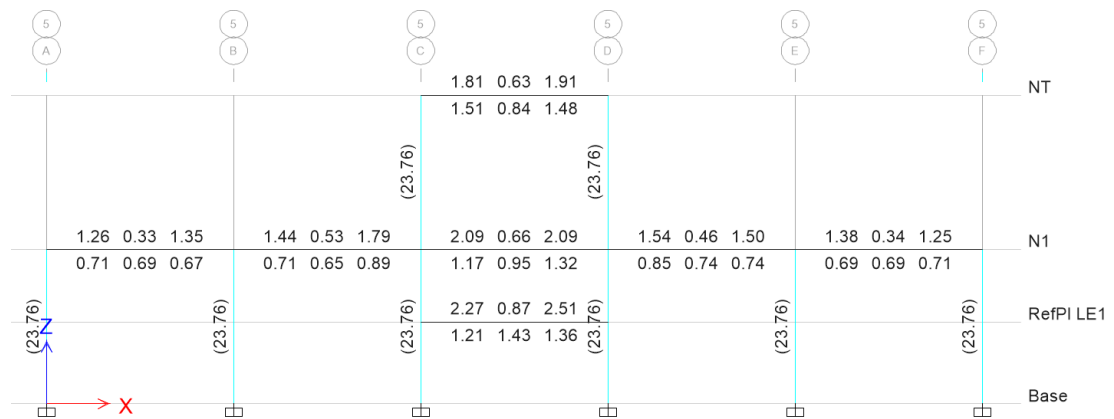


Figura 33. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 5 – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

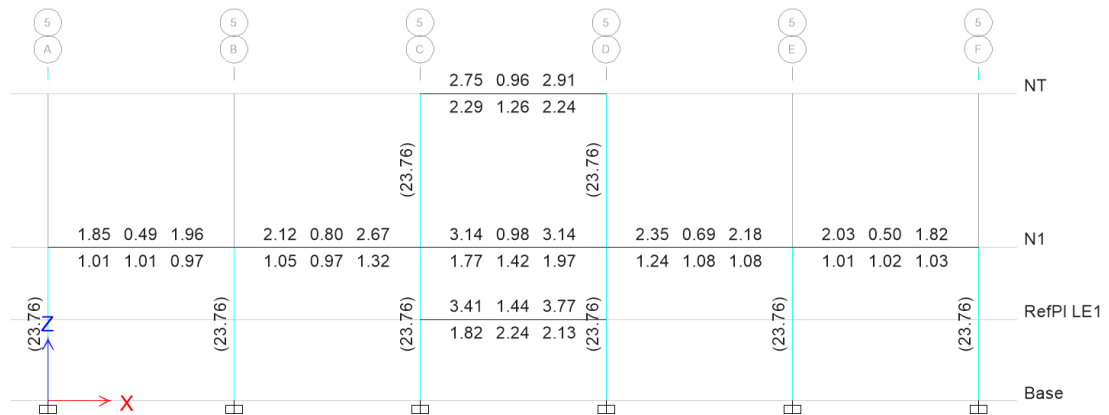


Figura 34. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 5 – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

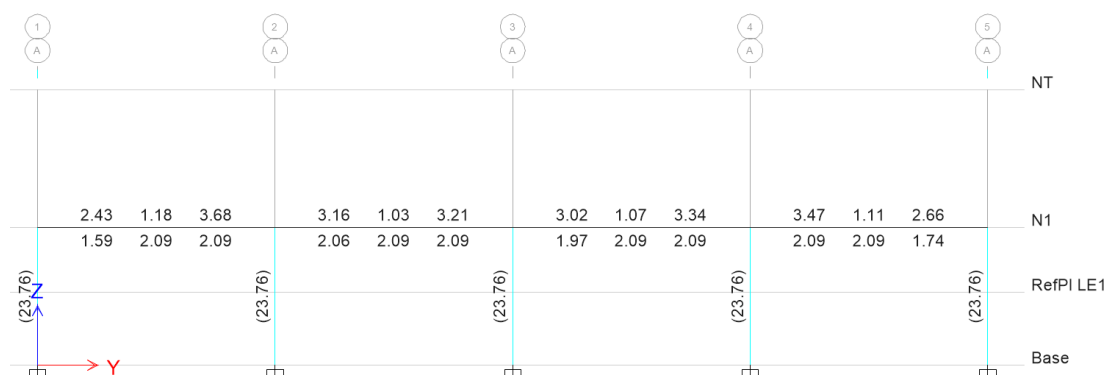


Figura 35. Área acero en miembros (cm²), Pórtico A – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

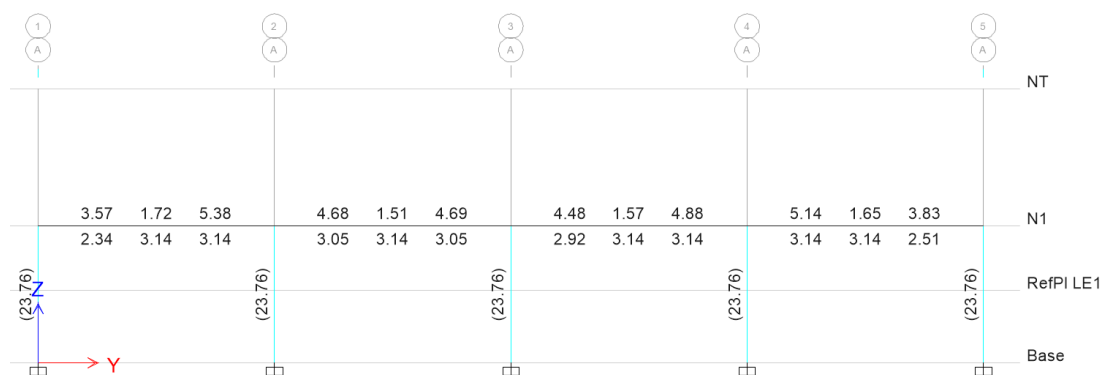


Figura 36. Área acero en miembros (cm²), Pórtico A – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

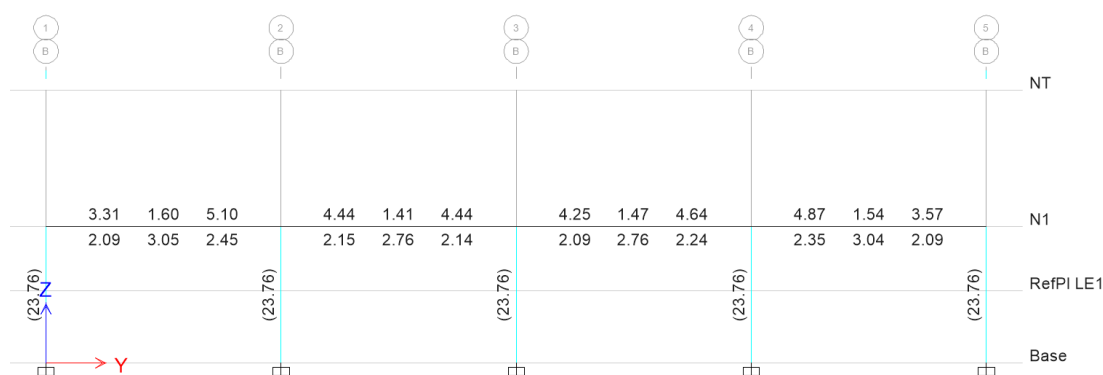


Figura 37. Área acero en miembros (cm²), Pórtico B – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

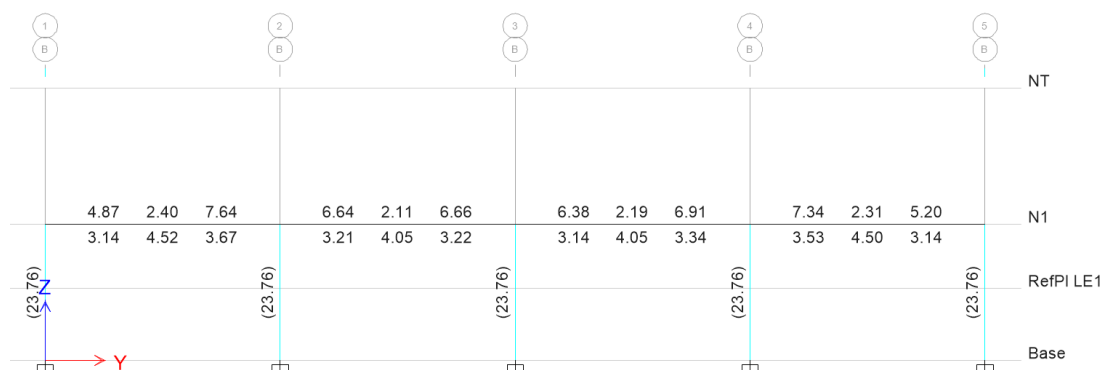


Figura 38. Área acero en miembros (cm²), Pórtico B – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

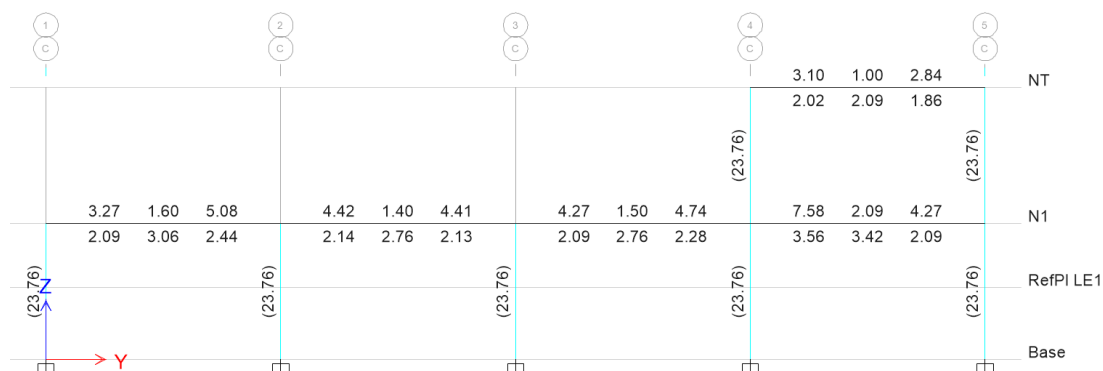


Figura 39. Área acero en miembros (cm²), Pórtico C – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

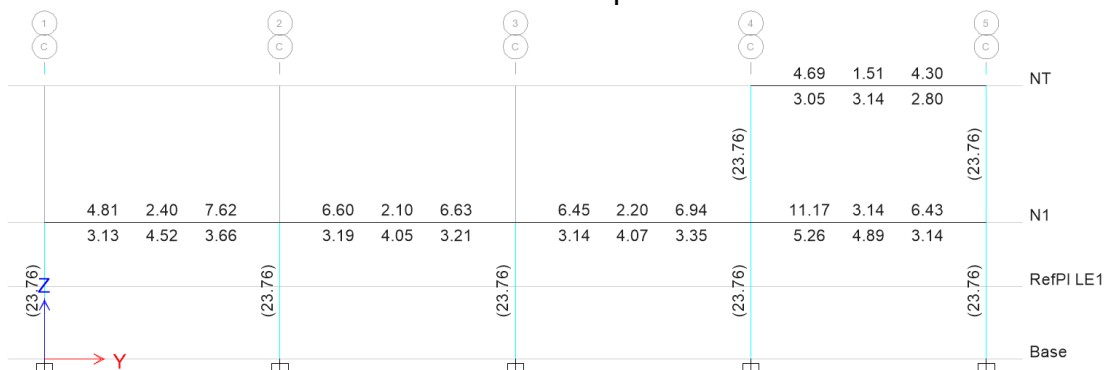


Figura 40. Área acero en miembros (cm²), Pórtico C – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

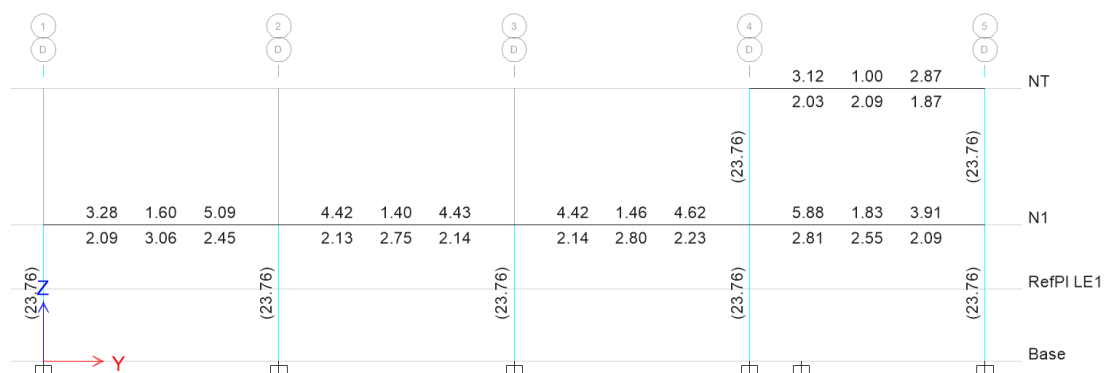


Figura 41. Área acero en miembros (cm²), Pórtico D – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

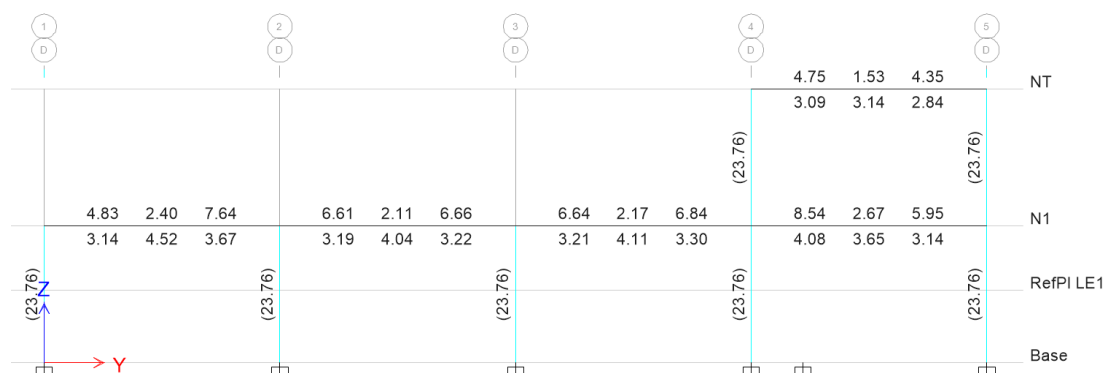


Figura 42. Área acero en miembros (cm²), Pórtico D – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

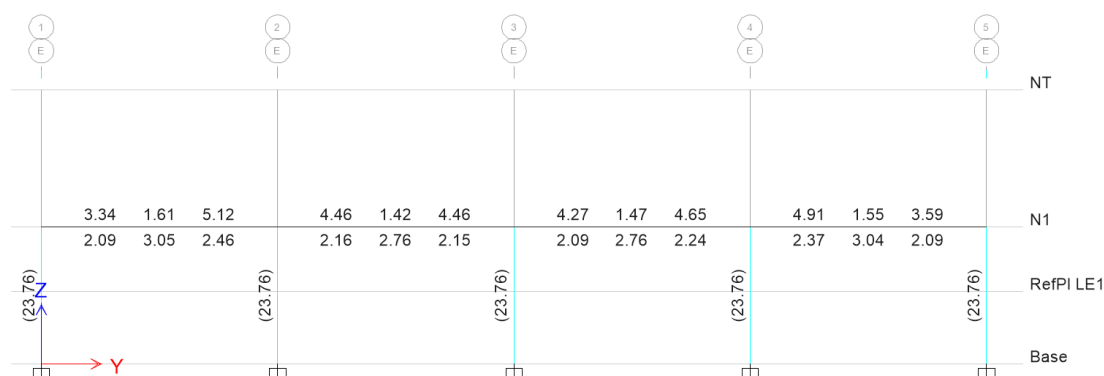


Figura 43. Área acero en miembros (cm²), Pórtico E – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

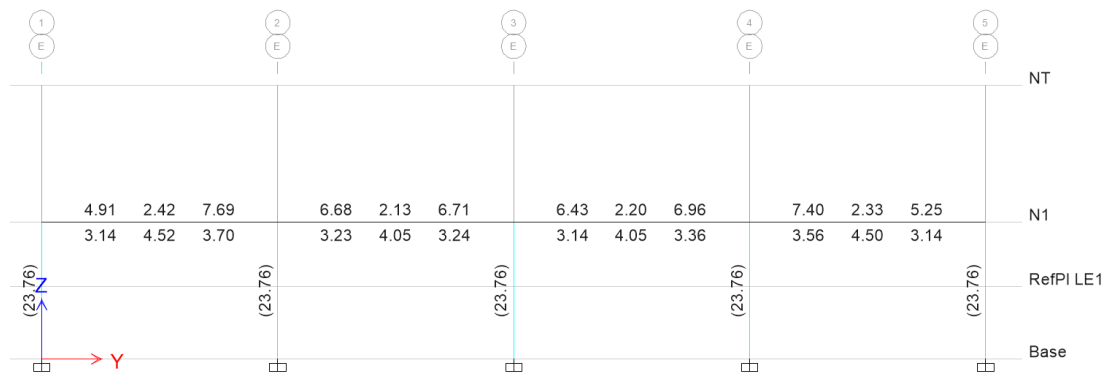


Figura 44. Área acero en miembros (cm²), Pórtico E – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

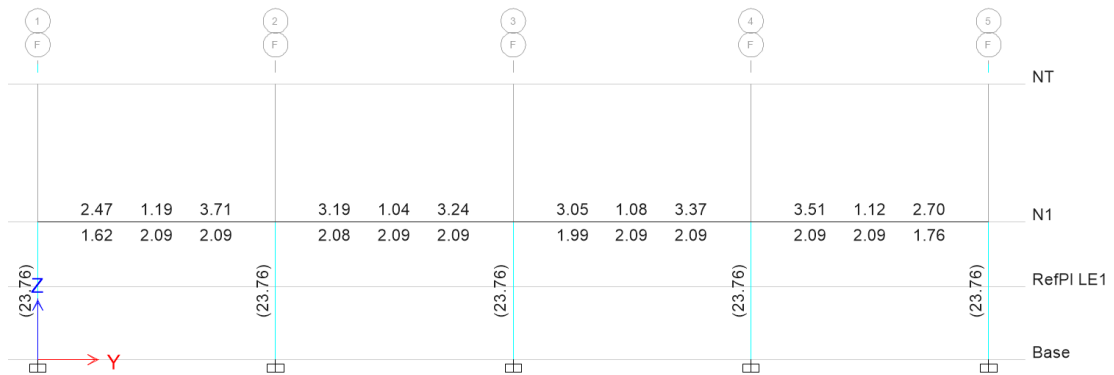


Figura 45. Área acero en miembros (cm²), Pórtico F – Caso 1.
Nota: Elaboración Propia.

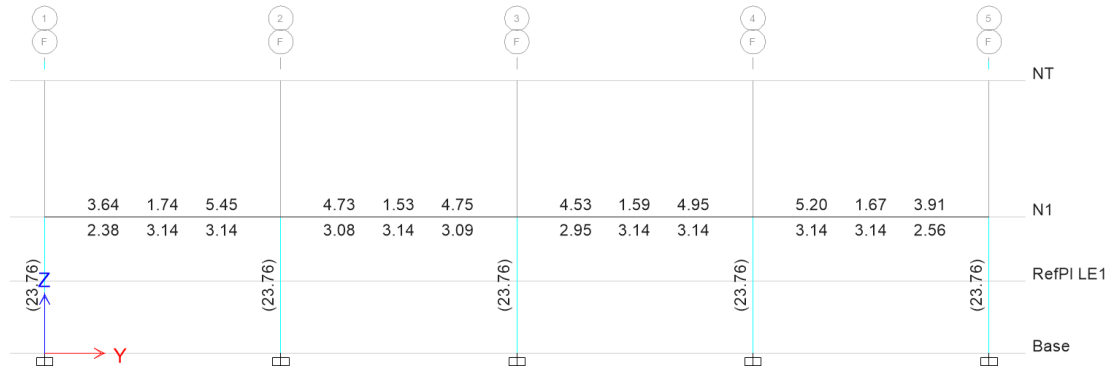


Figura 46. Área acero en miembros (cm²), Pórtico F – Caso 2.
Nota: Elaboración Propia.

Se puede observar que el área de acero en cm² requerida en las vigas para el caso 2 es mayor que el área de acero en cm² requerida para el caso 1, esta diferencia se incrementó en un rango del 40% y 60%, debido principalmente a que el acero S-60 tiene un esfuerzo de cedencia 50% mayor que el acero

S-40. No obstante el área de acero en cm^2 para las columnas fue igual para ambos casos, debido a que el diseño de estos miembros estuvo controlado por la verificación del efecto Columna fuerte – Viga débil y por el corte en los nodos.

Verificación Columna fuerte – Viga débil.

Para cada pórtico de las estructuras correspondientes a los casos 1 y 2, se presenta en el cuadro 28, la verificación del criterio Columna Fuerte- Viga Débil realizando la verificación por nodo, donde en cada nodo, la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas debe ser mayor o igual que 1.2 veces la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas.

Cuadro 28. Chequeo Columna fuerte – Vida débil.

Nivel	Label	Caso 1			Caso 2		
		Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio	Seccion	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio
N1	C1	C30x30	0.203	0.294	C30x30	0.267	0.388
N1	C2	C30x30	0.164	0.676	C30x30	0.215	0.889
N1	C3	C30x30	0.146	0.614	C30x30	0.192	0.808
N1	C4	C30x30	0.137	0.657	C30x30	0.181	0.874
N1	C5	C30x30	0.155	0.320	C30x30	0.205	0.416
N1	C6	C30x30	0.300	0.390	C30x30	0.395	0.514
N1	C7	C30x30	0.229	0.827	C30x35	0.313	0.897
N1	C8	C30x30	0.202	0.752	C30x35	0.277	0.819
N1	C9	C30x30	0.201	0.814	C30x35	0.274	0.886
N1	C10	C30x30	0.256	0.419	C30x30	0.337	0.547
N1	C11	C30x30	0.277	0.386	C30x30	0.364	0.508
N1	C12	C30x30	0.219	0.824	C30x35	0.302	0.894
N1	C13	C30x30	0.194	0.749	C30x35	0.268	0.817
N1	C14	C30x30	0.169	0.550	C30x35	0.224	0.592
N1	C15	C30x30	0.180	0.248	C30x35	0.236	0.274
N1	C16	C30x30	0.276	0.387	C30x30	0.364	0.510
N1	C17	C30x30	0.219	0.824	C30x35	0.301	0.896
N1	C18	C30x30	0.195	0.756	C30x35	0.269	0.825
N1	C19	C30x30	0.163	0.462	C30x35	0.217	0.493
N1	C20	C30x30	0.177	0.228	C30x35	0.231	0.255
N1	C21	C30x30	0.301	0.393	C30x30	0.396	0.519

Nivel	Label	Caso 1			Caso 2		
		Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio	Seccion	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio
N1	C22	C30x30	0.230	0.830	C30x35	0.316	0.903
N1	C23	C30x30	0.203	0.754	C30x35	0.280	0.823
N1	C24	C30x30	0.199	0.819	C30x35	0.274	0.892
N1	C25	C30x30	0.265	0.421	C30x30	0.347	0.552
N1	C26	C30x30	0.201	0.298	C30x30	0.265	0.396
N1	C27	C30x30	0.163	0.682	C30x30	0.213	0.900
N1	C28	C30x30	0.145	0.620	C30x30	0.190	0.818
N1	C29	C30x30	0.138	0.661	C30x30	0.179	0.881
N1	C30	C30x30	0.153	0.324	C30x30	0.201	0.423
NT	C14	C30x30	0.243	0.373	C30x35	0.329	0.418
NT	C15	C30x30	0.222	0.343	C30x35	0.299	0.385
NT	C19	C30x30	0.239	0.375	C30x35	0.323	0.423
NT	C20	C30x30	0.234	0.346	C30x35	0.315	0.389

Nota: Elaboración Propia.

La información detallada en el cuadro 28, demostró que el criterio Columna Fuerte – Viga Débil en el caso 2 estuvo más cercano al límite que en el caso 1. Este criterio se representa mediante un ratio que indica la relación demanda/capacidad de resistencia teórica; es decir, la demanda de la verificación de los momentos correspondientes a la resistencia teórica columna-viga, entre la capacidad de la verificación de los momentos correspondientes a la resistencia teórica columnas-viga en cada nodo. Dicha relación no debe ser mayor a 1. Sin embargo, ambos casos cumplieron con la relación indicada por la Norma Fondonorma 1753:2006.

Revisión corte en el nodo.

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

Cuadro 29. Chequeo Corte en el nodo.

Nivel	Label	Caso 1			Caso 2		
		Sección	JS Major Ratio	JS Minor Ratio	Seccion	JS Major Ratio	JS Minor Ratio
N1	C1	C30x30	0.214	0.313	C30x30	0.208	0.307
N1	C2	C30x30	0.140	0.592	C30x30	0.137	0.579
N1	C3	C30x30	0.124	0.534	C30x30	0.122	0.523
N1	C4	C30x30	0.117	0.574	C30x30	0.114	0.569
N1	C5	C30x30	0.162	0.343	C30x30	0.159	0.330
N1	C6	C30x30	0.255	0.341	C30x30	0.250	0.334
N1	C7	C30x30	0.148	0.560	C30x35	0.223	0.639
N1	C8	C30x30	0.130	0.505	C30x35	0.196	0.577
N1	C9	C30x30	0.130	0.550	C30x35	0.194	0.629
N1	C10	C30x30	0.217	0.368	C30x30	0.213	0.357
N1	C11	C30x30	0.235	0.337	C30x30	0.230	0.331
N1	C12	C30x30	0.142	0.558	C30x35	0.215	0.637
N1	C13	C30x30	0.125	0.503	C30x35	0.190	0.576
N1	C14	C30x30	0.200	0.704	C30x35	0.291	0.790
N1	C15	C30x30	0.282	0.405	C30x35	0.301	0.436
N1	C16	C30x30	0.235	0.339	C30x30	0.230	0.332
N1	C17	C30x30	0.141	0.559	C30x35	0.214	0.638
N1	C18	C30x30	0.126	0.508	C30x35	0.190	0.581
N1	C19	C30x30	0.194	0.578	C30x35	0.282	0.642
N1	C20	C30x30	0.278	0.371	C30x35	0.295	0.403
N1	C21	C30x30	0.256	0.344	C30x30	0.251	0.338
N1	C22	C30x30	0.149	0.563	C30x35	0.225	0.643
N1	C23	C30x30	0.131	0.507	C30x35	0.198	0.580
N1	C24	C30x30	0.129	0.554	C30x35	0.194	0.634
N1	C25	C30x30	0.225	0.370	C30x30	0.219	0.361
N1	C26	C30x30	0.212	0.319	C30x30	0.207	0.313
N1	C27	C30x30	0.139	0.597	C30x30	0.136	0.586
N1	C28	C30x30	0.124	0.539	C30x30	0.120	0.530
N1	C29	C30x30	0.117	0.577	C30x30	0.113	0.573
N1	C30	C30x30	0.161	0.348	C30x30	0.156	0.336
NT	C14	C30x30	0.257	0.400	C30x35	0.224	0.345
NT	C15	C30x30	0.233	0.367	C30x35	0.203	0.317
NT	C19	C30x30	0.252	0.402	C30x35	0.220	0.350
NT	C20	C30x30	0.247	0.370	C30x35	0.215	0.320

Nota: Elaboración Propia.

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

Resultados Comparativos Modelos Caso 3 y 4

Las edificaciones modeladas para los casos 3 y 4, corresponden a edificaciones de dos (2) niveles con techo accesible, tal como se evidencia en la figura 47. La identificación de los miembros estructurales se presenta en las figuras subsiguientes.

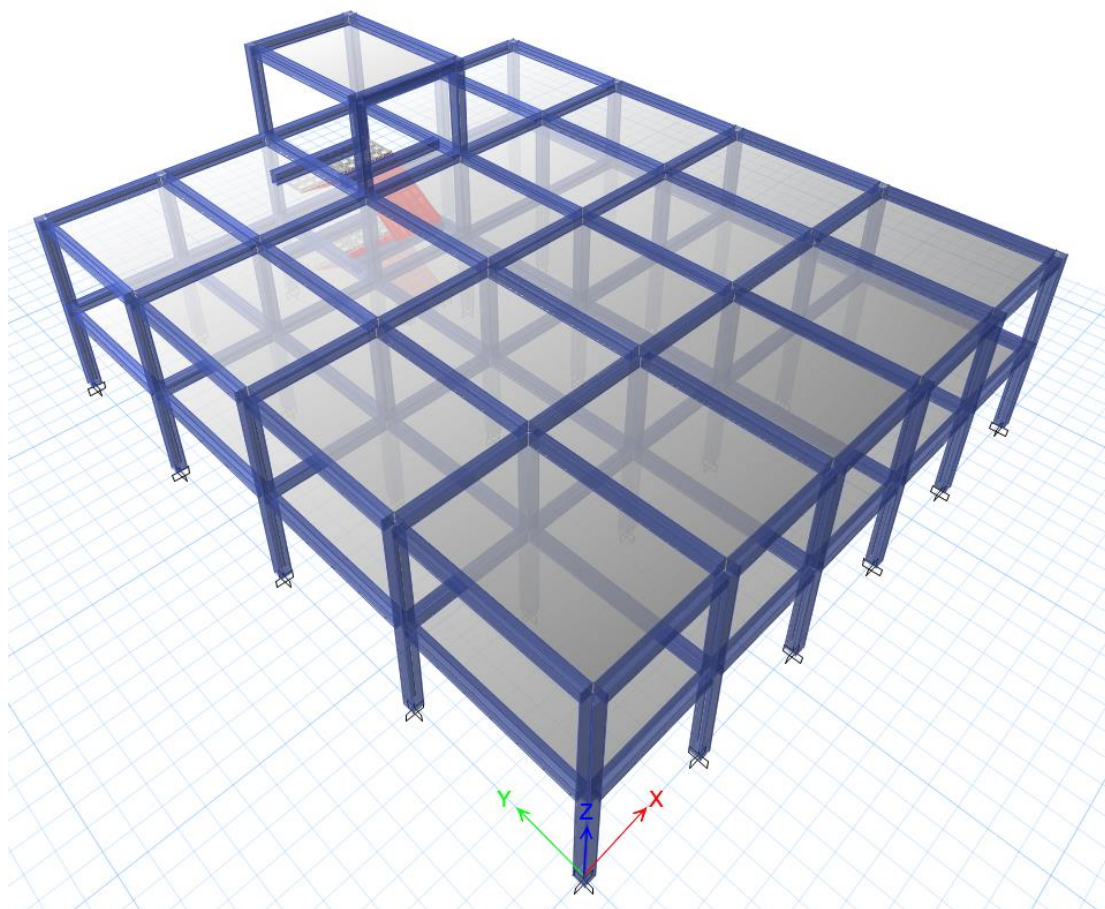


Figura 47. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3.
Nota: Elaboración Propia.

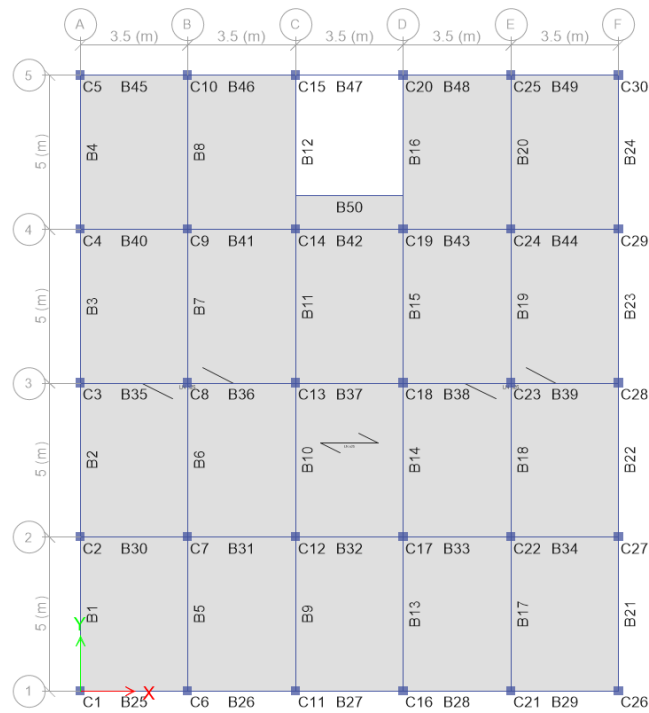


Figura 48. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 3 y 4.
Nota: Elaboración Propia.

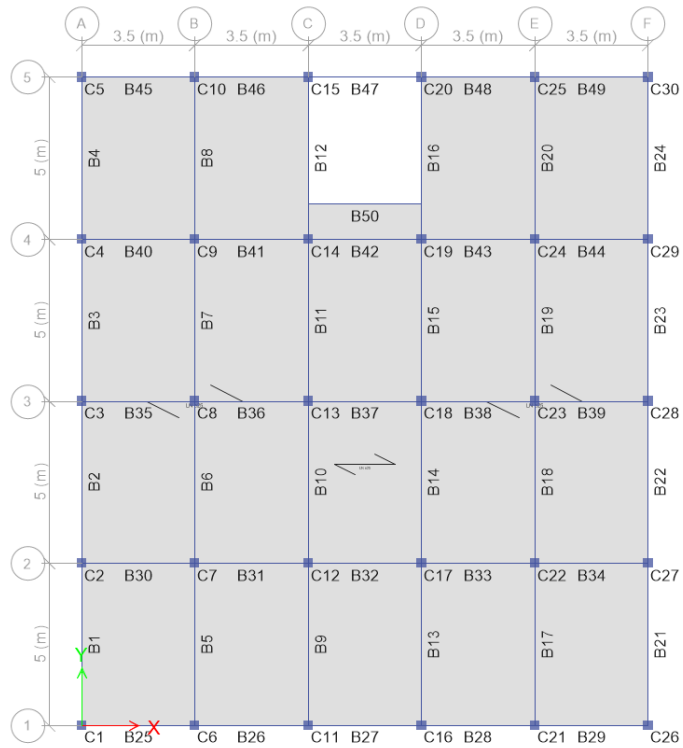


Figura 49. Planta Nivel 2, Elev. +5.78 m Caso 3 y 4.
Nota: Elaboración Propia.

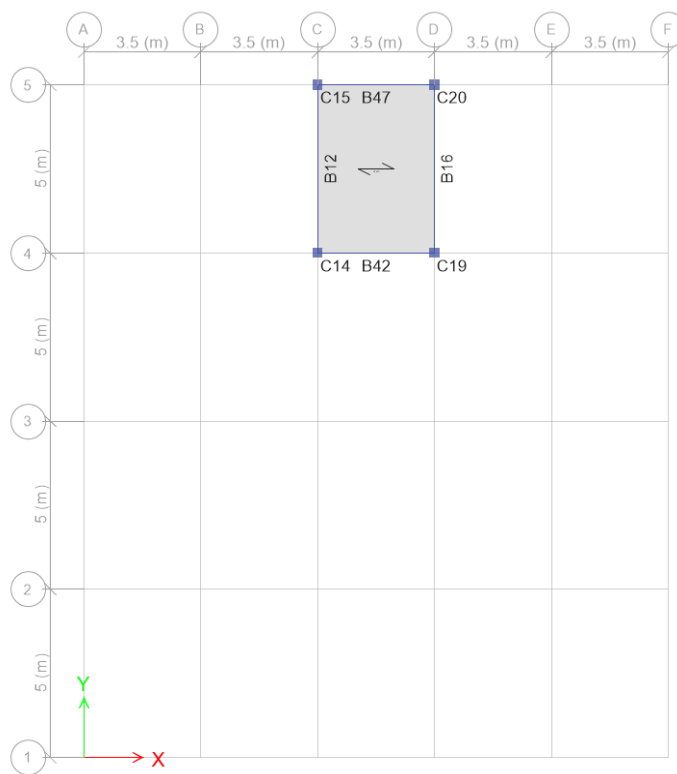


Figura 50. Planta Techo Escalera, Elev. +8.67 m Caso 3 y 4.
Nota: Elaboración Propia.

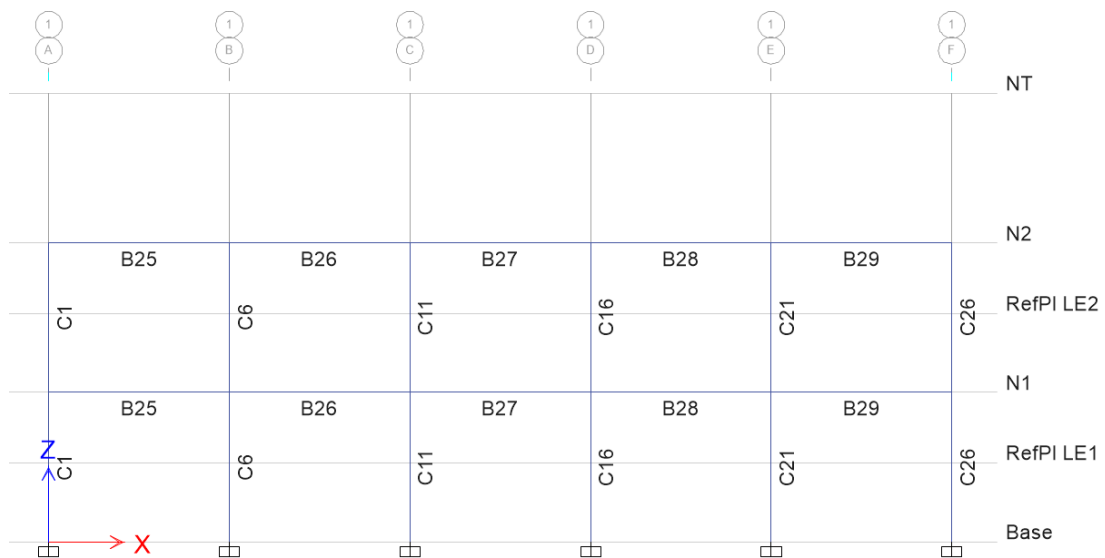


Figura 51. Pórtico 1 Caso 3 y 4.
Nota: Elaboración Propia.

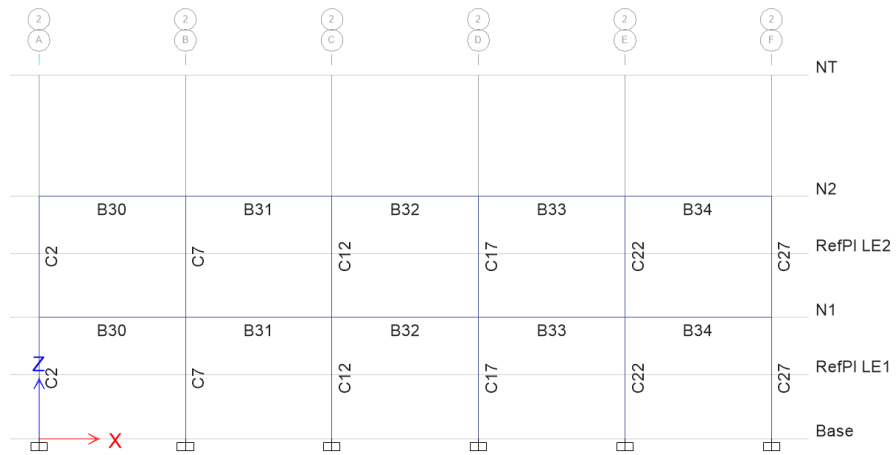


Figura 52. Pórtico 2 Caso 3 y 4.
Nota: Elaboración Propia.

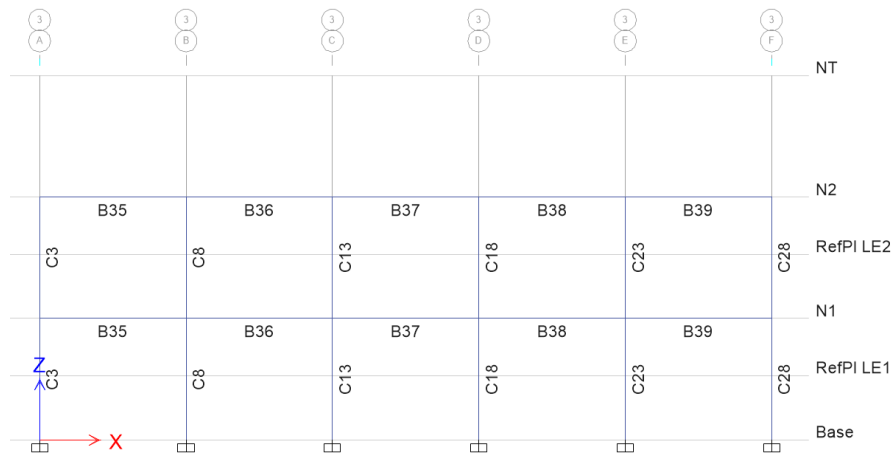


Figura 53. Pórtico 3 Caso 3 y 4.
Nota: Elaboración Propia.

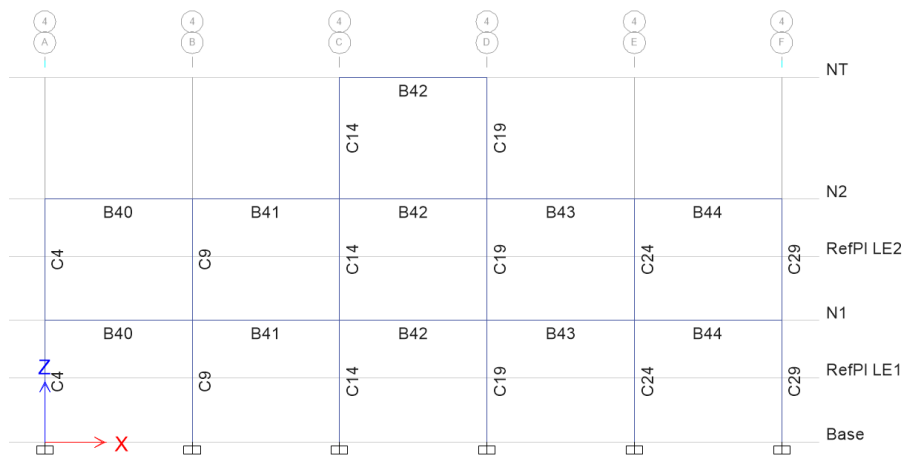


Figura 54. Pórtico 4 Caso 3 y 4.
Nota: Elaboración Propia.

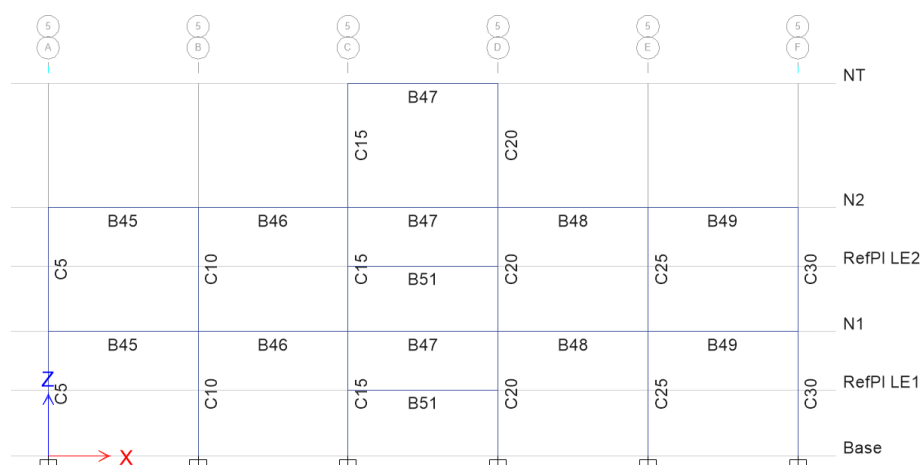


Figura 55. Pórtico 5 Caso 3 y 4.
Nota: Elaboración Propia.

Una vez visualizadas las plantas y pórticos se exponen las dimensiones para cada miembro de los casos 3 y 4 de forma comparativa en el cuadro 30.

Cuadro 30. Resumen Secciones Caso 3 y 4.

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 3	Sección Diseño Caso 4
N1	C1	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C2	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C3	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C4	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C5	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C6	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C7	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C8	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C9	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C10	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C11	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C12	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C13	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C14	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C15	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C16	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C17	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C18	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C19	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C20	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C21	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C22	Column	2.89	C30x30	C30x35

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 3	Sección Diseño Caso 4
N1	C23	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C24	Column	2.89	C30x30	C30x35
N1	C25	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C26	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C27	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C28	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C29	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C30	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	B1	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B2	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B3	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B4	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B5	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B6	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B7	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B8	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B9	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B10	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B11	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B12	Beam	5.00	V25x35	V25x30
N1	B13	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B14	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B15	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B16	Beam	5.00	V25x35	V25x30
N1	B17	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B18	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B19	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B20	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B21	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B22	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B23	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B24	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B25	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B26	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B27	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B28	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B29	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B30	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B31	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B32	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B33	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B34	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B35	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B36	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B37	Beam	3.50	V25x30	V25x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 3	Sección Diseño Caso 4
N1	B38	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B39	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B40	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B41	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B42	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B43	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B44	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B45	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B46	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B47	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B48	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B49	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B50	Beam	3.50	V25x35	V25x30
N1	B51	Beam	3.50	V30x40	V30x35
N2	C1	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C2	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C3	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C4	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C5	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C6	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C7	Column	2.89	C30x30	C30x35
N2	C8	Column	2.89	C30x30	C30x35
N2	C9	Column	2.89	C30x30	C30x35
N2	C10	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C11	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C12	Column	2.89	C30x30	C30x35
N2	C13	Column	2.89	C30x30	C30x35
N2	C14	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C15	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C16	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C17	Column	2.89	C30x30	C30x35
N2	C18	Column	2.89	C30x30	C30x35
N2	C19	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C20	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C21	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C22	Column	2.89	C30x30	C30x35
N2	C23	Column	2.89	C30x30	C30x35
N2	C24	Column	2.89	C30x30	C30x35
N2	C25	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C26	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C27	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C28	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C29	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C30	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	B1	Beam	5.00	V25x30	V25x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 3	Sección Diseño Caso 4
N2	B2	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B3	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B4	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B5	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B6	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B7	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B8	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B9	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B10	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B11	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B12	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B13	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B14	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B15	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B16	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B17	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B18	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B19	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B20	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B21	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B22	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B23	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B24	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B25	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B26	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B27	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B28	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B29	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B30	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B31	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B32	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B33	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B34	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B35	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B36	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B37	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B38	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B39	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B40	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B41	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B42	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B43	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B44	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B45	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B46	Beam	3.50	V25x30	V25x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 3	Sección Diseño Caso 4
N2	B47	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B48	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B49	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B50	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B51	Beam	3.50	V30x40	V30x40
NT	C14	Column	2.89	C30x30	C30x40
NT	C15	Column	2.89	C30x30	C30x40
NT	C19	Column	2.89	C30x30	C30x40
NT	C20	Column	2.89	C30x30	C30x40
NT	B12	Beam	5.00	V25x30	V25x30
NT	B16	Beam	5.00	V25x30	V25x30
NT	B42	Beam	3.50	V25x30	V25x30
NT	B47	Beam	3.50	V25x30	V25x30

Nota: Elaboración Propia.

Análisis de las estructuras

Revisión de Masas Participativas

Se realizó la revisión de las masas participativas correspondientes a los casos 3 y 4, presentando los resultados en el cuadro 31.

Cuadro 31. Sumatoria Masas Participativas.

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Caso 3					
1	0.357	0.000	0.877	7.58E-06	87.71%
2	0.328	0.600	0.000	60.01%	87.71%
3	0.277	0.283	0.000	88.28%	87.72%
4	0.144	0.001	0.043	88.33%	92.05%
5	0.130	0.036	0.000	91.94%	92.06%
6	0.127	0.001	0.000	92.03%	92.06%
7	0.108	0.049	0.006	96.89%	92.68%
8	0.107	0.004	0.070	97.26%	99.66%
9	0.088	0.023	0.000	99.54%	99.66%

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Caso 4					
1	0.335	0.001	0.867	0.06%	86.65%
2	0.322	0.596	0.000	59.67%	86.68%
3	0.273	0.287	0.001	88.33%	86.73%
4	0.124	0.041	0.007	92.38%	87.40%
5	0.121	0.003	0.065	92.63%	93.85%
6	0.113	0.001	0.000	92.77%	93.89%
7	0.104	0.046	0.000	97.35%	93.90%
8	0.091	0.000	0.058	97.36%	99.65%
9	0.083	0.022	0.000	99.55%	99.65%

Nota: Elaboración Propia.

Los resultados expuestos, especifican que para ambos casos se obtuvieron masas participativas mayores al 99% utilizando nueve (9) modos de vibración, cumpliendo con lo especificado por la Norma Covenin 1756-2001. La representación gráfica del período vs los modos de vibración se presenta en la figura 56.

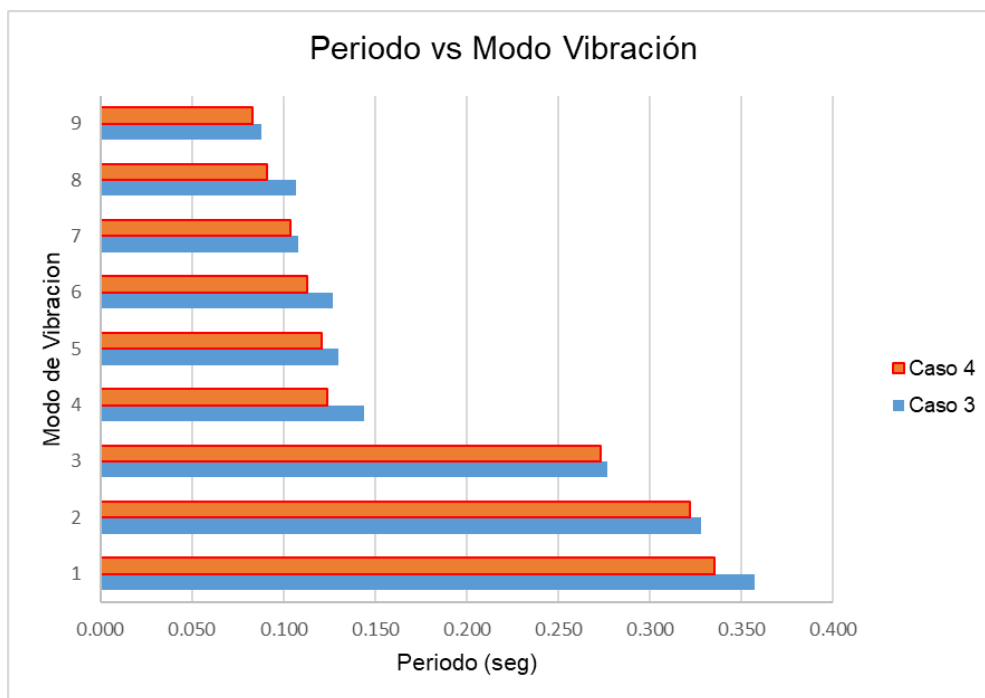


Figura 56. Periodo vs Modo de vibración.

Nota: Elaboración Propia.

Se puede observar que los periodos de la estructura para los diferentes modos de vibración son similares entre los dos casos, manteniendo una distribución semejante en las masas participativas; sin embargo, se obtuvo un período mayor en el caso 3, cumpliendo ambos casos con una sumatoria superior al 90% de las masas participativas con nueve (9) modos de vibración.

Revisión de cortante basal

Para la revisión de la cortante basal se calculó la fuerza cortante por piso para cada uno de los modelos 3 y 4; los resultados se detallan en el cuadro 32, seguido de gráficos comparativos en las direcciones X y Y.

Cuadro 32. Fuerza Cortante por Piso.

Nivel	Elevación (m)	Ubicación	X-Dir (Tonf)	Y-Dir (Tonf)
Caso 3				
NT	8.67	Top	2.34	2.56
		Bottom	2.34	2.56
N2	5.78	Top	23.53	25.58
		Bottom	23.95	26.08
N1	2.89	Top	37.65	40.26
		Bottom	37.80	40.46
Caso 4				
NT	8.67	Top	2.47	3.06
		Bottom	2.47	3.06
N2	5.78	Top	23.87	26.42
		Bottom	24.30	26.94
N1	2.89	Top	38.20	41.26
		Bottom	38.35	41.45

Nota: Elaboración Propia.

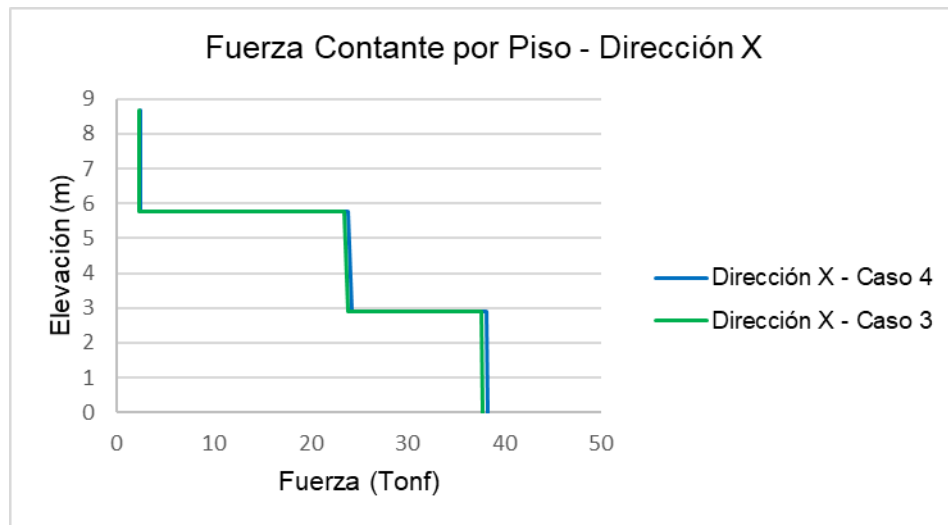


Figura 57. Fuerza cortante por piso en dirección X.
 Nota: Elaboración Propia.

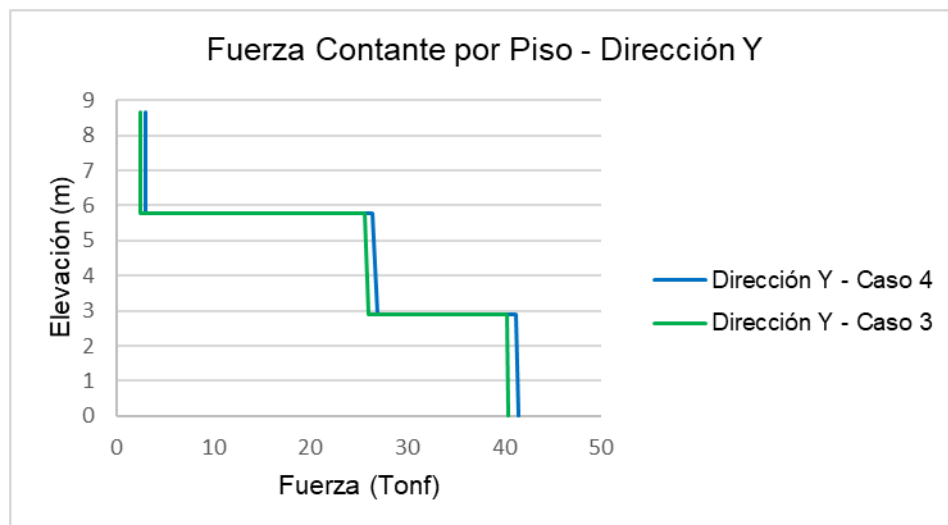


Figura 58. Fuerza cortante por piso en dirección Y.
 Nota: Elaboración Propia.

Con los resultados de la fuerza cortante obtenidos, y siguiendo las especificaciones citadas en la Norma Covenin 1756:2001, el cuadro 33 detalla el cortante basal mínimo para el caso 3 y 4.

Cuadro 33. Cortante Basal Mínimo.

Caso 3					Caso 4				
Ct-X	0.07	<i>adm</i>	Ta_x =	0.35 <i>seg</i>	Ct-X	0.07	<i>adm</i>	Ta_x =	0.35 <i>seg</i>
Ct-Y	0.07	<i>adm</i>	Ta_y =	0.35 <i>seg</i>	Ct-Y	0.07	<i>adm</i>	Ta_y =	0.35 <i>seg</i>
Masa	41.34	<i>ton.s2/m</i>	1.6Ta_x =	0.57 <i>seg</i>	Masa	41.63	<i>ton.s2/m</i>	1.6Ta_x =	0.57 <i>seg</i>
W =	405.57	<i>ton</i>	1.6Ta_y =	0.57 <i>seg</i>	W =	408.44	<i>ton</i>	1.6Ta_y =	0.57 <i>seg</i>
Vo_x =	37.80	<i>ton</i>	Ad_x =	0.1040 <i>1/g</i>	Vo_x =	38.35	<i>ton</i>	Ad_x =	0.1040 <i>1/g</i>
Vo_y =	40.46	<i>ton</i>	Ad_y =	0.1040 <i>1/g</i>	Vo_y =	41.45	<i>ton</i>	Ad_y =	0.1040 <i>1/g</i>
h =	8.67	<i>m</i>	T* =	0.7	h =	8.67	<i>m</i>	T* =	0.7
N =	3.00	<i>Niveles</i>			N =	3.00	<i>Niveles</i>		
$\mu = \text{al mayor entre } \mu_1 \text{ y } \mu_2$ $\mu_1 = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad \mu_2 = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$ $\mu_x = 0.933$ $\mu_y = 0.933$					$\mu = \text{al mayor entre } \mu_1 \text{ y } \mu_2$ $\mu_1 = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad \mu_2 = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$ $\mu_x = 0.933$ $\mu_y = 0.933$				
V*o = μAdW V*o/V_o					V*o = μAdW V*o/V_o				
V*o_x =	39.37	<i>ton</i>	1.042	→ R	V*o_x =	39.65	<i>ton</i>	1.034	→ R
V*o_y =	39.37	<i>ton</i>	0.973	→ Ok	V*o_y =	39.65	<i>ton</i>	0.956	→ Ok

Fuente: Elaboración Propia.

Se puede observar que la edificación del caso 4 tiene mayor peso, por lo tanto, las fuerzas sísmicas son mayores, sin embargo, los factores de amplificación son similares en ambos casos. De igual manera se verificó que el cortante basal dinámico es menor que el cortante basal estático estipulado por la Norma Covenin 1756:2001 en la dirección X, por lo que se amplificaron las fuerzas sísmicas para igualar el cortante basal al mínimo establecido por la normativa, esto a fin de chequear los desplazamientos, derivas de piso, y el diseño de los miembros.

Verificación efecto P-Δ

Los resultados de la verificación del efecto P- Δ se presentan en el cuadro 34, calculados según los parámetros indicados por la Norma Covenin 1756:2001.

Cuadro 34. Efecto P-Δ.

Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Vi X (Tonf)	Vi Y (Tonf)	Θi X	Θi Y
Caso 3							
NT	8.67	0.0006	0.0007	2.43	2.56	0.0322	0.0409
N2	5.78	0.0009	0.0009	24.95	26.08	0.0048	0.0046
N1	2.89	0.0009	0.0008	39.38	40.46	0.0032	0.0029
Wj (Tonf)	405.57						
Caso 4							
NT	8.67	0.0005	0.0007	2.56	3.06	0.0284	0.0310
N2	5.78	0.0008	0.0008	25.12	26.94	0.0047	0.0042
N1	2.89	0.0009	0.0008	39.66	41.45	0.0031	0.0026
Wj (Tonf)	408.44						

Nota: Elaboración Propia.

La información detallada en el cuadro 34, ninguno de los casos 3 y 4 superó el valor límite establecido por la Norma Covenin 1756:2001 de 0,08 para Θ_i , por lo que no se tomó en cuenta el efecto P-Δ en estos casos de estudio.

Control de desplazamientos

El control de desplazamientos en los casos 3 y 4, se realizó siguiendo los parámetros especificados en el subcapítulo 10.1 de la Norma Covenin 1756:2001 sobre el cálculo de la deriva por piso. El cuadro 35, presenta los resultados de las derivas elásticas e inelásticas obtenidos para cada nivel.

Cuadro 35. Derivas de Piso.

		Deriva Elastica		Deriva Inelastica	
Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
Caso 3					
NT	8.67	0.0006	0.0007	0.0027	0.0036
N2	5.78	0.0009	0.0009	0.0041	0.0041
N1	2.89	0.0009	0.0008	0.0044	0.0041
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Caso 4					
NT	8.67	0.0005	0.0007	0.0025	0.0032
N2	5.78	0.0008	0.0008	0.0040	0.0039
N1	2.89	0.0009	0.0008	0.0042	0.0036
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Nota: Elaboración Propia.

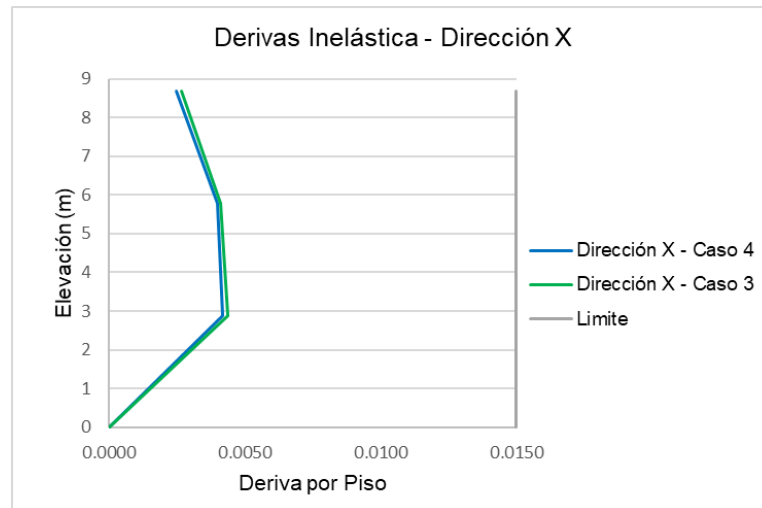


Figura 59. Derivas por piso en dirección X.

Nota: Elaboración Propia.

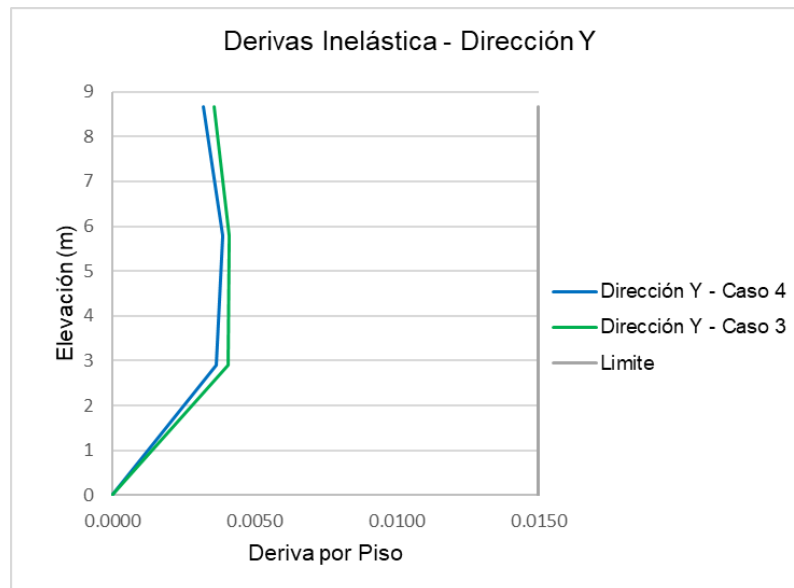


Figura 60. Derivas por piso en dirección Y.

Nota: Elaboración Propia.

La representación gráfica presentada de las derivas por piso en dirección X y Y resultaron similares entre los dos casos de estudio, siendo levemente superior las derivas para el caso 3, sin embargo ambos casos indicaron que las derivas elásticas e inelásticas cumplen con lo establecido por la Norma Covenin 1756-2001 al no superar la deriva máxima normativa de 0,015.

Diseño de los miembros

Área de acero requerida.

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

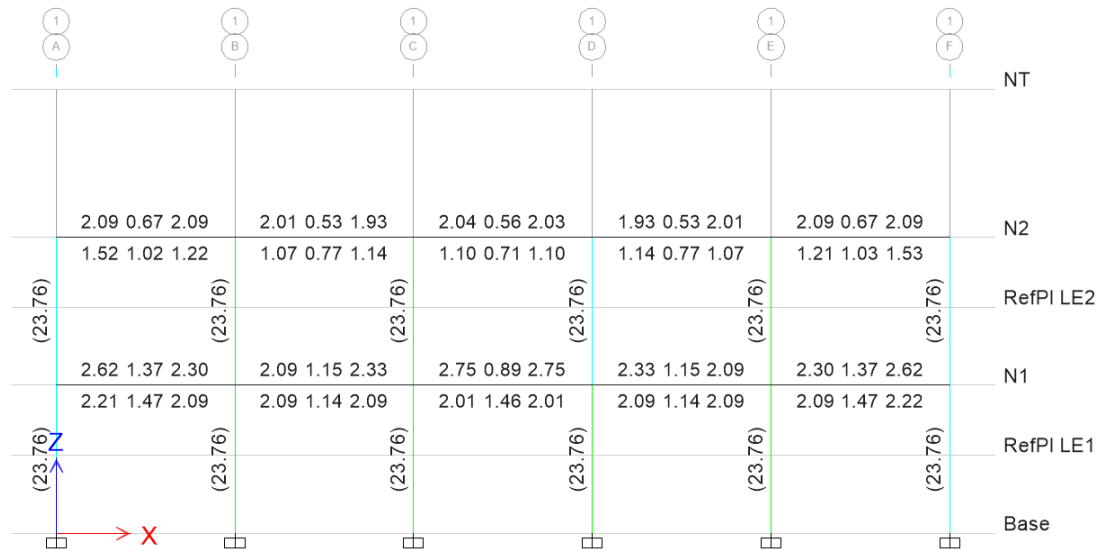


Figura 61. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 1 – Caso 3.
Nota: Elaboración Propia.

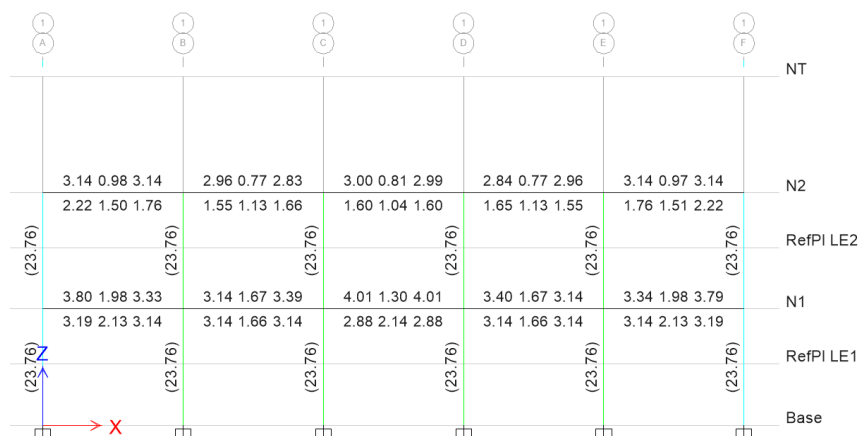


Figura 62. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 1 – Caso 4.
Nota: Elaboración Propia.

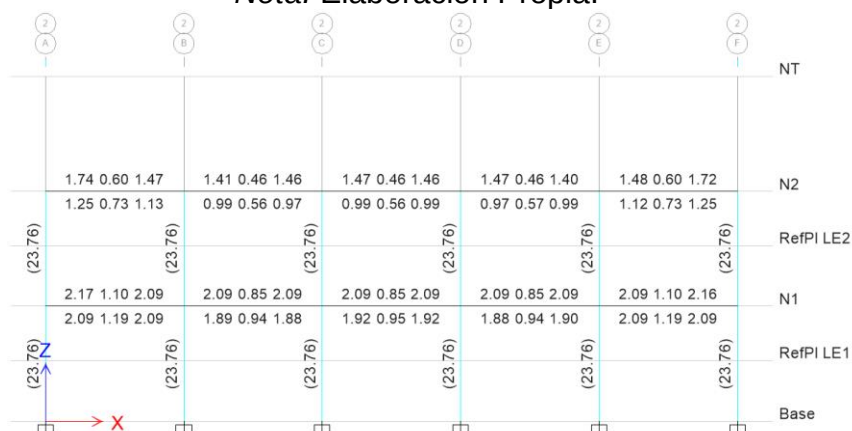


Figura 63. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 2 – Caso 3.
Nota: Elaboración Propia.

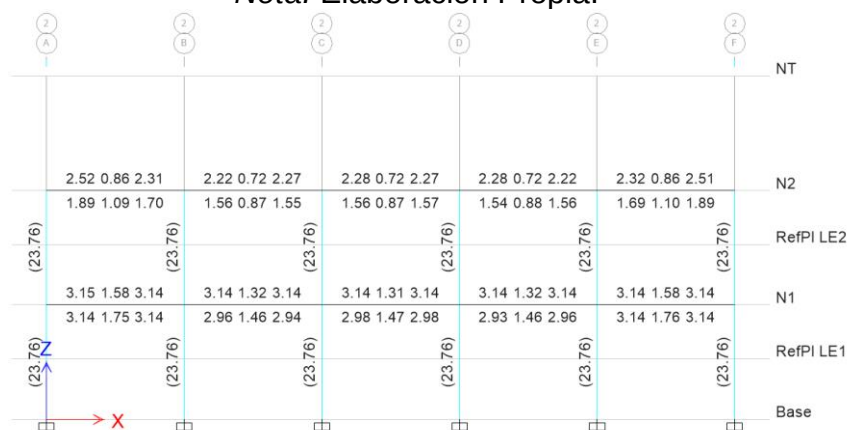
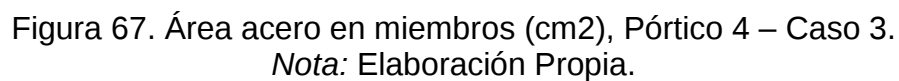
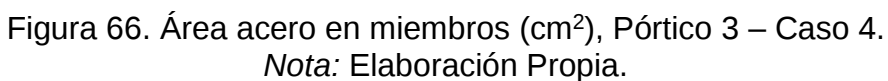
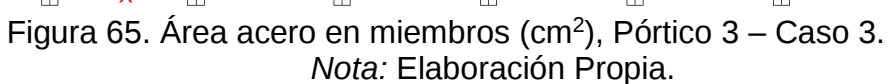


Figura 64. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 2 – Caso 4.
Nota: Elaboración Propia.



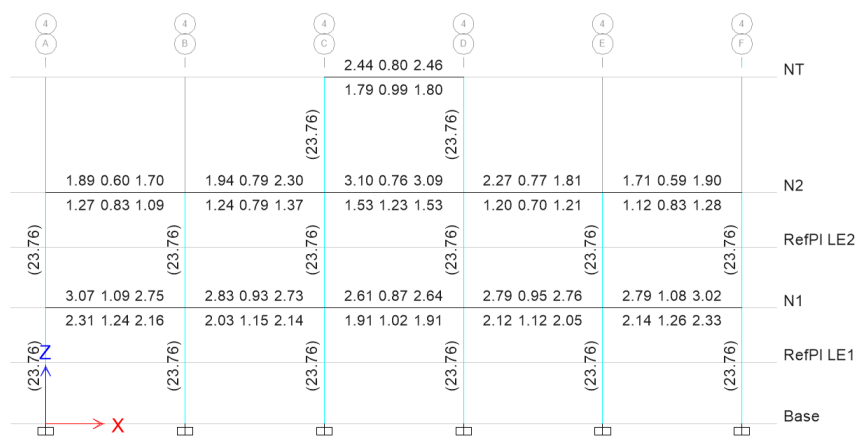


Figura 68. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 4 – Caso 4.
Nota: Elaboración Propia.

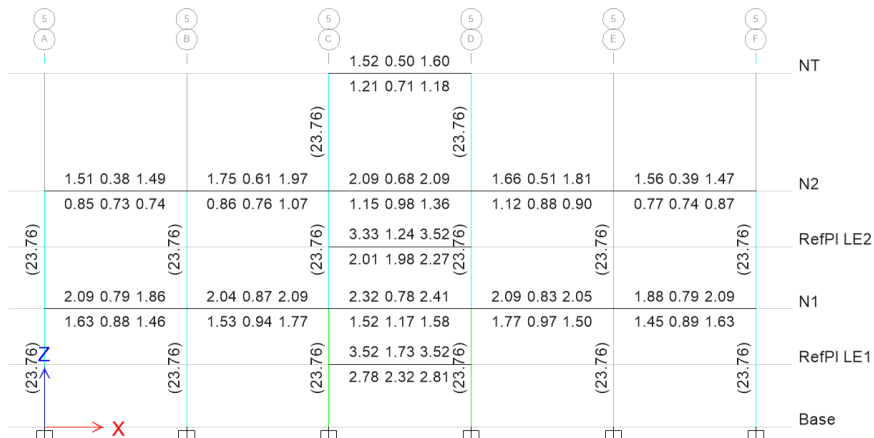


Figura 69. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 5 – Caso 3.
Nota: Elaboración Propia.

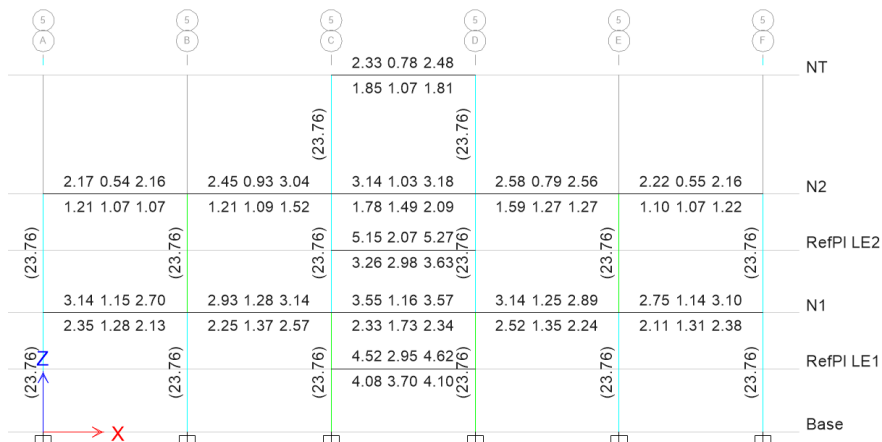


Figura 70. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 5 – Caso 4.
Nota: Elaboración Propia.

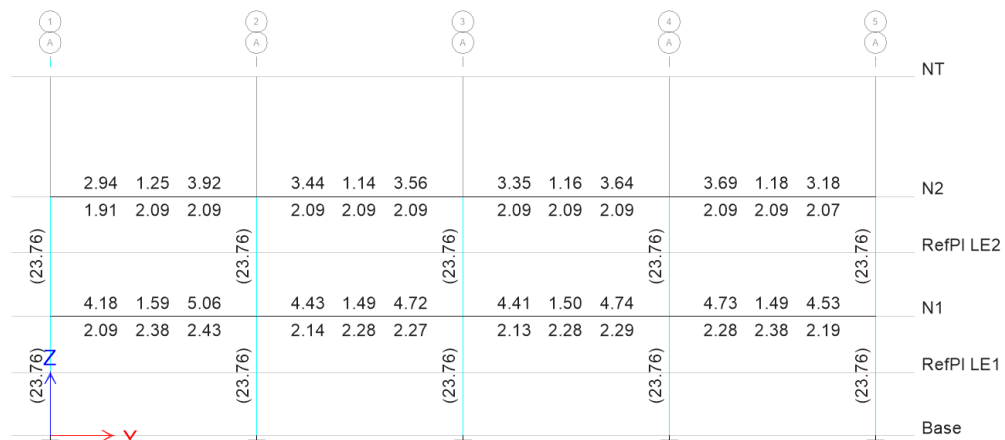


Figura 71. Área acero en miembros (cm²), Pórtico A – Caso 3.
Nota: Elaboración Propia.

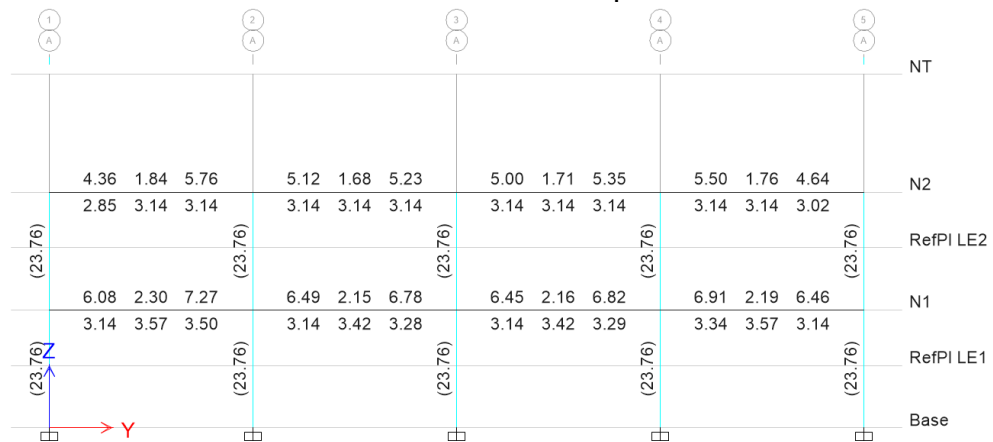


Figura 72. Área acero en miembros (cm²), Pórtico A – Caso 4.
Nota: Elaboración Propia

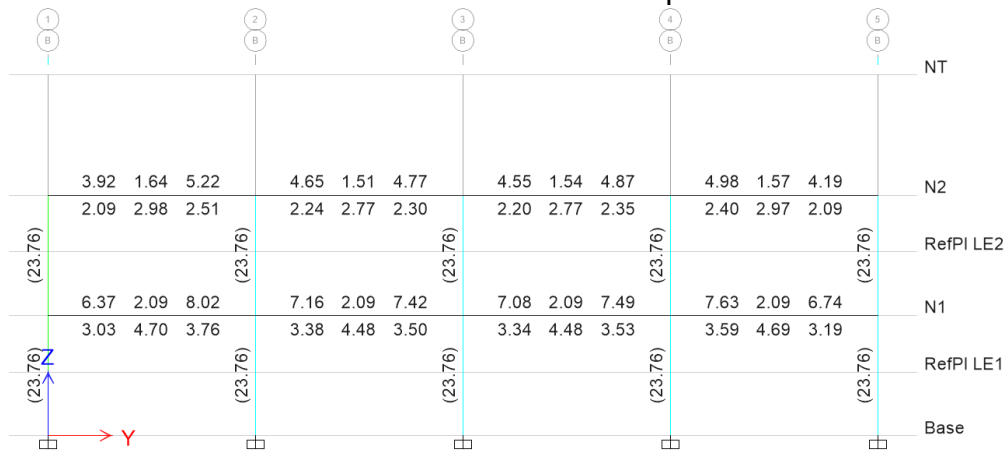


Figura 73. Área acero en miembros (cm²), Pórtico B – Caso 3.
Nota: Elaboración Propia

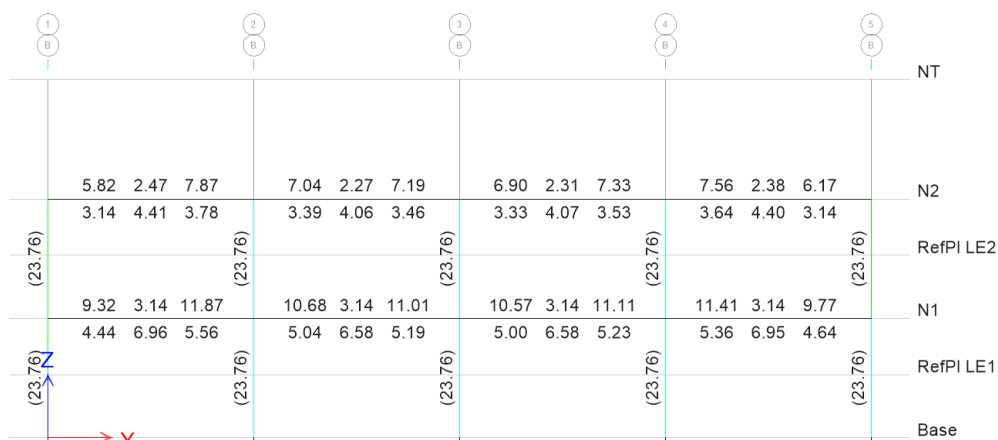


Figura 74. Área acero en miembros (cm²), Pórtico B – Caso 4.
Nota: *Elaboración Propia.*

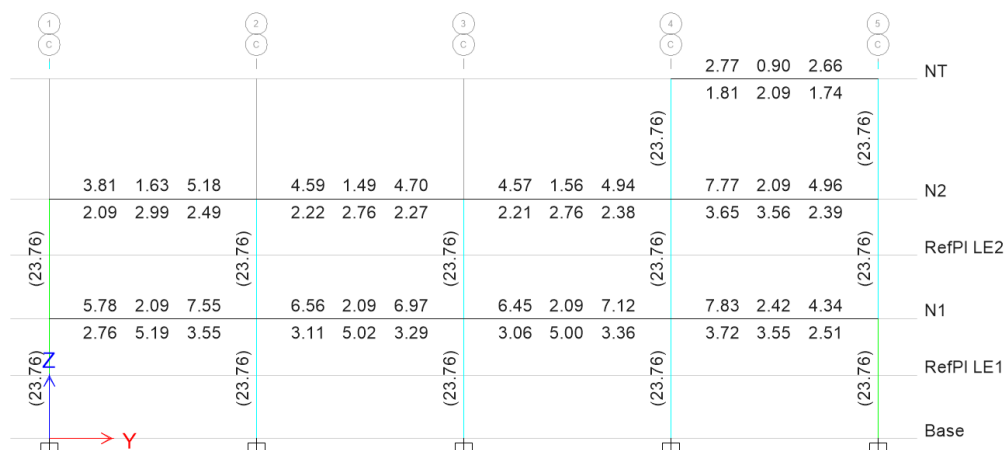


Figura 75. Área acero en miembros (cm²), Pórtico C – Caso 3.
Nota: *Elaboración Propia.*

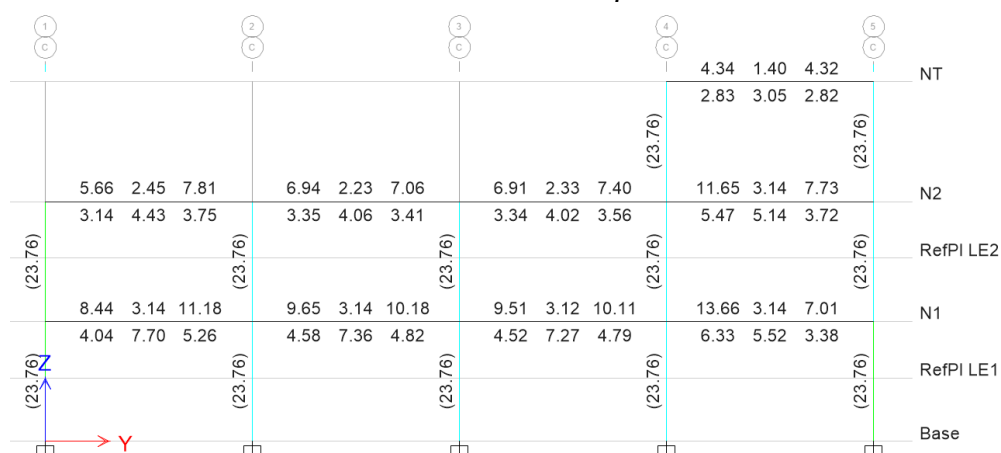


Figura 76. Área acero en miembros (cm²), Pórtico C – Caso 4.
Nota: *Elaboración Propia.*

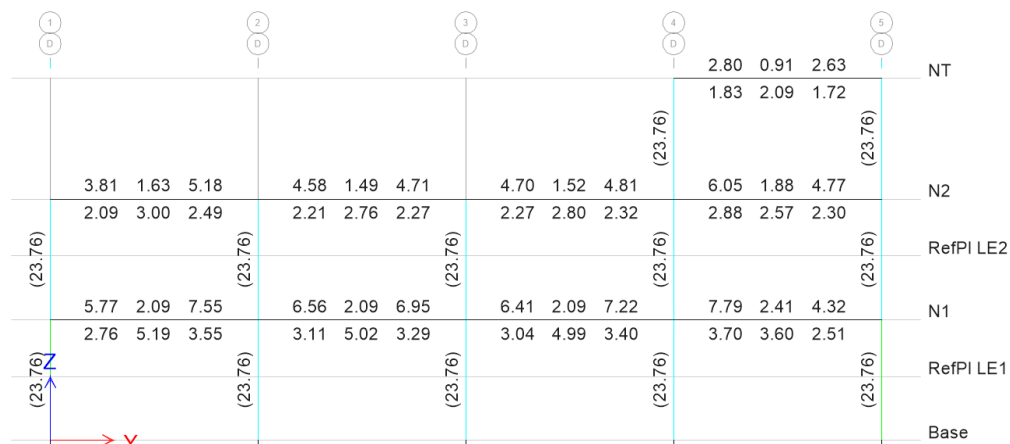


Figura 77. Área acero en miembros (cm²), Pórtico D – Caso 3.
Nota: Elaboración Propia.

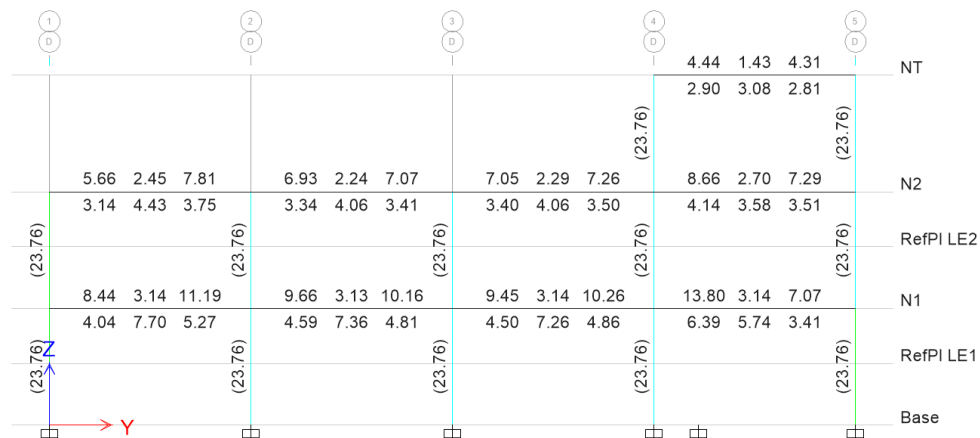


Figura 78. Área acero en miembros (cm²), Pórtico D – Caso 4.
Nota: Elaboración Propia.

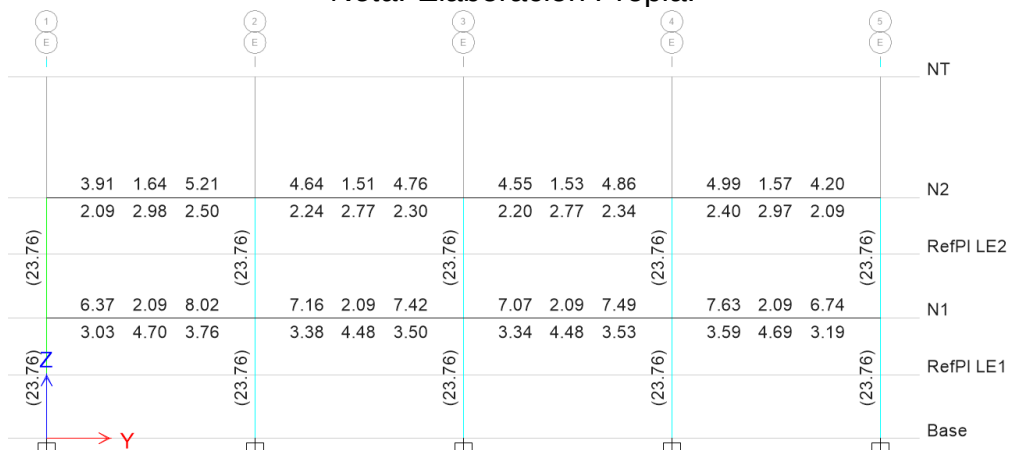


Figura 79. Área acero en miembros (cm²), Pórtico E – Caso 3.
Nota: Elaboración Propia

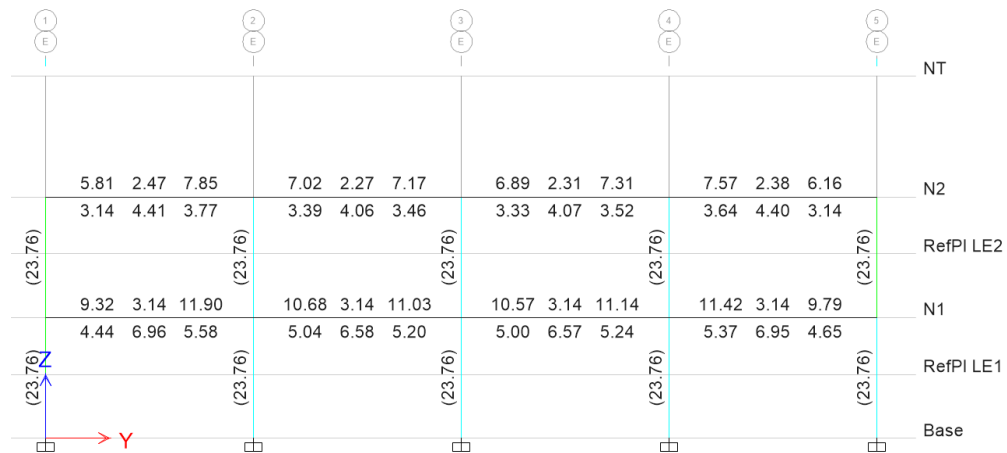


Figura 80. Área acero en miembros (cm²), Pórtico E – Caso 4.
Nota: Elaboración Propia

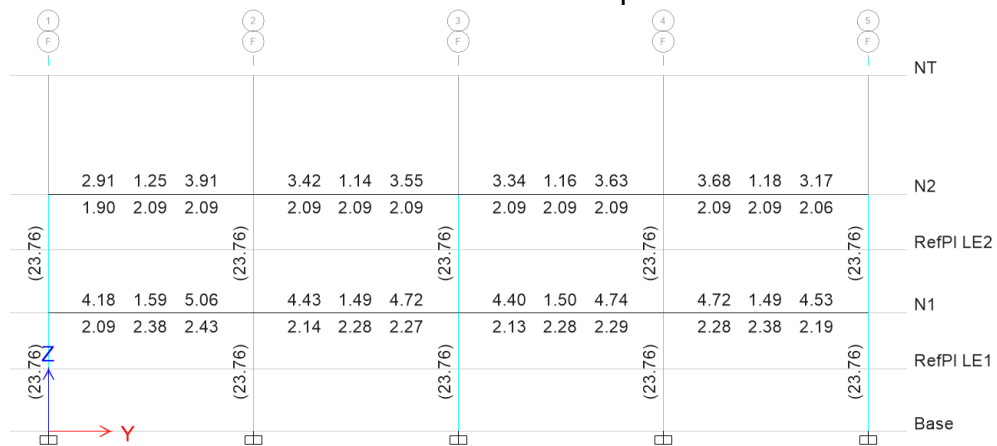


Figura 81. Área acero en miembros (cm²), Pórtico F – Caso 3.
Nota: Elaboración Propia

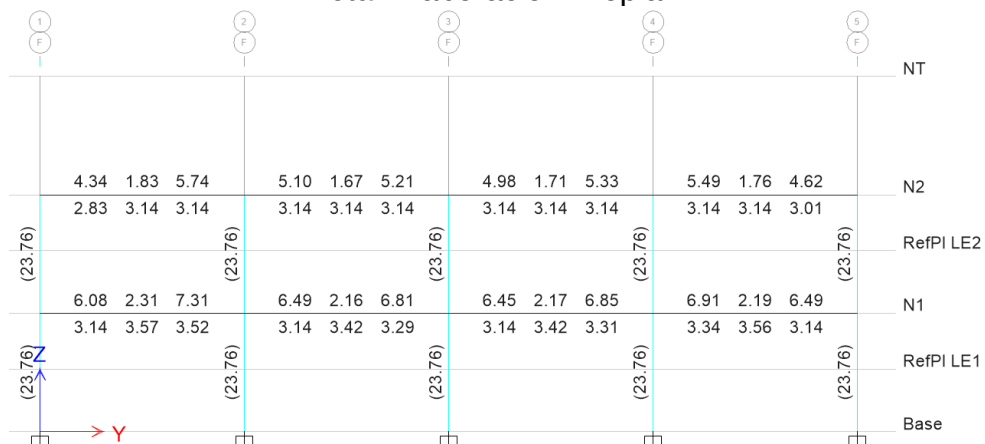


Figura 82. Área acero en miembros (cm²), Pórtico F – Caso 4.
Nota: Elaboración Propia

Se puede observar que el área de acero en cm^2 requerida en las vigas para el caso 4 es mayor que el área de acero en cm^2 requerida para el caso 3, esta diferencia se incrementó en un rango del 40% y 60%, debido principalmente a que el acero S-60 tiene un esfuerzo de cedencia 50% mayor que el acero S-40. No obstante el área de acero en cm^2 para las columnas fue igual para ambos casos, debido a que el diseño de estos miembros estuvo controlado por la verificación del efecto Columna fuerte – Viga débil y por el corte en los nodos.

Revisión Columna fuerte – Viga débil.

Para cada pórtico de las estructuras correspondientes a los casos 3 y 4, se presenta en el cuadro 36, la verificación del criterio Columna Fuerte- Viga Débil realizando la verificación por nodo, donde en cada nodo, la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas debe ser mayor o igual que 1.2 veces la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas.

Cuadro 36. Chequeo Columna fuerte – Viga débil.

Nivel	Label	Caso 3			Caso 4		
		Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio	Seccion	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio
N1	C1	C30x30	0.157	0.245	C30x30	0.204	0.319
N1	C2	C30x30	0.128	0.412	C30x30	0.166	0.532
N1	C3	C30x30	0.123	0.393	C30x30	0.165	0.509
N1	C4	C30x30	0.123	0.402	C30x30	0.161	0.521
N1	C5	C30x30	0.126	0.263	C30x30	0.169	0.337
N1	C6	C30x30	0.259	0.353	C30x30	0.341	0.462
N1	C7	C30x30	0.241	0.612	C30x35	0.306	0.643
N1	C8	C30x30	0.205	0.583	C30x35	0.268	0.614
N1	C9	C30x30	0.190	0.602	C30x35	0.245	0.635
N1	C10	C30x30	0.208	0.372	C30x30	0.268	0.482
N1	C11	C30x30	0.284	0.323	C30x30	0.375	0.421
N1	C12	C30x30	0.231	0.577	C30x35	0.300	0.605
N1	C13	C30x30	0.198	0.548	C30x35	0.261	0.571
N1	C14	C30x30	0.171	0.695	C30x40	0.230	0.588
N1	C15	C30x30	0.241	0.300	C30x40	0.307	0.244

Nivel	Label	Caso 3			Caso 4		
		Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio	Seccion	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio
N1	C16	C30x30	0.284	0.323	C30x30	0.375	0.422
N1	C17	C30x30	0.231	0.577	C30x35	0.300	0.606
N1	C18	C30x30	0.199	0.546	C30x35	0.263	0.570
N1	C19	C30x30	0.172	0.694	C30x40	0.228	0.591
N1	C20	C30x30	0.246	0.299	C30x40	0.305	0.246
N1	C21	C30x30	0.259	0.353	C30x30	0.341	0.462
N1	C22	C30x30	0.241	0.612	C30x35	0.306	0.644
N1	C23	C30x30	0.204	0.583	C30x35	0.266	0.615
N1	C24	C30x30	0.188	0.602	C30x35	0.241	0.635
N1	C25	C30x30	0.208	0.371	C30x30	0.265	0.482
N1	C26	C30x30	0.157	0.244	C30x30	0.204	0.319
N1	C27	C30x30	0.128	0.412	C30x30	0.165	0.534
N1	C28	C30x30	0.123	0.393	C30x30	0.165	0.510
N1	C29	C30x30	0.123	0.402	C30x30	0.159	0.522
N1	C30	C30x30	0.126	0.263	C30x30	0.167	0.338
N2	C1	C30x30	0.254	0.352	C30x30	0.343	0.472
N2	C2	C30x30	0.209	0.708	C30x30	0.271	0.938
N2	C3	C30x30	0.176	0.668	C30x30	0.226	0.885
N2	C4	C30x30	0.161	0.682	C30x30	0.205	0.911
N2	C5	C30x30	0.184	0.379	C30x30	0.24	0.499
N2	C6	C30x30	0.39	0.458	C30x30	0.511	0.609
N2	C7	C30x30	0.303	0.851	C30x35	0.405	0.931
N2	C8	C30x30	0.246	0.799	C30x35	0.328	0.876
N2	C9	C30x30	0.245	0.838	C30x35	0.314	0.919
N2	C10	C30x30	0.301	0.488	C30x30	0.382	0.644
N2	C11	C30x30	0.384	0.446	C30x30	0.504	0.593
N2	C12	C30x30	0.292	0.844	C30x35	0.396	0.922
N2	C13	C30x30	0.24	0.793	C30x35	0.324	0.867
N2	C14	C30x30	0.171	0.564	C30x40	0.228	0.522
N2	C15	C30x30	0.191	0.285	C30x40	0.25	0.275
N2	C16	C30x30	0.383	0.446	C30x30	0.502	0.593
N2	C17	C30x30	0.294	0.843	C30x35	0.397	0.921
N2	C18	C30x30	0.242	0.801	C30x35	0.325	0.873
N2	C19	C30x30	0.161	0.475	C30x40	0.219	0.428
N2	C20	C30x30	0.194	0.275	C30x40	0.247	0.26
N2	C21	C30x30	0.389	0.457	C30x30	0.51	0.608
N2	C22	C30x30	0.301	0.85	C30x35	0.403	0.929
N2	C23	C30x30	0.244	0.799	C30x35	0.327	0.874
N2	C24	C30x30	0.232	0.838	C30x35	0.303	0.919
N2	C25	C30x30	0.313	0.488	C30x30	0.397	0.642
N2	C26	C30x30	0.254	0.35	C30x30	0.343	0.47
N2	C27	C30x30	0.208	0.707	C30x30	0.27	0.936
N2	C28	C30x30	0.174	0.667	C30x30	0.225	0.883
N2	C29	C30x30	0.159	0.68	C30x30	0.206	0.909

Nivel	Label	Caso 3			Caso 4		
		Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio	Seccion	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio
N2	C30	C30x30	0.18	0.378	C30x30	0.238	0.497
NT	C14	C30x30	0.191	0.334	C30x40	0.26	0.328
NT	C15	C30x30	0.186	0.321	C30x40	0.249	0.327
NT	C19	C30x30	0.193	0.338	C30x40	0.262	0.336
NT	C20	C30x30	0.196	0.318	C30x40	0.265	0.327

Nota: Elaboración Propia

La información detallada en el cuadro 36, demostró que el criterio Columna Fuerte – Viga Débil en el caso 4 estuvo más cercano al límite que en el caso 3. Este criterio se representa mediante un ratio que indica la relación demanda/capacidad de resistencia teórica; es decir, la demanda de la verificación de los momentos correspondientes a la resistencia teórica columna-viga, entre la capacidad de la verificación de los momentos correspondientes a la resistencia teórica columnas-viga en cada nodo. Dicha relación no debe ser mayor a 1. Sin embargo, ambos casos cumplieron con la relación indicada por la Norma Fondonorma 1753:2006.

Revisión Corte en el nodo.

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

Cuadro 37. Chequeo Corte en el nodo.

Nivel	Label	Caso 3			Caso 4		
		Sección	JS Major Ratio	JS Minor Ratio	Seccion	JS Major Ratio	JS Minor Ratio
N1	C1	C30x30	0.310	0.496	C30x30	0.299	0.480
N1	C2	C30x30	0.205	0.683	C30x30	0.199	0.658
N1	C3	C30x30	0.198	0.649	C30x30	0.198	0.627
N1	C4	C30x30	0.198	0.666	C30x30	0.193	0.645
N1	C5	C30x30	0.247	0.538	C30x30	0.247	0.510
N1	C6	C30x30	0.415	0.606	C30x30	0.408	0.591
N1	C7	C30x30	0.297	0.814	C30x35	0.424	0.920
N1	C8	C30x30	0.251	0.769	C30x35	0.368	0.870
N1	C9	C30x30	0.233	0.797	C30x35	0.337	0.905
N1	C10	C30x30	0.330	0.642	C30x30	0.319	0.620
N1	C11	C30x30	0.458	0.549	C30x30	0.451	0.535

Nivel	Label	Caso 3			Caso 4		
		Sección	JS Major Ratio	JS Minor Ratio	Seccion	JS Major Ratio	JS Minor Ratio
N1	C12	C30x30	0.284	0.761	C30x35	0.413	0.857
N1	C13	C30x30	0.242	0.715	C30x35	0.358	0.799
N1	C14	C30x30	0.208	0.789	C30x40	0.281	0.880
N1	C15	C30x30	0.387	0.404	C30x40	0.362	0.416
N1	C16	C30x30	0.458	0.549	C30x30	0.451	0.535
N1	C17	C30x30	0.284	0.761	C30x35	0.413	0.858
N1	C18	C30x30	0.243	0.713	C30x35	0.360	0.796
N1	C19	C30x30	0.211	0.789	C30x40	0.280	0.890
N1	C20	C30x30	0.395	0.402	C30x40	0.359	0.419
N1	C21	C30x30	0.415	0.606	C30x30	0.408	0.592
N1	C22	C30x30	0.297	0.814	C30x35	0.424	0.922
N1	C23	C30x30	0.250	0.768	C30x35	0.365	0.872
N1	C24	C30x30	0.230	0.796	C30x35	0.331	0.906
N1	C25	C30x30	0.331	0.642	C30x30	0.315	0.622
N1	C26	C30x30	0.310	0.495	C30x30	0.299	0.480
N1	C27	C30x30	0.204	0.683	C30x30	0.198	0.660
N1	C28	C30x30	0.198	0.649	C30x30	0.198	0.629
N1	C29	C30x30	0.197	0.665	C30x30	0.190	0.646
N1	C30	C30x30	0.247	0.538	C30x30	0.244	0.513
N2	C1	C30x30	0.270	0.378	C30x30	0.270	0.375
N2	C2	C30x30	0.179	0.620	C30x30	0.173	0.612
N2	C3	C30x30	0.150	0.583	C30x30	0.143	0.575
N2	C4	C30x30	0.137	0.597	C30x30	0.130	0.594
N2	C5	C30x30	0.194	0.409	C30x30	0.187	0.399
N2	C6	C30x30	0.333	0.404	C30x30	0.325	0.4
N2	C7	C30x30	0.196	0.577	C30x35	0.289	0.664
N2	C8	C30x30	0.159	0.539	C30x35	0.233	0.62
N2	C9	C30x30	0.158	0.567	C30x35	0.223	0.653
N2	C10	C30x30	0.256	0.432	C30x30	0.242	0.424
N2	C11	C30x30	0.328	0.393	C30x30	0.32	0.389
N2	C12	C30x30	0.189	0.572	C30x35	0.283	0.658
N2	C13	C30x30	0.155	0.534	C30x35	0.23	0.613
N2	C14	C30x30	0.203	0.725	C30x40	0.264	0.724
N2	C15	C30x30	0.299	0.471	C30x40	0.285	0.459
N2	C16	C30x30	0.327	0.393	C30x30	0.319	0.389
N2	C17	C30x30	0.191	0.572	C30x35	0.283	0.657
N2	C18	C30x30	0.156	0.54	C30x35	0.231	0.617
N2	C19	C30x30	0.191	0.596	C30x40	0.254	0.577
N2	C20	C30x30	0.304	0.453	C30x40	0.282	0.433
N2	C21	C30x30	0.332	0.403	C30x30	0.324	0.399
N2	C22	C30x30	0.195	0.576	C30x35	0.288	0.662
N2	C23	C30x30	0.157	0.538	C30x35	0.232	0.619
N2	C24	C30x30	0.15	0.567	C30x35	0.215	0.653
N2	C25	C30x30	0.267	0.433	C30x30	0.252	0.424
N2	C26	C30x30	0.27	0.376	C30x30	0.27	0.373
N2	C27	C30x30	0.178	0.619	C30x30	0.172	0.61
N2	C28	C30x30	0.148	0.582	C30x30	0.143	0.574
N2	C29	C30x30	0.136	0.595	C30x30	0.131	0.593

Nivel	Label	Caso 3			Caso 4		
		Sección	JS Major Ratio	JS Minor Ratio	Seccion	JS Major Ratio	JS Minor Ratio
N2	C30	C30x30	0.189	0.408	C30x30	0.186	0.397
NT	C14	C30x30	0.2	0.357	C30x40	0.157	0.28
NT	C15	C30x30	0.196	0.342	C30x40	0.15	0.278
NT	C19	C30x30	0.202	0.361	C30x40	0.159	0.286
NT	C20	C30x30	0.206	0.339	C30x40	0.16	0.278

Nota: Elaboración Propia

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

Resultados Comparativos Modelos Caso 5 y 6.

Las edificaciones modeladas para los casos 5 y 6, corresponden a edificaciones de tres (3) niveles con techo accesible, tal como se evidencia en la figura 83. La identificación de los miembros estructurales se presenta en las figuras subsiguientes.

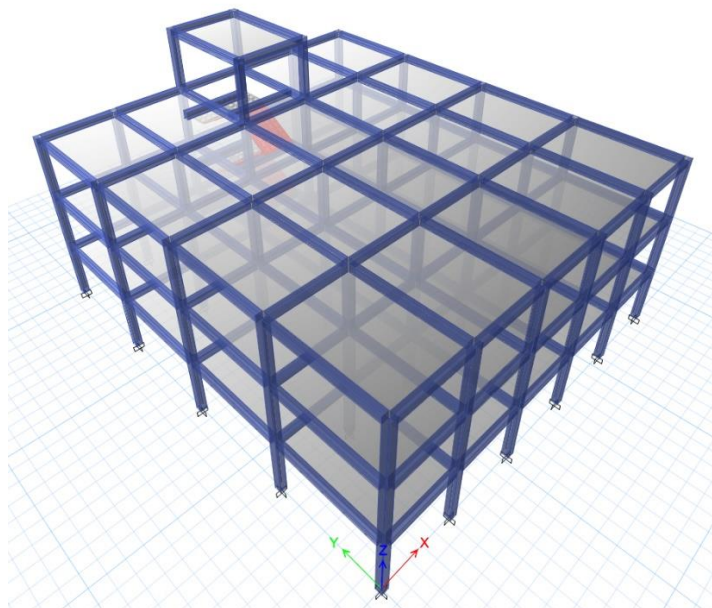


Figura 83. Vista 3D Modelo matemático ETABS V16.0.3.

Nota: Elaboración Propia

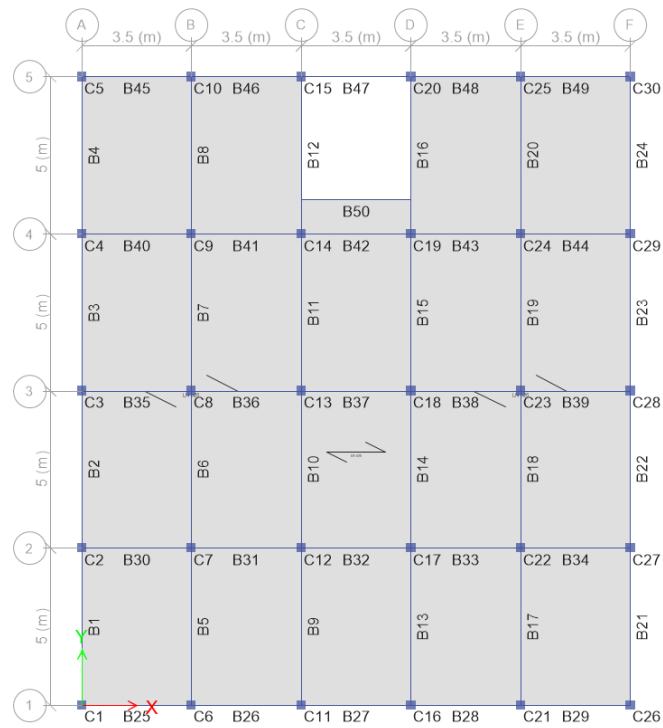


Figura 84. Planta Nivel 1, Elev. +2.89 m Caso 5 y 6.
Nota: Elaboración Propia

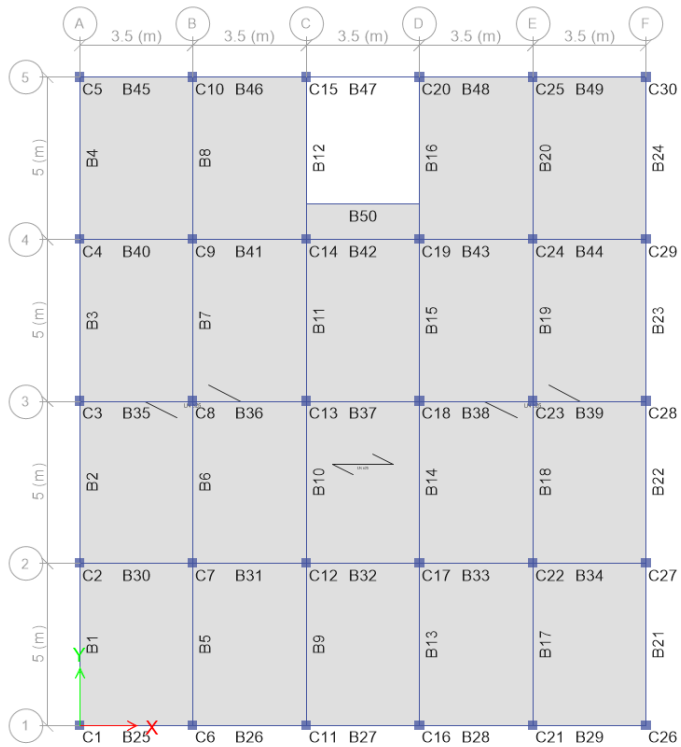


Figura 3. Planta Nivel 2, Elev. +5.78 m Caso 5 y 6.
Nota: Elaboración Propia

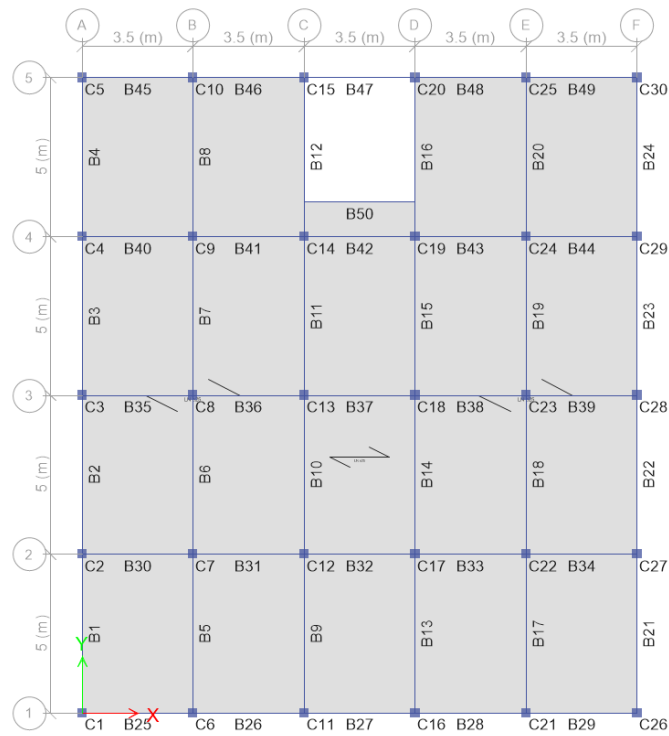


Figura 85. Planta Nivel 2, Elev. +8.67 m Caso 5 y 6.
Nota: Elaboración Propia

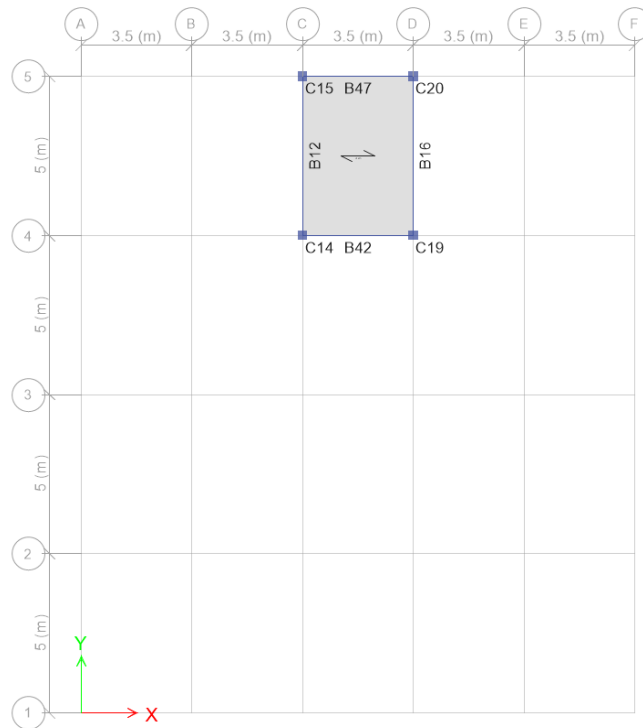


Figura 86. Planta Techo Escalera, Elev. +11.56 m Caso 5 y 6.
Nota: Elaboración Propia

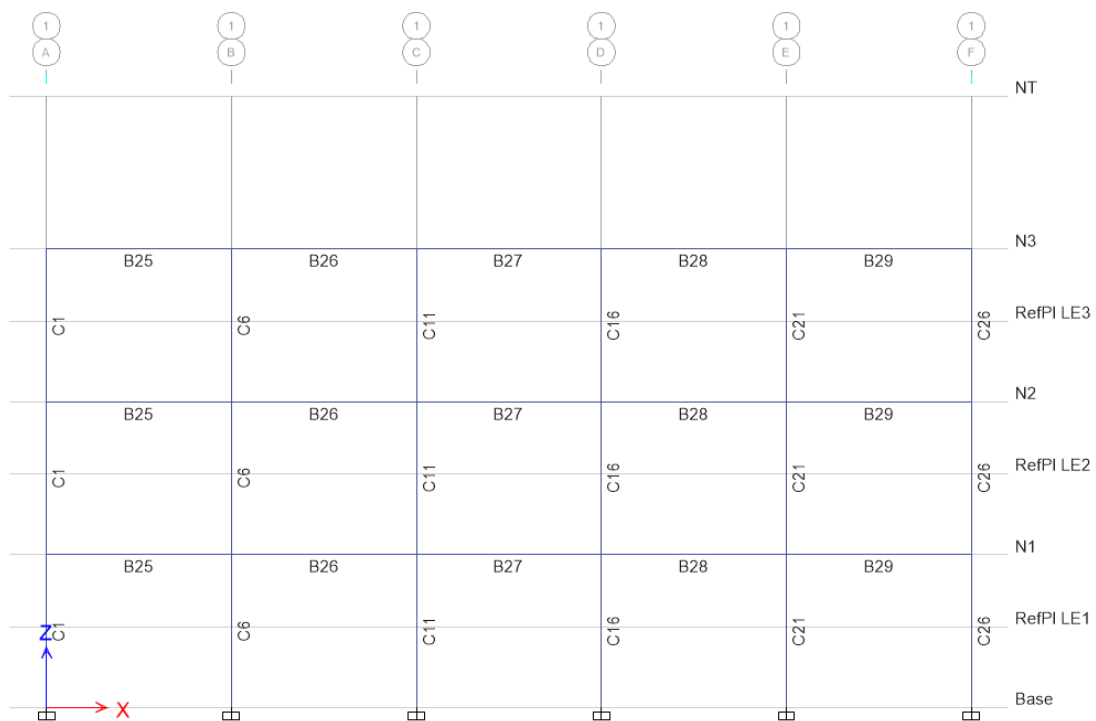


Figura 87. Pórtico 1 Caso 5 y 6.
Nota: Elaboración Propia

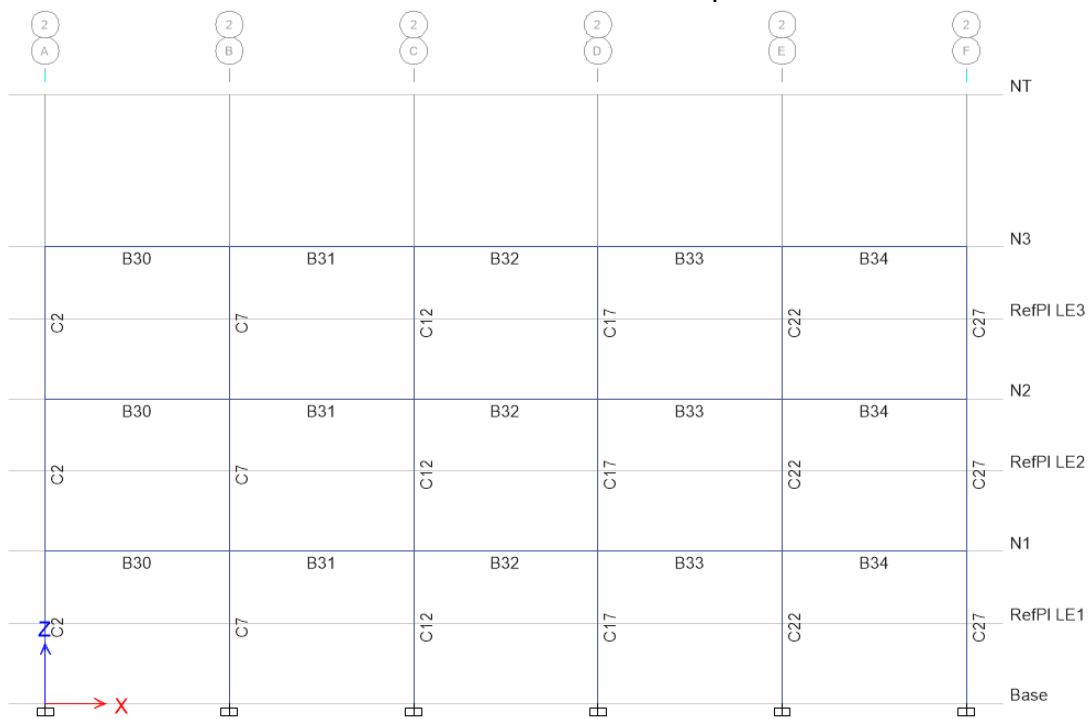


Figura 88. Pórtico 2 Caso 5 y 6.
Nota: Elaboración Propia

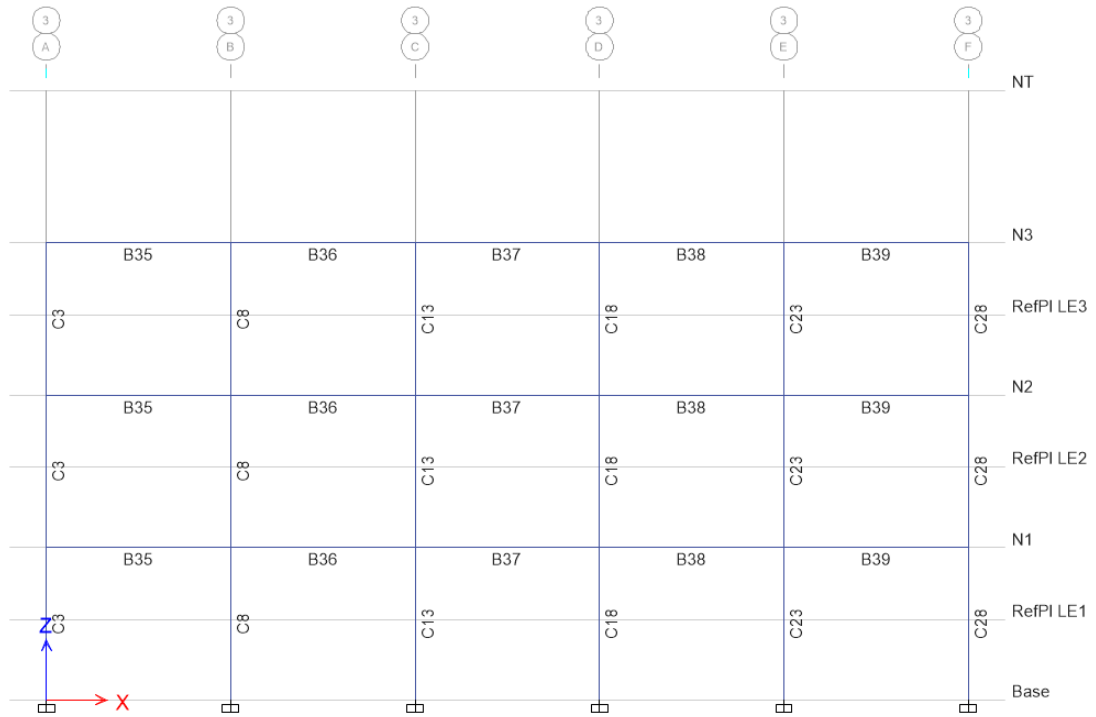


Figura 89. Pórtico 3 Caso 5 y 6.
Nota: Elaboración Propia

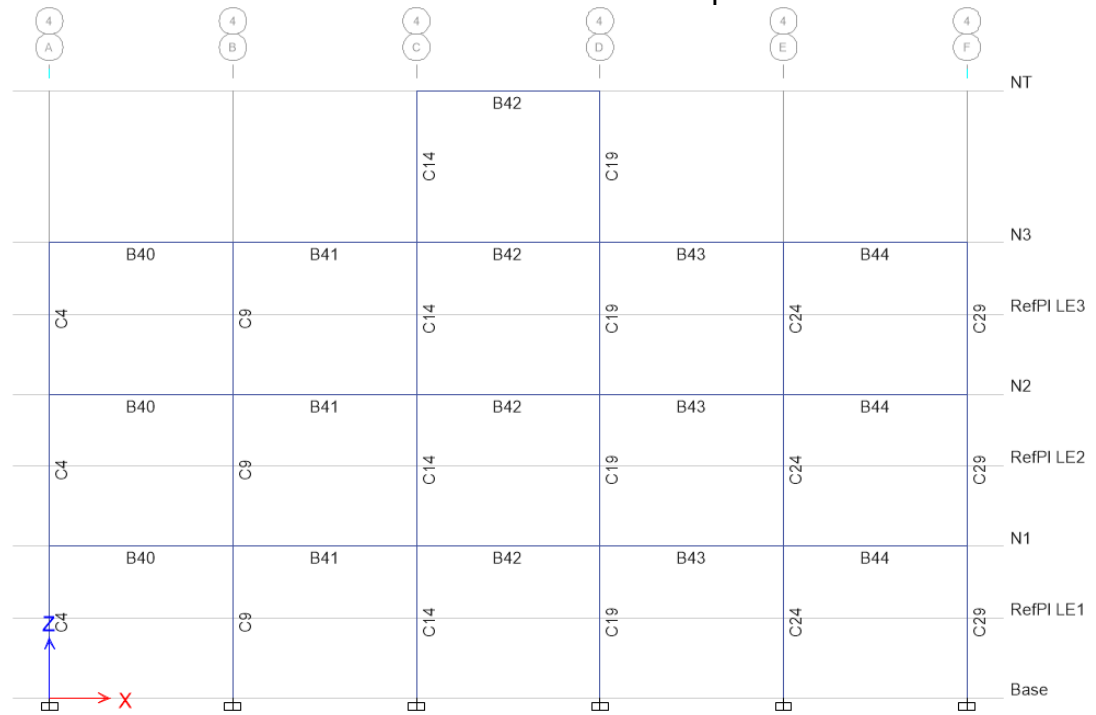


Figura 90. Pórtico 4 Caso 5 y 6.
Nota: Elaboración Propia

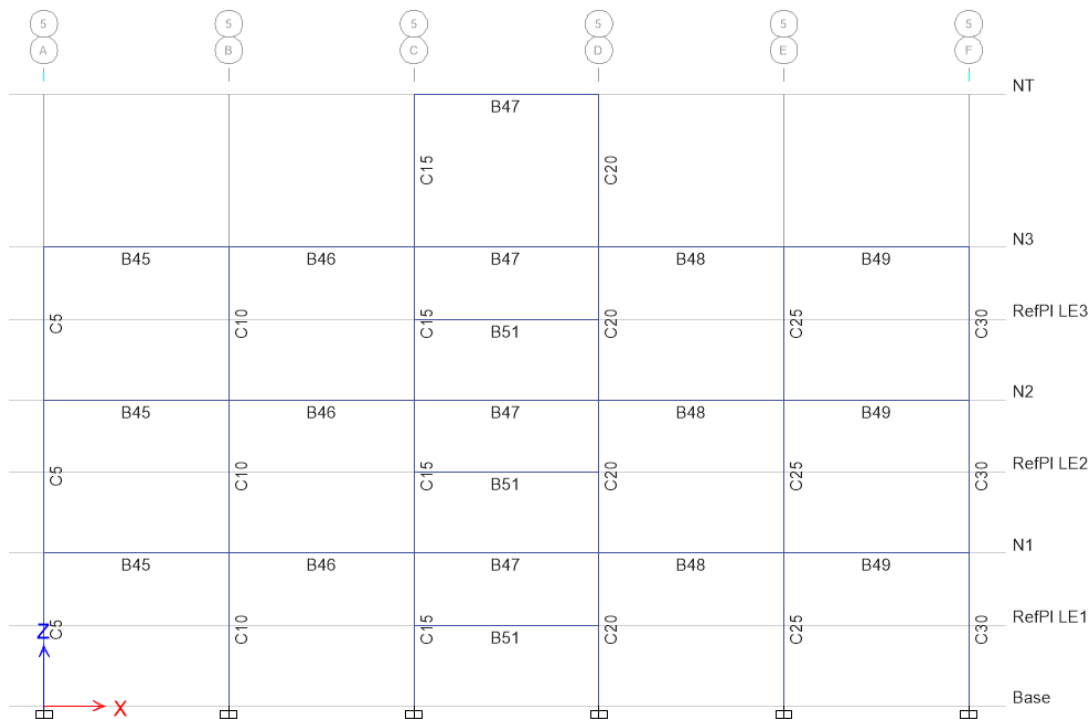


Figura 91. Pórtico 5 Caso 5 y 6.
Nota: Elaboración Propia

Cuadro 38. Resumen Secciones Caso 5 y 6.

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N1	C1	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C2	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C3	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C4	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C5	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C6	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C7	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C8	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C9	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C10	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C11	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C12	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C13	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C14	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C15	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C16	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C17	Column	2.89	C30x30	C30x40

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N1	C18	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C19	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C20	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C21	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C22	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C23	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C24	Column	2.89	C30x30	C30x40
N1	C25	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C26	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C27	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C28	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C29	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	C30	Column	2.89	C30x30	C30x30
N1	B1	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B2	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B3	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B4	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B5	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B6	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B7	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B8	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B9	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B10	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B11	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B12	Beam	5.00	V25x35	V30x35
N1	B13	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B14	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B15	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B16	Beam	5.00	V25x35	V30x35
N1	B17	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B18	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B19	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B20	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B21	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B22	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B23	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B24	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N1	B25	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B26	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B27	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B28	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B29	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B30	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B31	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B32	Beam	3.50	V25x30	V25x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N1	B33	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B34	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B35	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B36	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B37	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B38	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B39	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B40	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B41	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B42	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B43	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B44	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B45	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B46	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B47	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B48	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B49	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N1	B50	Beam	3.50	V30x35	V25x35
N1	B51	Beam	3.50	V30x45	V30x40
N2	C1	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C2	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C3	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C4	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C5	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C6	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C7	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C8	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C9	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C10	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C11	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C12	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C13	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C14	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C15	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C16	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C17	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C18	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C19	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C20	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C21	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C22	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C23	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C24	Column	2.89	C30x30	C30x40
N2	C25	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C26	Column	2.89	C30x30	C30x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N2	C27	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C28	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C29	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	C30	Column	2.89	C30x30	C30x30
N2	B1	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B2	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B3	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B4	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B5	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B6	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B7	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B8	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B9	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B10	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B11	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B12	Beam	5.00	V25x35	V25x35
N2	B13	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B14	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B15	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B16	Beam	5.00	V25x35	V25x35
N2	B17	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B18	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B19	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B20	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B21	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B22	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B23	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B24	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N2	B25	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B26	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B27	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B28	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B29	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B30	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B31	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B32	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B33	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B34	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B35	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B36	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B37	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B38	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B39	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B40	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B41	Beam	3.50	V25x30	V25x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N2	B42	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B43	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B44	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B45	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B46	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B47	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B48	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B49	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N2	B50	Beam	3.50	V25x35	V25x35
N2	B51	Beam	3.50	V30x50	V30x45
N3	C1	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C2	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C3	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C4	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C5	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C6	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C7	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C8	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C9	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C10	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C11	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C12	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C13	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C14	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C15	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C16	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C17	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C18	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C19	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C20	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C21	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C22	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C23	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C24	Column	2.89	C30x30	C30x40
N3	C25	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C26	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C27	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C28	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C29	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	C30	Column	2.89	C30x30	C30x30
N3	B1	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B2	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B3	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B4	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B5	Beam	5.00	V25x30	V25x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N3	B6	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B7	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B8	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B9	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B10	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B11	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B12	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B13	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B14	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B15	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B16	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B17	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B18	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B19	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B20	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B21	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B22	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B23	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B24	Beam	5.00	V25x30	V25x30
N3	B25	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B26	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B27	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B28	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B29	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B30	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B31	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B32	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B33	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B34	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B35	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B36	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B37	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B38	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B39	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B40	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B41	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B42	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B43	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B44	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B45	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B46	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B47	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B48	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B49	Beam	3.50	V25x30	V25x30
N3	B50	Beam	3.50	V25x30	V25x30

Nivel	Label	Tipo Diseño	Long. (m)	Sección Diseño Caso 5	Sección Diseño Caso 6
N3	B51	Beam	3.50	V30x40	V30x40
NT	C14	Column	2.89	C30x30	C30x40
NT	C15	Column	2.89	C30x30	C30x40
NT	C19	Column	2.89	C30x30	C30x40
NT	C20	Column	2.89	C30x30	C30x40
NT	B12	Beam	5.00	V25x30	V25x30
NT	B16	Beam	5.00	V25x30	V25x30
NT	B42	Beam	3.50	V25x30	V25x30
NT	B47	Beam	3.50	V25x30	V25x30

Nota: Elaboración Propia

Análisis de las estructuras.

Revisión de Masas Participativas

Se realizó la revisión de las masas participativas correspondientes a los casos 5 y 6, presentando los resultados en el cuadro 39.

Cuadro 39. Sumatoria Masas Participativas Caso 5 y 6.

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Caso 5					
1	0.531	0.000	0.855	0.00%	85.49%
2	0.496	0.552	0.000	55.23%	85.49%
3	0.399	0.307	0.000	85.96%	85.50%
4	0.177	0.000	0.095	85.98%	95.01%
5	0.160	0.086	0.000	94.53%	95.03%
6	0.147	0.008	0.001	95.28%	95.10%
7	0.133	0.000	0.021	95.30%	97.24%
8	0.127	0.002	0.000	95.45%	97.24%
9	0.113	0.019	0.000	97.33%	97.24%
Caso 6					
1	0.482	0.472	0.108	47.19%	10.83%
2	0.481	0.070	0.731	54.14%	83.95%
3	0.385	0.317	0.000	85.79%	83.95%
4	0.155	0.016	0.091	87.34%	93.03%
5	0.154	0.070	0.016	94.34%	94.64%
6	0.141	0.010	0.002	95.30%	94.79%
7	0.113	0.005	0.000	95.78%	94.84%
8	0.107	0.001	0.020	95.85%	96.83%
9	0.105	0.016	0.002	97.40%	97.05%

Nota: Elaboración Propia

Los resultados expuestos, especifican que para ambos casos se obtuvieron masas participativas mayores al 97 % utilizando nueve (9) modos de vibración, cumpliendo con lo especificado por la Norma Covenin 1756-2001. La representación gráfica del período vs los modos de vibración se presenta en la figura 90.

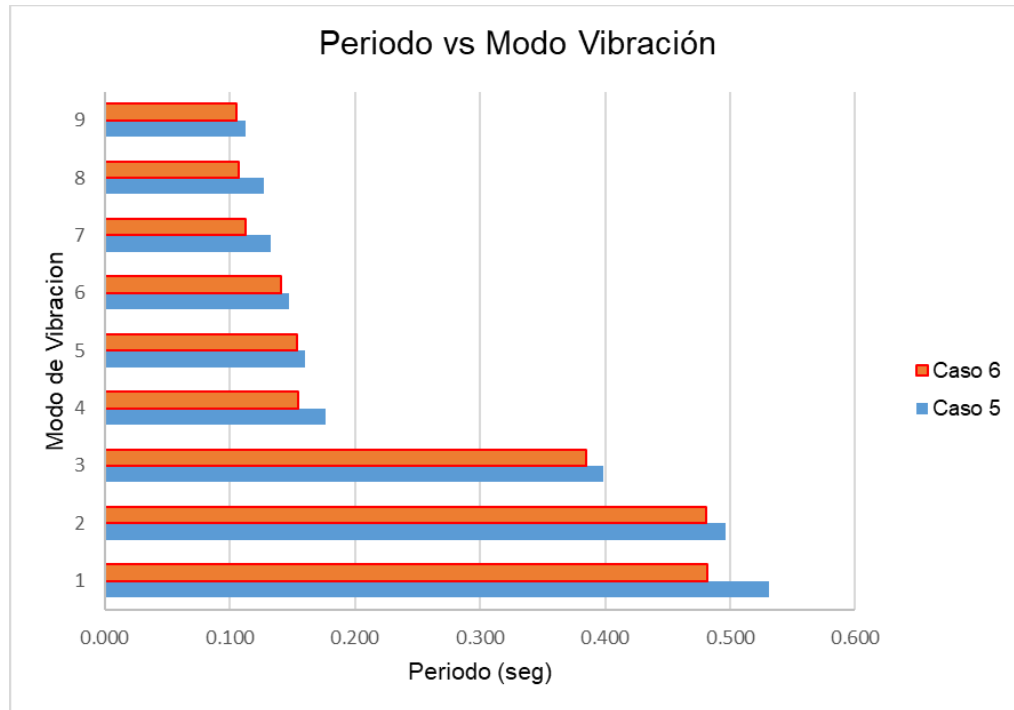


Figura 92. Periodo vs Modo de vibración.
Nota: Elaboración Propia

Se puede observar que los periodos de la estructura para los diferentes modos de vibración son similares entre los dos casos, manteniendo una distribución semejante en las masas participativas; sin embargo, se obtuvo un período mayor en el caso 5, cumpliendo ambos casos con una sumatoria superior al 90% de las masas participativas con nueve (9) modos de vibración.

Revisión de cortante basal

Para la revisión del cortante basal se calculó la fuerza cortante por piso para cada uno de los modelos 5 y 6; los resultados se resumen en el cuadro 40, seguido de gráficos comparativos en las direcciones X y Y.

Cuadro 40. Fuerza Cortante por Piso.

Nivel	Elevación (m)	Ubicación	X-Dir (Tonf)	Y-Dir (Tonf)
Caso 5				
NT	11.56	Top	2.11	2.54
		Bottom	2.11	2.54
N3	8.67	Top	22.21	26.10
		Bottom	22.63	26.68
N2	5.78	Top	39.05	46.56
		Bottom	39.33	46.94
N1	2.89	Top	48.82	57.51
		Bottom	48.92	57.65
Caso 6				
NT	11.56	Top	2.26	2.86
		Bottom	2.26	2.86
N3	8.67	Top	22.50	26.88
		Bottom	22.92	27.45
N2	5.78	Top	39.38	46.76
		Bottom	39.66	47.13
N1	2.89	Top	49.23	57.48
		Bottom	49.33	57.62

Nota: Elaboración Propia

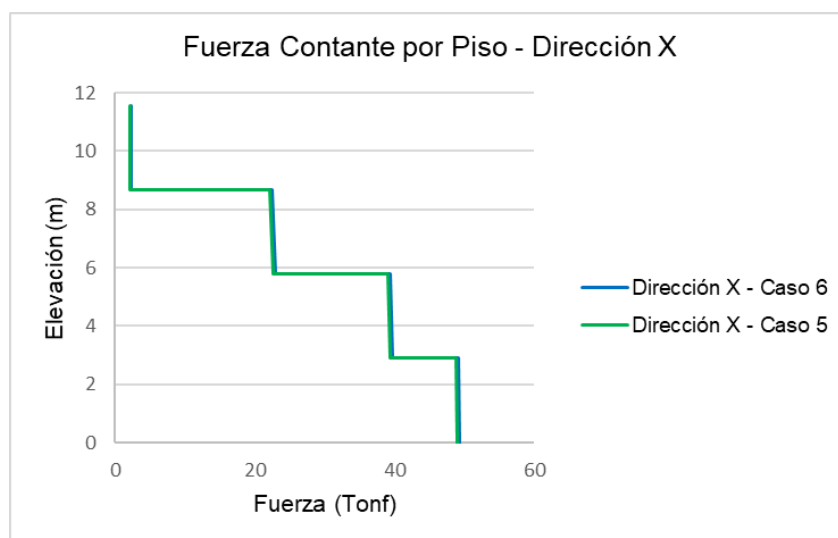


Figura 93. Fuerza cortante por piso en dirección X.

Nota: Elaboración Propia

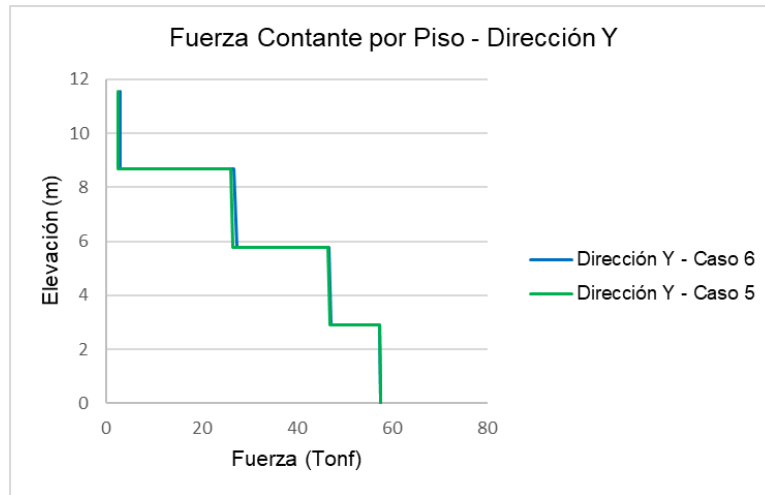


Figura 94. Fuerza cortante por piso en dirección Y.
Nota: Elaboración Propia

Con los resultados de la fuerza cortante obtenidos y siguiendo las especificaciones citadas en la Norma Covenin 1756:2001, el cuadro 41 detalla el cortante basal mínimo para el caso 5 y 6.

Cuadro 41. Cortante Basal Mínimo Caso 5 y 6.

Caso 5				Caso 6			
Ct-X	0.07 adm	Ta_x = 0.44 seg		Ct-X	0.07 adm	Ta_x = 0.44 seg	
Ct-Y	0.07 adm	Ta_y = 0.44 seg		Ct-Y	0.07 adm	Ta_y = 0.44 seg	
Masa	63.76 ton.s2/m	1.6Ta_x = 0.70 seg		Masa	64.52 ton.s2/m	1.6Ta_x = 0.70 seg	
W	625.50 ton	1.6Ta_y = 0.70 seg		W	632.92 ton	1.6Ta_y = 0.70 seg	
Vo_x	48.92 ton	Ad_x = 0.1037 1/g		Vo_x	49.33 ton	Ad_x = 0.1037 1/g	
Vo_y	57.65 ton	Ad_y = 0.1037 1/g		Vo_y	57.62 ton	Ad_y = 0.1037 1/g	
h	11.56 m	T* = 0.7		h	11.56 m	T* = 0.7	
N	4.00 Niveles			N	4.00 Niveles		
$\mu = \text{al mayor entre } \mu_1 \text{ y } \mu_2$ $\mu_1 = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad \mu_2 = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$ $\mu_x = 0.910$ $\mu_y = 0.910$				$\mu = \text{al mayor entre } \mu_1 \text{ y } \mu_2$ $\mu_1 = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \quad \mu_2 = 0.80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$ $\mu_x = 0.910$ $\mu_y = 0.910$			
V*o = μAdW V*o_x = 59.02 ton V*o/V_o = 1.206 ————> R V*o_y = 59.02 ton 1.024 ————> R				V*o = μAdW V*o_x = 59.72 ton V*o/V_o = 1.211 ————> R V*o_y = 59.72 ton 1.036 ————> R			

Nota: Elaboración Propia

Se puede observar que la edificación del caso 6 tiene mayor peso, por lo tanto las fuerzas sísmicas son mayores, sin embargo, los factores de amplificación son similares en ambos casos. De igual manera se verificó que el cortante basal dinámico es menor que el cortante basal estático estipulado por la Norma Covenin 1756:2001 en ambas direcciones, por lo que se amplificaron las fuerzas sísmicas para igualar el cortante basal al mínimo establecido por la normativa, esto a fin de chequear los desplazamientos, derivas de piso, y el diseño de los miembros.

Verificación efecto P-Δ

Los resultados de la verificación del efecto P-Δ se presentan en el cuadro 42, calculados según los parámetros indicados por la Norma Covenin 1756:2001.

Cuadro 42. Efecto P-Δ.

Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Vi X (Tonf)	Vi Y (Tonf)	Θi X	Θi Y
Caso 5							
NT	11.56	0.0006	0.0008	2.55	2.60	0.0537	0.0674
N3	8.67	0.0011	0.0010	27.29	27.32	0.0087	0.0083
N2	5.78	0.0018	0.0016	47.43	48.06	0.0083	0.0073
N1	2.89	0.0016	0.0013	59.00	59.03	0.0057	0.0049
Wj (Tonf)	625.5						
Caso 6							
NT	11.56	0.0006	0.0007	2.73	2.96	0.0472	0.0531
N3	8.67	0.0011	0.0010	27.75	28.44	0.0084	0.0075
N2	5.78	0.0017	0.0014	48.03	48.83	0.0079	0.0064
N1	2.89	0.0014	0.0011	59.74	59.69	0.0053	0.0041
Wj (Tonf)	632.92						

Nota: Elaboración Propia

Según los resultados obtenidos para los casos 5 y 6 no se superó el valor límite establecido por la Norma Covenin 1756:2001 de 0,08 para Θ_i , por lo que el efecto P-Δ en estos casos de estudio no se tomó en cuenta.

Control de desplazamientos

Para el control de desplazamientos en los casos 5 y 6, se calculó la deriva por piso descrita en la Norma Covenin 1756:2001. El cuadro 43, presenta los resultados de las derivas elásticas e inelásticas obtenidos para cada nivel.

Cuadro 43. Derivas de Piso.

		Deriva Elastica		Deriva Inelastica	
Nivel	Elevación (m)	Max Drift X	Max Drift Y	Max Drift X	Max Drift Y
Caso 5					
NT	11.56	0.0006	0.0008	0.0030	0.0039
N3	8.67	0.0011	0.0010	0.0053	0.0050
N2	5.78	0.0018	0.0016	0.0087	0.0078
N1	2.89	0.0016	0.0013	0.0074	0.0065
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Caso 6					
NT	11.56	0.0006	0.0007	0.0028	0.0034
N3	8.67	0.0011	0.0010	0.0051	0.0047
N2	5.78	0.0017	0.0014	0.0083	0.0068
N1	2.89	0.0014	0.0011	0.0070	0.0054
N0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Nota: Elaboración Propia

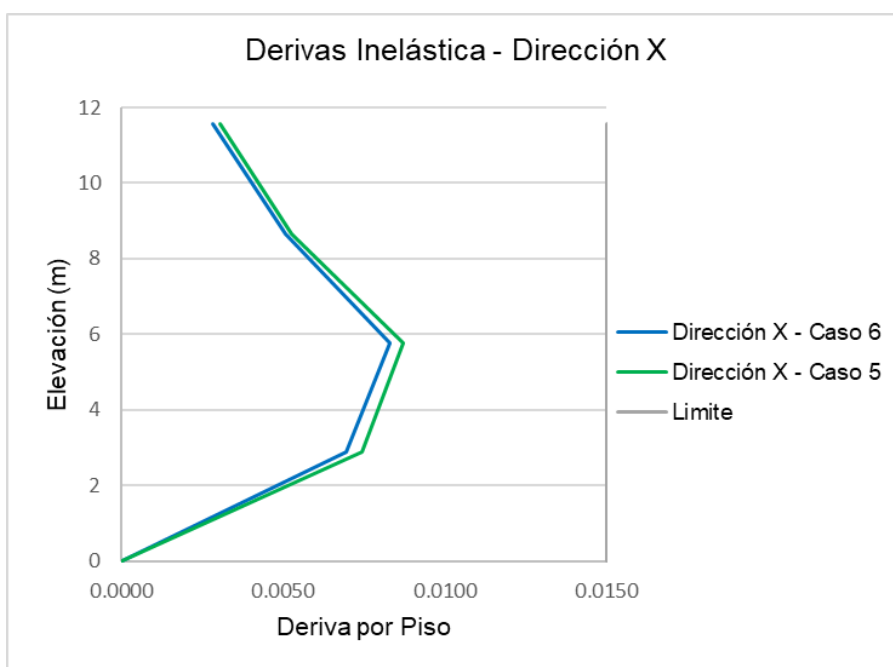


Figura 95. Derivas por piso en dirección X.

Nota: Elaboración Propia

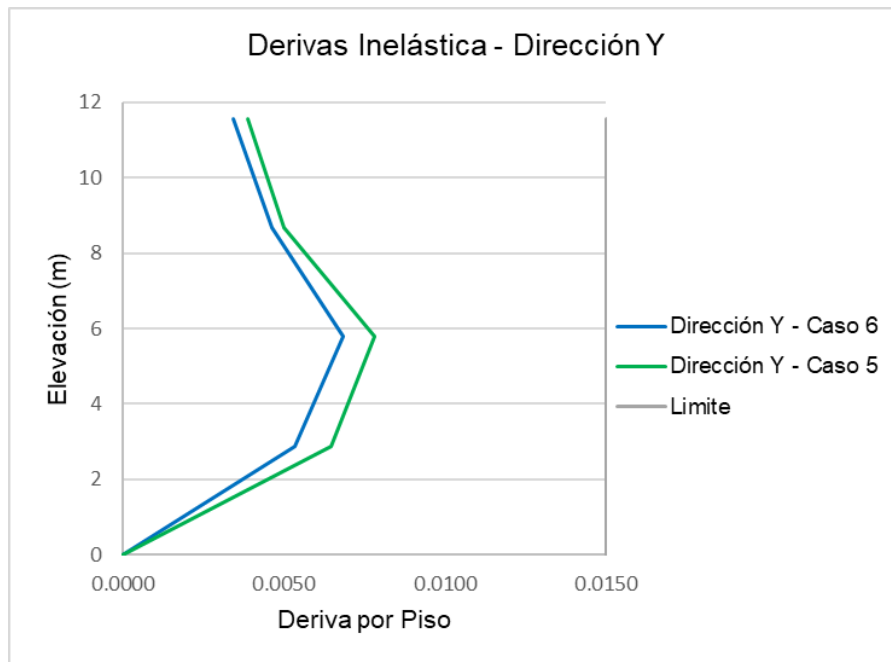


Figura 96. Derivas por piso en dirección Y.
 Nota: Elaboración Propia

La representación gráfica presentada de las derivas por piso en dirección X y Y resultaron similares entre los dos casos de estudio, siendo levemente superior las derivas para el caso 5, sin embargo ambos casos indicaron que las derivas elásticas e inelásticas cumplen con lo establecido por la Norma Covenin 1756-2001 al no superar la deriva máxima normativa de 0,015.

Diseño de los miembros

Área de acero requerida.

Ya realizado el análisis y verificado el cumplimiento de los criterios normativos, se inició el diseño correspondiente a cada una de las estructuras de los casos 5 y 6. En las siguientes figuras se detalla el área de acero requerida por pórticos para cada caso.

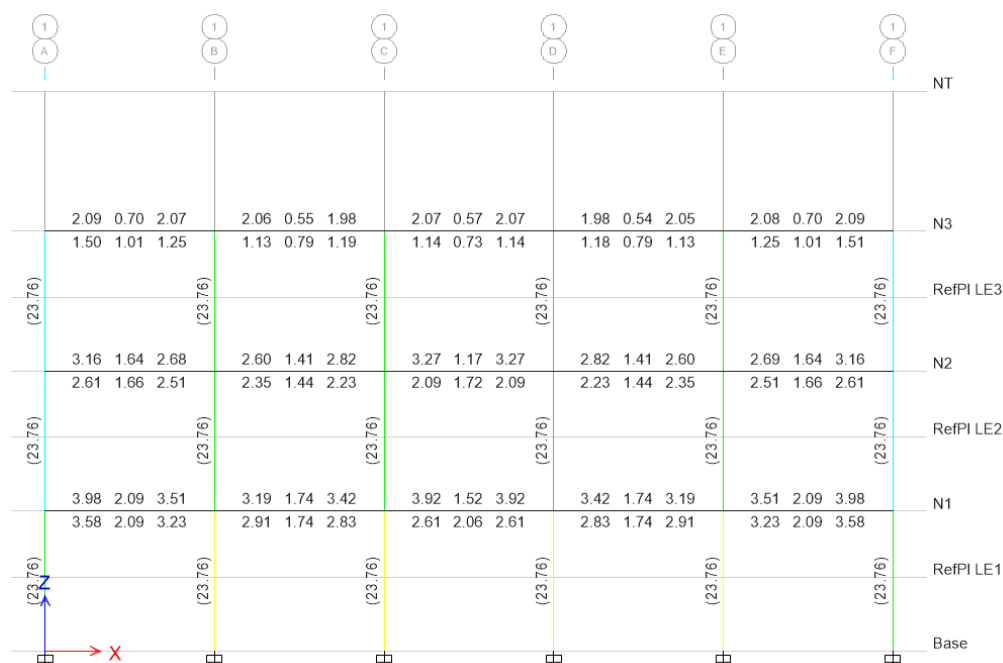


Figura 97. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 1 – Caso 5.
Nota: Elaboración Propia

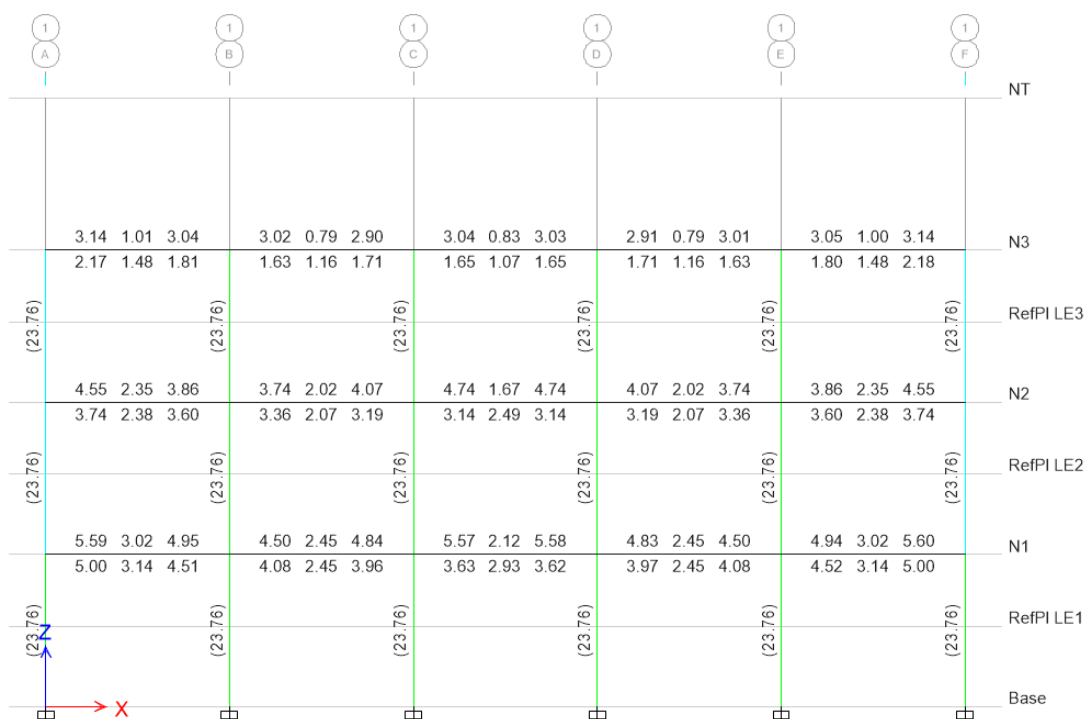


Figura 98. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 1 – Caso 6.
Nota: Elaboración Propia

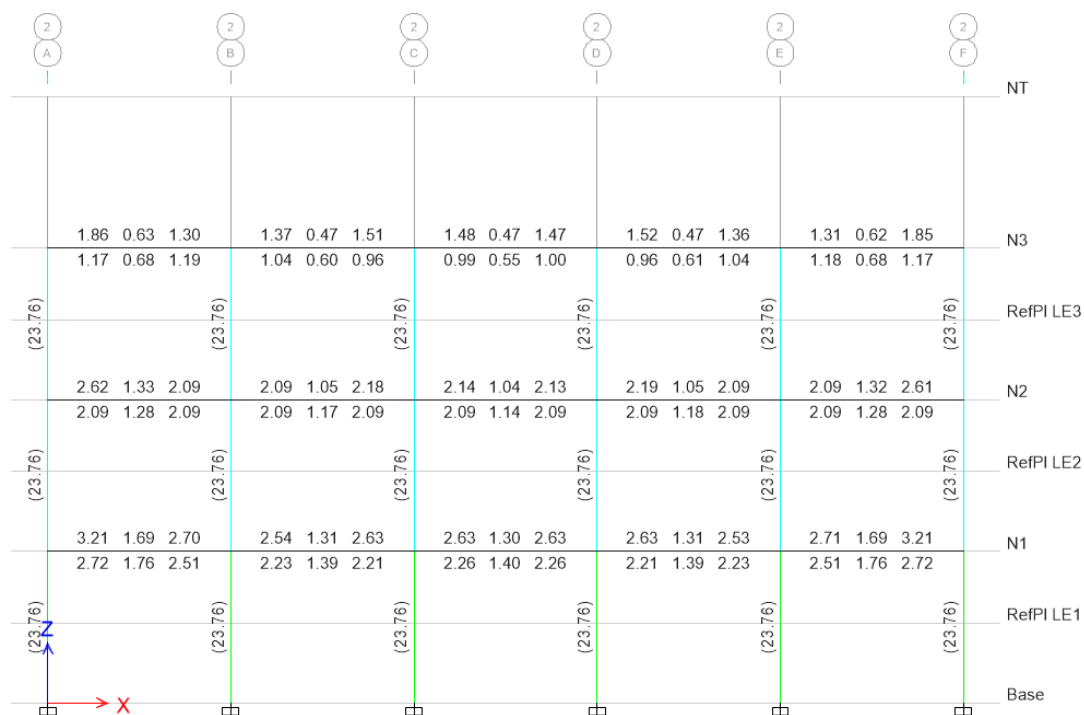


Figura 99. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 2 – Caso 5.
Nota: Elaboración Propia

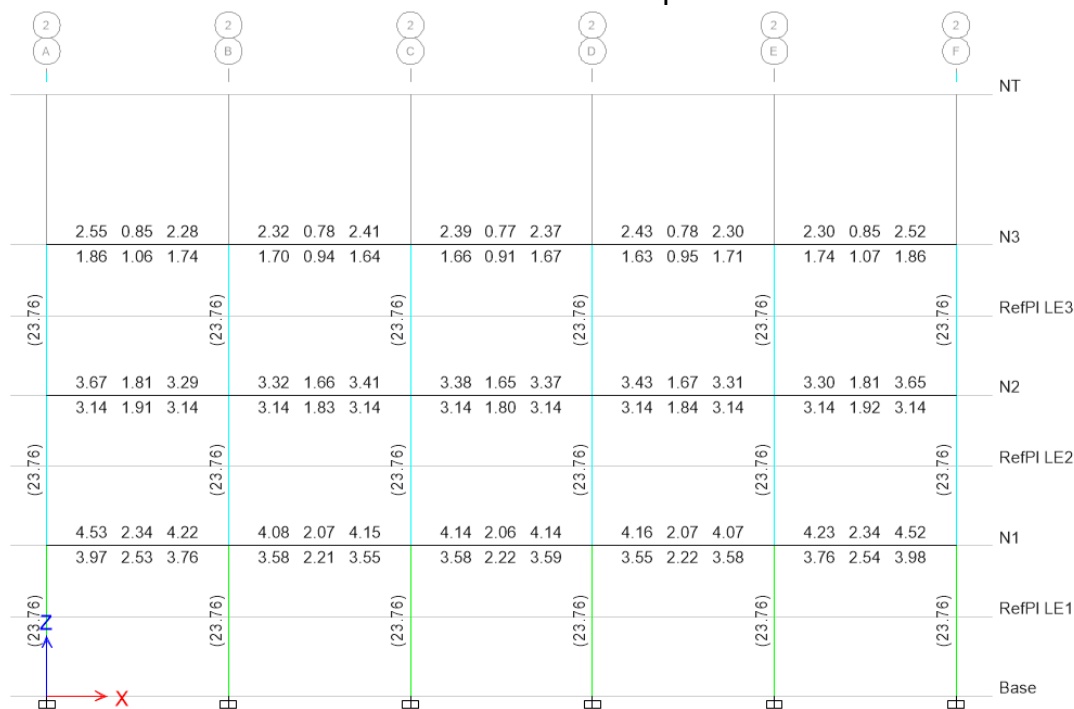


Figura 100. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 2 – Caso 6.
Nota: Elaboración Propia

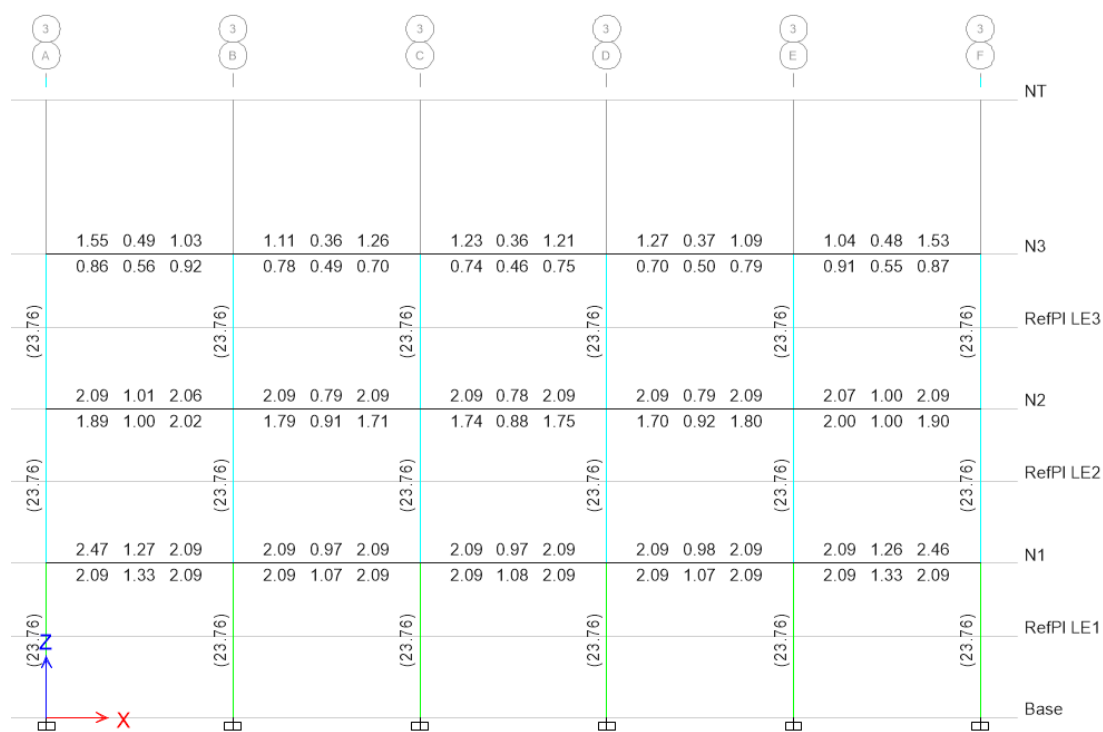


Figura 101. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 3 – Caso 5.

Nota: Elaboración Propia

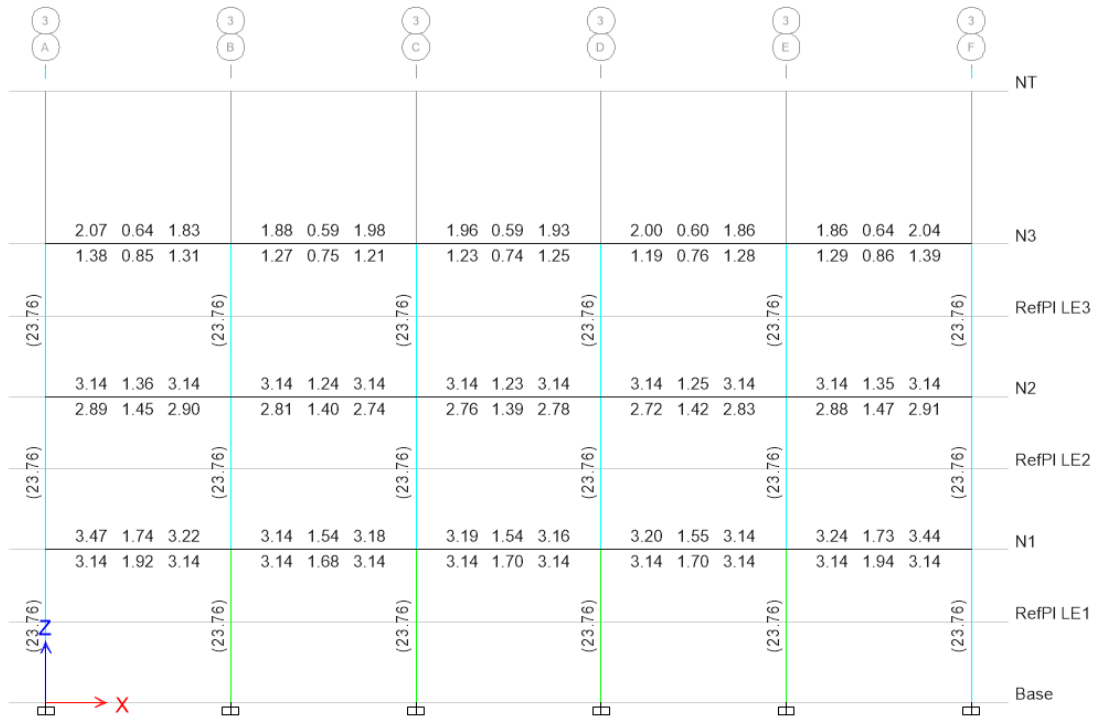


Figura 102. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 3 – Caso 6.

Nota: Elaboración Propia

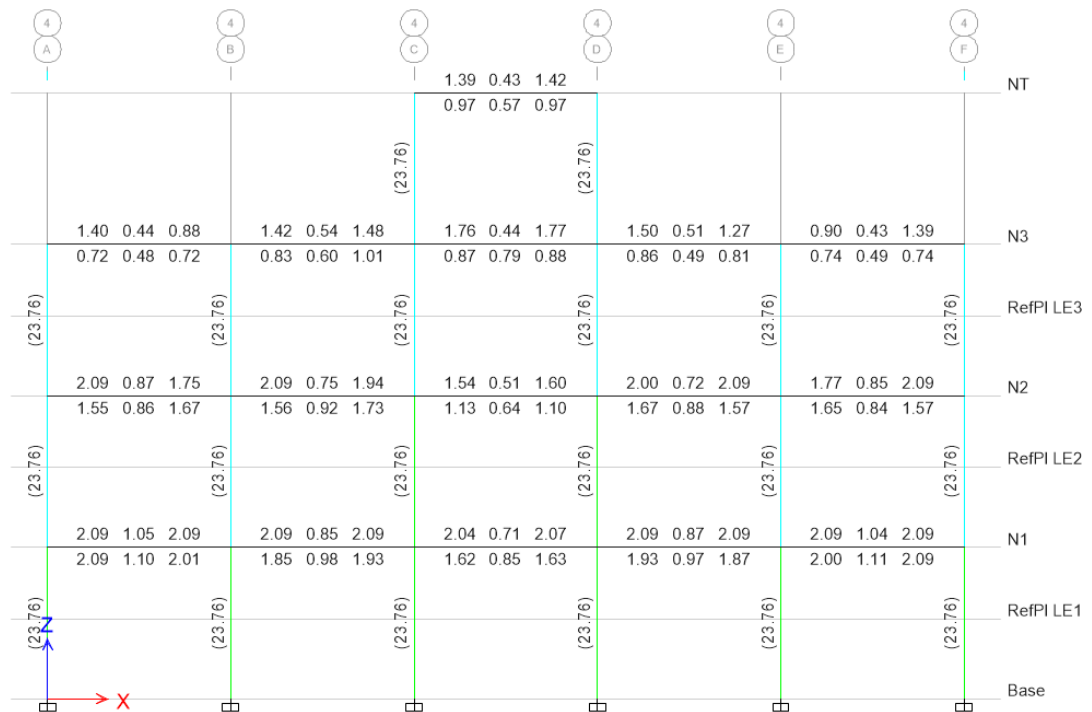


Figura 103. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 4 – Caso 5.
Nota: Elaboración Propia

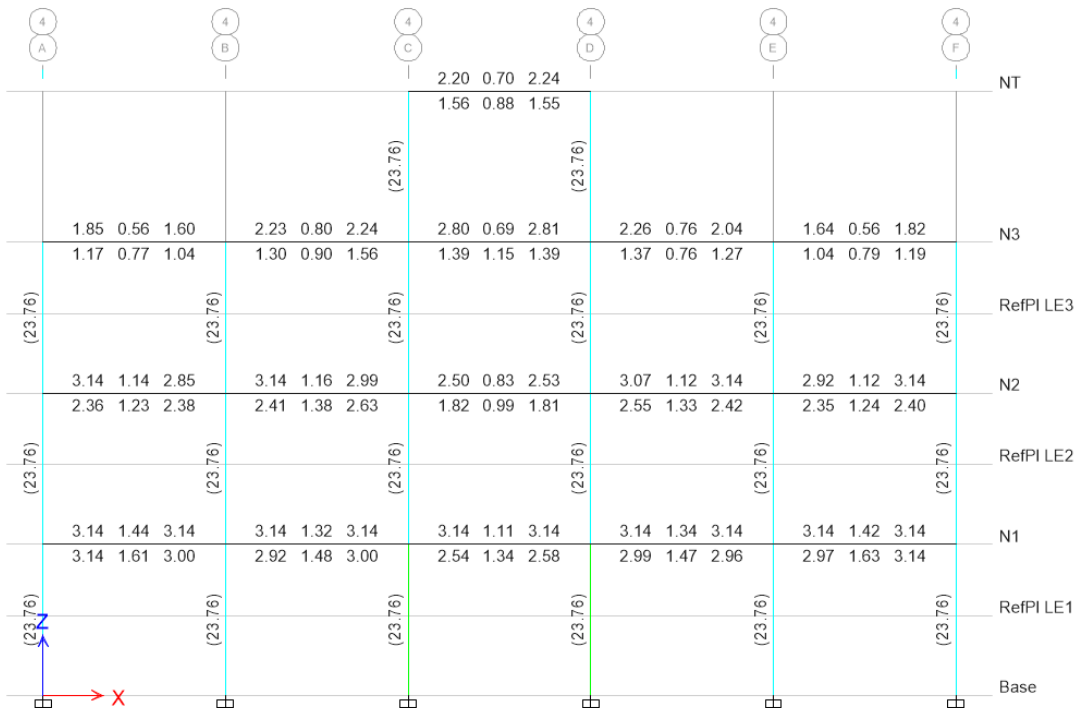


Figura 104. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 4 – Caso 6.
Nota: Elaboración Propia

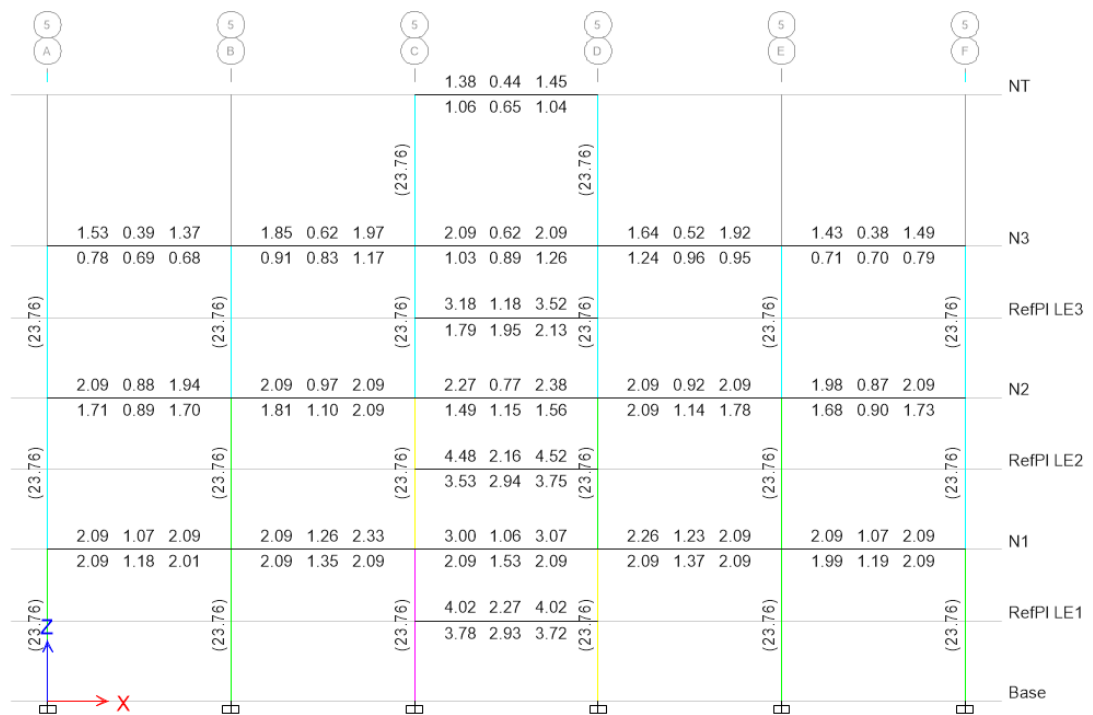


Figura 105. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 5 – Caso 5.
Nota: Elaboración Propia

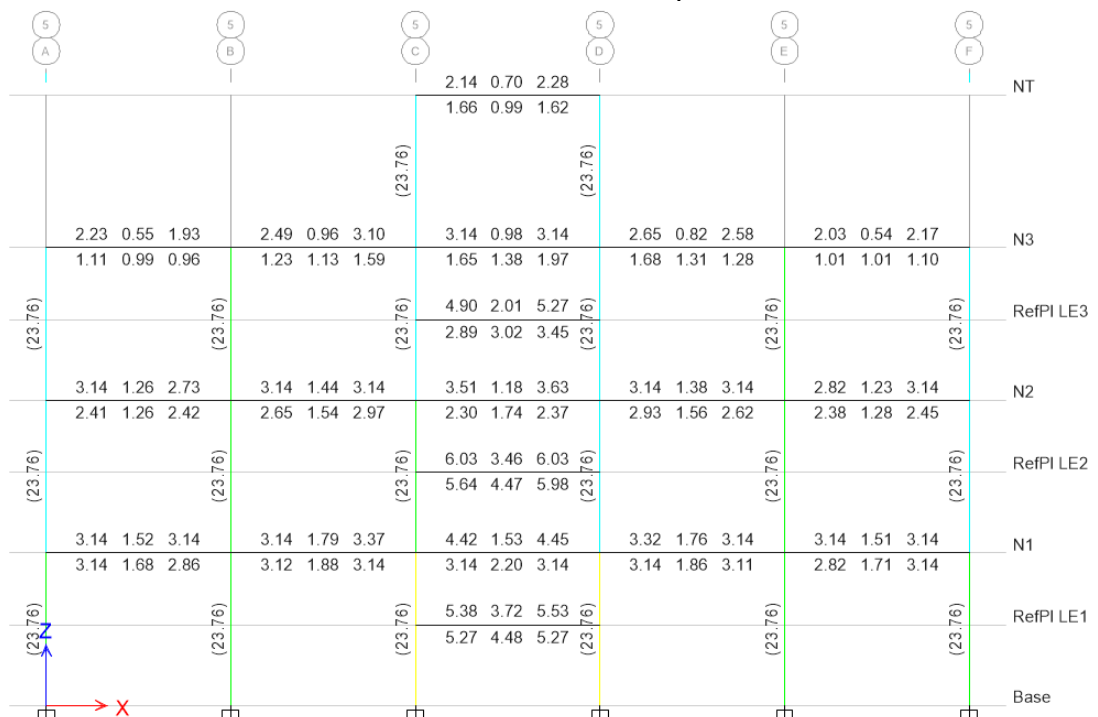


Figura 106. Área acero en miembros (cm²), Pórtico 5 – Caso 6.
Nota: Elaboración Propia

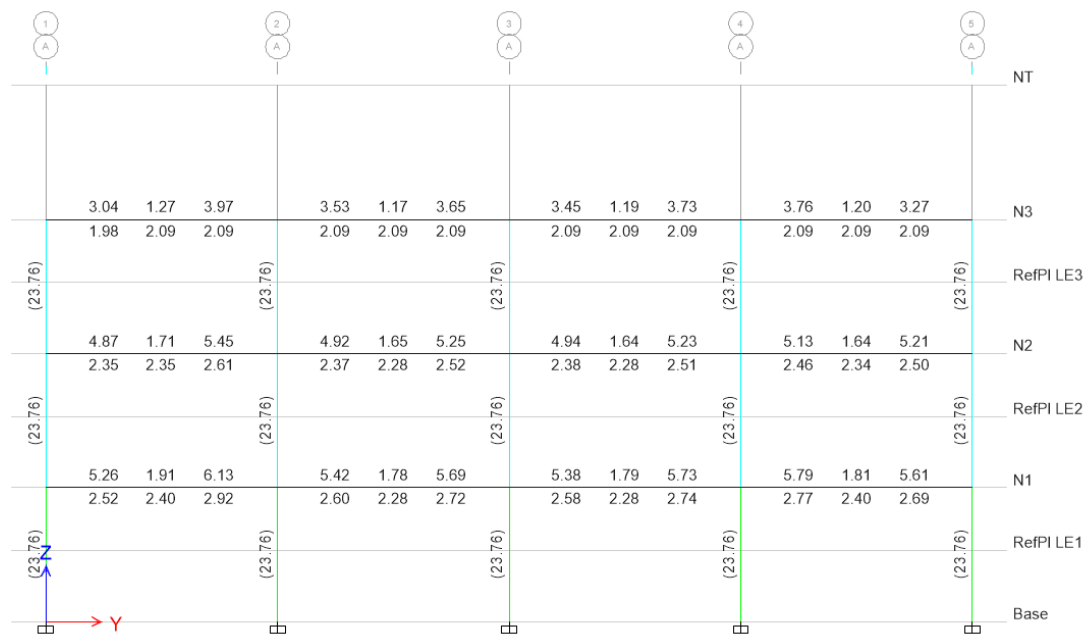


Figura 107. Área acero en miembros (cm²), Pórtico A – Caso 5.
Nota: Elaboración Propia

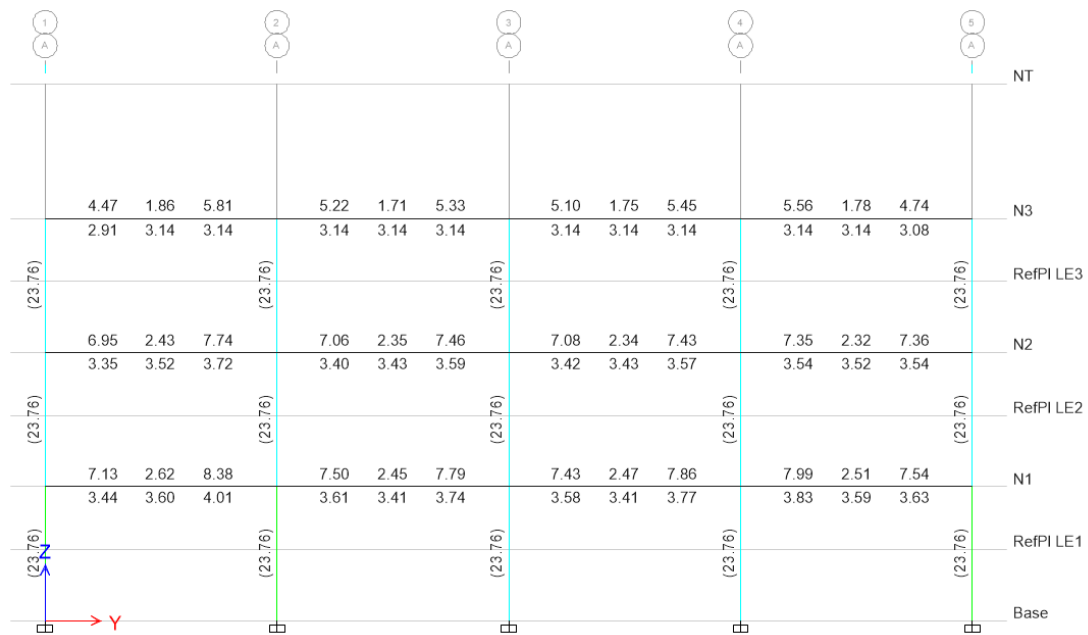


Figura 108. Área acero en miembros (cm²), Pórtico A – Caso 6.
Nota: Elaboración Propia

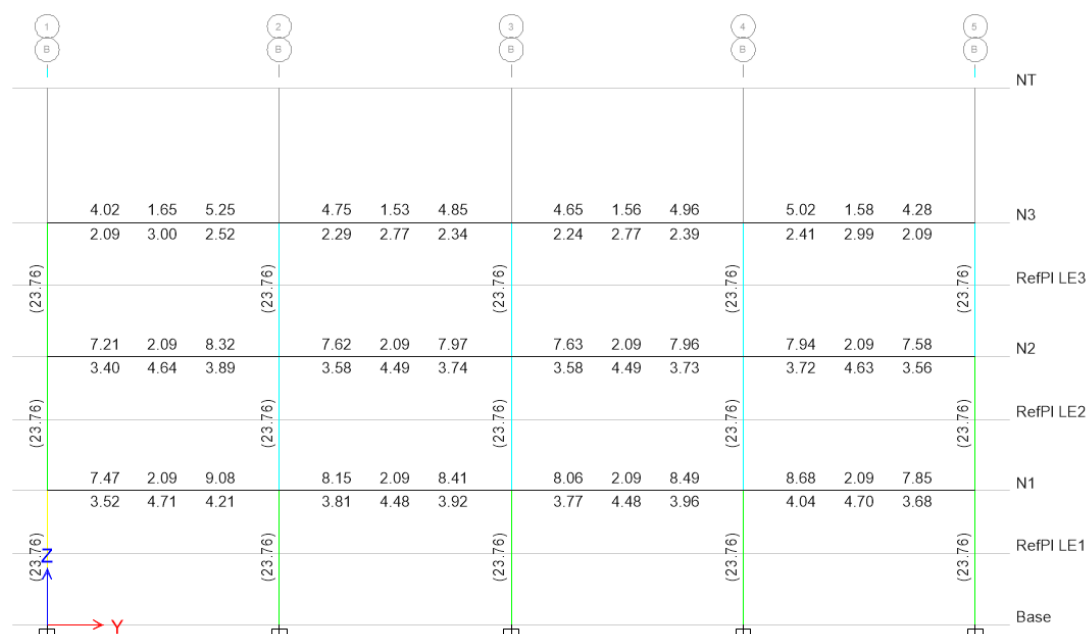


Figura 109. Área acero en miembros (cm²), Pórtico B – Caso 5.
 Nota: Elaboración Propia

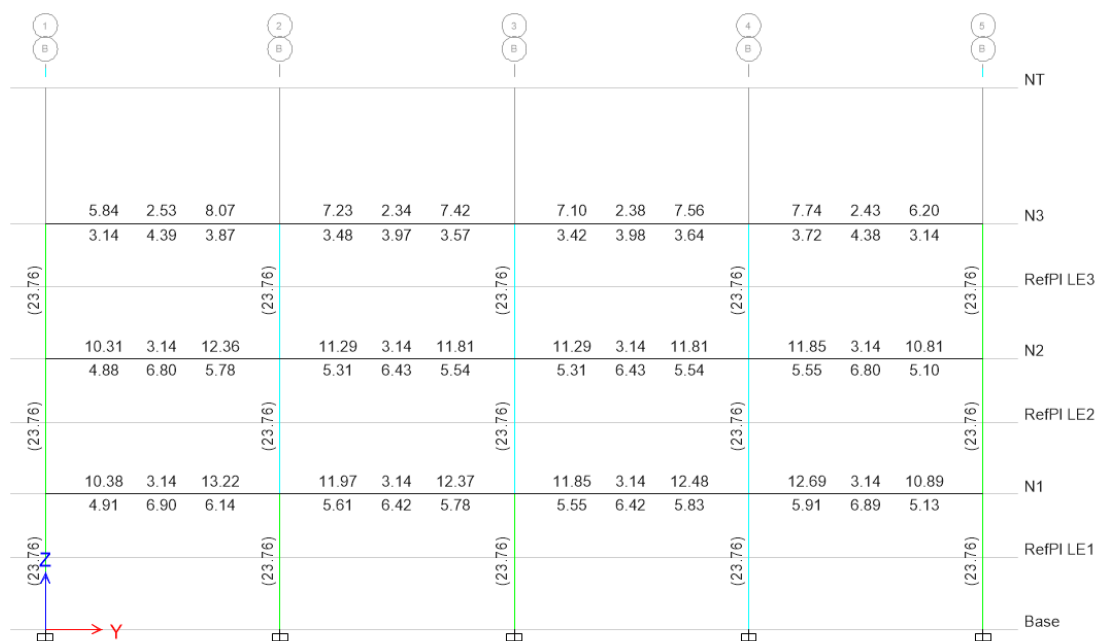


Figura 110. Área acero en miembros (cm²), Pórtico B – Caso 6.
 Nota: Elaboración Propia

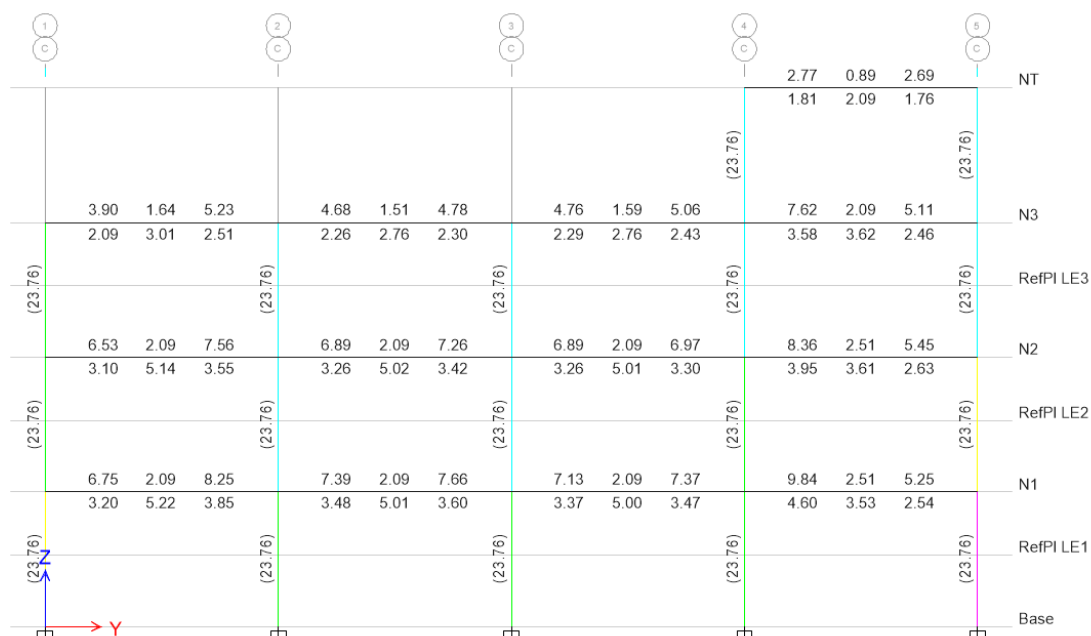


Figura 111. Área acero en miembros (cm²), Pórtico C – Caso 5.
Nota: Elaboración Propia

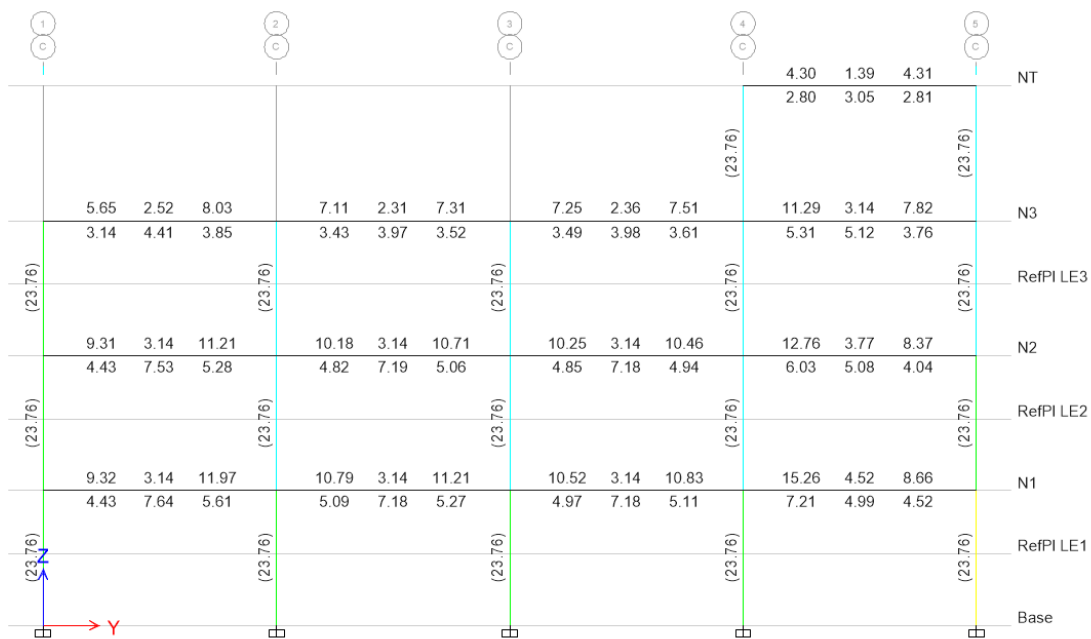


Figura 112. Área acero en miembros (cm²), Pórtico C – Caso 6.
Nota: Elaboración Propia

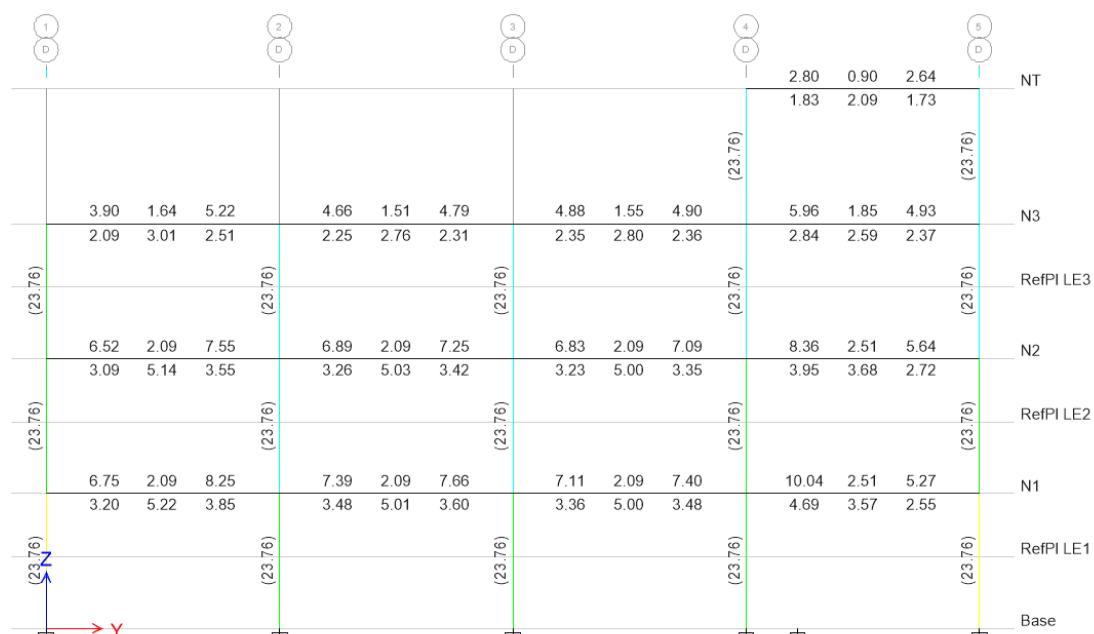


Figura 113. Área acero en miembros (cm²), Pórtico D – Caso 5.
Nota: Elaboración Propia

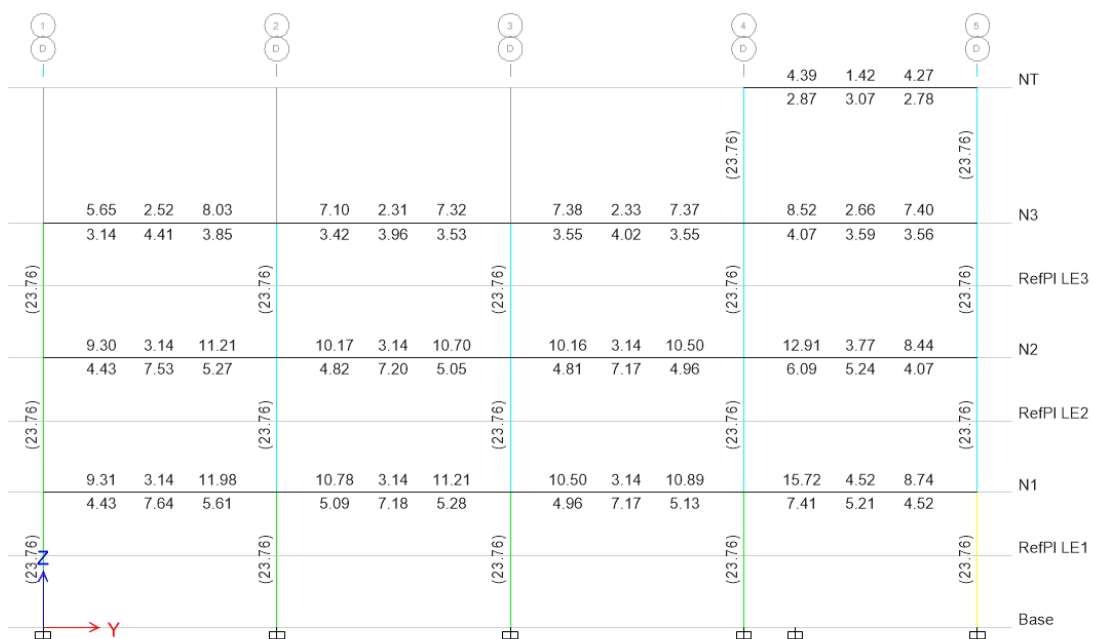


Figura 114. Área acero en miembros (cm²), Pórtico D – Caso 6.
Nota: Elaboración Propia

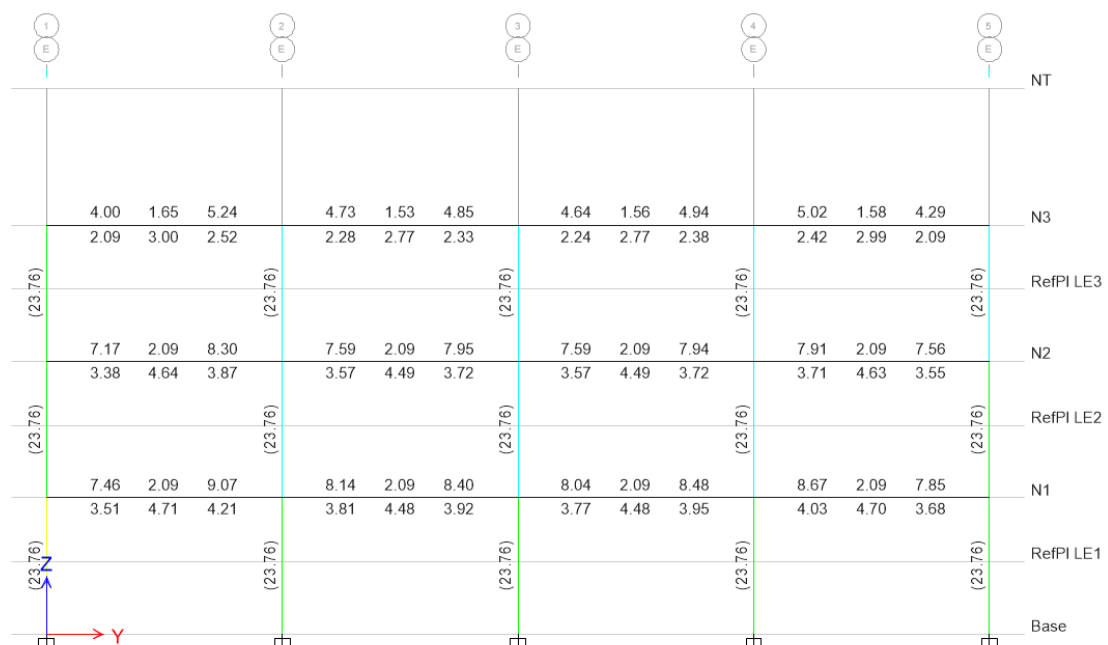
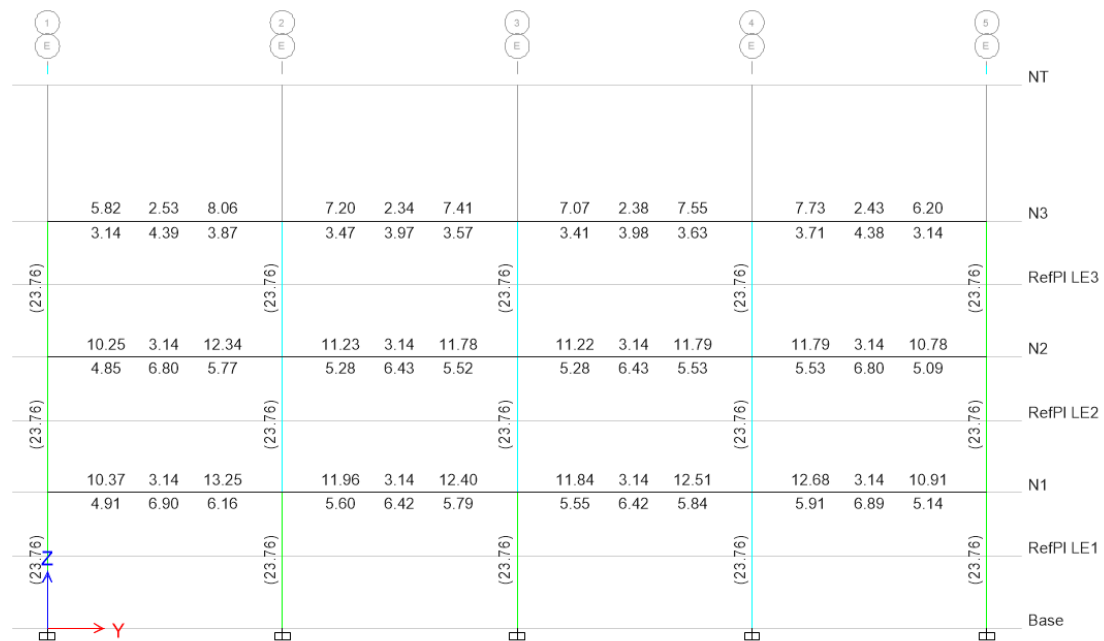


Figura 115. Área acero en miembros (cm²), Pórtico E – Caso 5.
Nota: Elaboración Propia



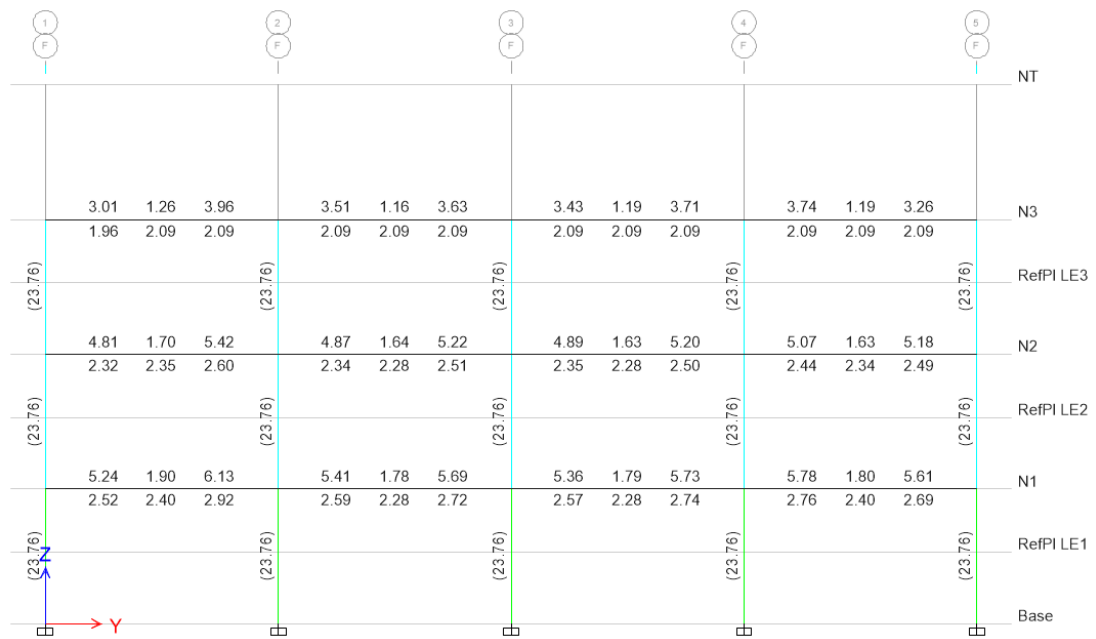


Figura 117. Área acero en miembros (cm²), Pórtico F – Caso 5.
Nota: Elaboración Propia

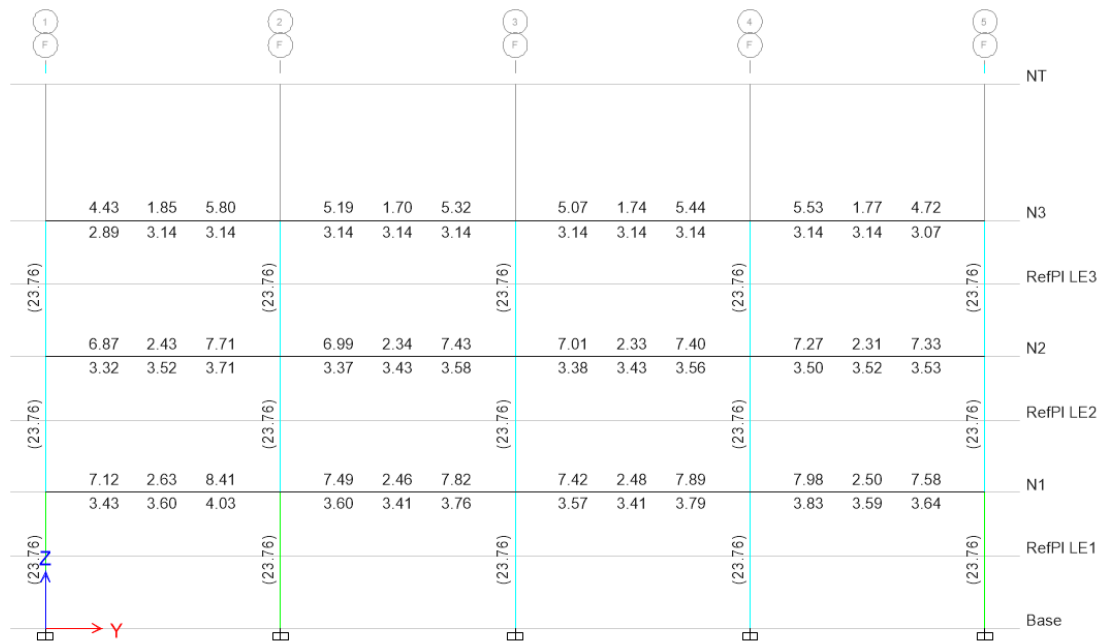


Figura 118. Área acero en miembros (cm²), Pórtico F – Caso 6.
Nota: Elaboración Propia

Se puede observar que el área de acero en cm^2 requerida en las vigas para el caso 6 es mayor que el área de acero en cm^2 requerida para el caso 5, esta diferencia se incrementó en un rango del 40% y 60%, debido principalmente a que el acero S-60 tiene un esfuerzo de cedencia 50% mayor que el acero S-40. No obstante el área de acero en cm^2 para las columnas fue igual para ambos casos, debido a que el diseño de estos miembros estuvo controlado por la verificación del efecto Columna fuerte – Viga débil y por el corte en los nodos.

Verificación Columna fuerte – Viga débil.

Para cada pórtico de las estructuras correspondientes a los casos 5 y 6, se presenta en el cuadro 44, la verificación del criterio Columna Fuerte- Viga Débil realizando la verificación por nodo, donde en cada nodo, la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas debe ser mayor o igual que 1.2 veces la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas.

Cuadro 44. Chequeo Columna fuerte – Vida débil.

Nivel	Label	Caso 5			Caso 6		
		Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio	Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio
N1	C1	C30x30	0.232	0.301	C30x30	0.292	0.367
N1	C2	C30x30	0.183	0.483	C30x30	0.229	0.590
N1	C3	C30x30	0.142	0.458	C30x30	0.176	0.560
N1	C4	C30x30	0.120	0.471	C30x30	0.159	0.576
N1	C5	C30x30	0.125	0.317	C30x30	0.166	0.383
N1	C6	C30x30	0.366	0.399	C30x30	0.456	0.494
N1	C7	C30x30	0.277	0.656	C30x40	0.342	0.548
N1	C8	C30x30	0.231	0.626	C30x40	0.280	0.527
N1	C9	C30x30	0.227	0.646	C30x40	0.270	0.541
N1	C10	C30x30	0.242	0.416	C30x30	0.321	0.515
N1	C11	C30x30	0.382	0.363	C30x30	0.477	0.446
N1	C12	C30x30	0.270	0.607	C30x40	0.342	0.510
N1	C13	C30x30	0.233	0.576	C30x40	0.283	0.488
N1	C14	C30x30	0.226	0.802	C30x40	0.287	0.742

Nivel	Label	Caso 5			Caso 6		
		Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio	Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio
N1	C15	C30x30	0.298	0.360	C30x40	0.376	0.365
N1	C16	C30x30	0.382	0.363	C30x30	0.478	0.446
N1	C17	C30x30	0.270	0.607	C30x40	0.342	0.510
N1	C18	C30x30	0.233	0.575	C30x40	0.283	0.488
N1	C19	C30x30	0.227	0.813	C30x40	0.285	0.753
N1	C20	C30x30	0.303	0.361	C30x40	0.378	0.369
N1	C21	C30x30	0.366	0.398	C30x30	0.456	0.494
N1	C22	C30x30	0.277	0.656	C30x40	0.342	0.549
N1	C23	C30x30	0.231	0.625	C30x40	0.281	0.528
N1	C24	C30x30	0.226	0.646	C30x40	0.269	0.541
N1	C25	C30x30	0.242	0.416	C30x30	0.320	0.516
N1	C26	C30x30	0.232	0.300	C30x30	0.293	0.366
N1	C27	C30x30	0.182	0.482	C30x30	0.228	0.592
N1	C28	C30x30	0.141	0.458	C30x30	0.175	0.561
N1	C29	C30x30	0.120	0.470	C30x30	0.159	0.576
N1	C30	C30x30	0.125	0.317	C30x30	0.167	0.385
N2	C1	C30x30	0.188	0.282	C30x30	0.243	0.362
N2	C2	C30x30	0.154	0.446	C30x30	0.192	0.568
N2	C3	C30x30	0.123	0.435	C30x30	0.165	0.554
N2	C4	C30x30	0.123	0.438	C30x30	0.165	0.558
N2	C5	C30x30	0.126	0.299	C30x30	0.169	0.380
N2	C6	C30x30	0.301	0.395	C30x30	0.386	0.507
N2	C7	C30x30	0.241	0.637	C30x40	0.308	0.566
N2	C8	C30x30	0.237	0.622	C30x40	0.289	0.552
N2	C9	C30x30	0.217	0.628	C30x40	0.264	0.560
N2	C10	C30x30	0.225	0.413	C30x30	0.294	0.528
N2	C11	C30x30	0.322	0.361	C30x30	0.414	0.461
N2	C12	C30x30	0.246	0.586	C30x40	0.314	0.521
N2	C13	C30x30	0.222	0.572	C30x40	0.284	0.509
N2	C14	C30x30	0.188	0.720	C30x40	0.247	0.658
N2	C15	C30x30	0.256	0.372	C30x40	0.324	0.350
N2	C16	C30x30	0.321	0.360	C30x30	0.414	0.461
N2	C17	C30x30	0.246	0.585	C30x40	0.314	0.521
N2	C18	C30x30	0.222	0.570	C30x40	0.285	0.508
N2	C19	C30x30	0.189	0.722	C30x40	0.243	0.660
N2	C20	C30x30	0.263	0.384	C30x40	0.328	0.353
N2	C21	C30x30	0.301	0.393	C30x30	0.386	0.504
N2	C22	C30x30	0.241	0.635	C30x40	0.307	0.565
N2	C23	C30x30	0.236	0.620	C30x40	0.288	0.551
N2	C24	C30x30	0.216	0.626	C30x40	0.263	0.557
N2	C25	C30x30	0.224	0.411	C30x30	0.292	0.527
N2	C26	C30x30	0.188	0.279	C30x30	0.243	0.358
N2	C27	C30x30	0.153	0.442	C30x30	0.191	0.565
N2	C28	C30x30	0.123	0.432	C30x30	0.165	0.552

Nivel	Label	Caso 5			Caso 6		
		Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio	Sección	B/C Major Ratio	B/C Minor Ratio
N2	C29	C30x30	0.123	0.435	C30x30	0.165	0.555
N2	C30	C30x30	0.126	0.298	C30x30	0.169	0.379
N3	C1	C30x30	0.254	0.364	C30x30	0.343	0.482
N3	C2	C30x30	0.224	0.714	C30x30	0.274	0.943
N3	C3	C30x30	0.187	0.677	C30x30	0.224	0.895
N3	C4	C30x30	0.170	0.689	C30x30	0.200	0.917
N3	C5	C30x30	0.187	0.390	C30x30	0.245	0.509
N3	C6	C30x30	0.399	0.469	C30x30	0.522	0.612
N3	C7	C30x30	0.305	0.859	C30x40	0.412	0.808
N3	C8	C30x30	0.243	0.814	C30x40	0.325	0.764
N3	C9	C30x30	0.256	0.847	C30x40	0.332	0.798
N3	C10	C30x30	0.306	0.498	C30x30	0.375	0.647
N3	C11	C30x30	0.393	0.456	C30x30	0.514	0.593
N3	C12	C30x30	0.298	0.853	C30x40	0.412	0.800
N3	C13	C30x30	0.239	0.811	C30x40	0.327	0.761
N3	C14	C30x30	0.166	0.559	C30x40	0.222	0.512
N3	C15	C30x30	0.196	0.293	C30x40	0.246	0.278
N3	C16	C30x30	0.392	0.456	C30x30	0.513	0.593
N3	C17	C30x30	0.300	0.852	C30x40	0.415	0.800
N3	C18	C30x30	0.242	0.823	C30x40	0.331	0.768
N3	C19	C30x30	0.157	0.472	C30x40	0.213	0.424
N3	C20	C30x30	0.200	0.283	C30x40	0.249	0.264
N3	C21	C30x30	0.399	0.468	C30x30	0.521	0.609
N3	C22	C30x30	0.303	0.858	C30x40	0.409	0.806
N3	C23	C30x30	0.240	0.812	C30x40	0.321	0.762
N3	C24	C30x30	0.241	0.847	C30x40	0.314	0.797
N3	C25	C30x30	0.319	0.498	C30x30	0.390	0.647
N3	C26	C30x30	0.254	0.361	C30x30	0.343	0.479
N3	C27	C30x30	0.222	0.712	C30x30	0.272	0.941
N3	C28	C30x30	0.185	0.676	C30x30	0.221	0.894
N3	C29	C30x30	0.168	0.686	C30x30	0.197	0.913
N3	C30	C30x30	0.182	0.388	C30x30	0.239	0.507
NT	C14	C30x30	0.171	0.333	C30x40	0.235	0.325
NT	C15	C30x30	0.169	0.325	C30x40	0.229	0.326
NT	C19	C30x30	0.174	0.337	C30x40	0.239	0.332
NT	C20	C30x30	0.178	0.319	C30x40	0.244	0.323

Nota: Elaboración Propia.

La información detallada en el cuadro 44, demostró que el criterio Columna Fuerte – Viga Débil en el caso 6 estuvo más cercano al límite que en el caso 5. Este criterio se representa mediante un ratio que indica la relación

demanda/capacidad de resistencia teórica; es decir, la demanda de la verificación de los momentos correspondientes a la resistencia teórica columna-viga, entre la capacidad de la verificación de los momentos correspondientes a la resistencia teórica columnas-viga en cada nodo. Dicha relación no debe ser mayor a 1. Sin embargo, ambos casos cumplieron con la relación indicada por la Norma Fondonorma 1753:2006.

Revisión Corte en el nodo.

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

Cuadro 45. *Chequeo Corte en el nodo.*

Nivel	Label	Caso 5			Caso 6		
		Sección	JS Major Ratio	JS Minor Ratio	Seccion	JS Major Ratio	JS Minor Ratio
N1	C1	C30x30	0.472	0.624	C30x30	0.442	0.564
N1	C2	C30x30	0.304	0.829	C30x30	0.286	0.759
N1	C3	C30x30	0.234	0.785	C30x30	0.219	0.719
N1	C4	C30x30	0.198	0.810	C30x30	0.198	0.744
N1	C5	C30x30	0.247	0.667	C30x30	0.247	0.597
N1	C6	C30x30	0.608	0.713	C30x30	0.570	0.660
N1	C7	C30x30	0.358	0.922	C30x40	0.464	0.898
N1	C8	C30x30	0.297	0.870	C30x40	0.376	0.854
N1	C9	C30x30	0.291	0.903	C30x40	0.363	0.882
N1	C10	C30x30	0.396	0.750	C30x30	0.395	0.692
N1	C11	C30x30	0.640	0.643	C30x30	0.602	0.591
N1	C12	C30x30	0.346	0.838	C30x40	0.457	0.813
N1	C13	C30x30	0.297	0.787	C30x40	0.374	0.770
N1	C14	C30x30	0.282	0.940	C30x40	0.363	0.957
N1	C15	C30x30	0.481	0.490	C30x40	0.447	0.504
N1	C16	C30x30	0.640	0.643	C30x30	0.603	0.591
N1	C17	C30x30	0.347	0.838	C30x40	0.458	0.813
N1	C18	C30x30	0.297	0.786	C30x40	0.375	0.770
N1	C19	C30x30	0.284	0.955	C30x40	0.362	0.980
N1	C20	C30x30	0.489	0.491	C30x40	0.449	0.509
N1	C21	C30x30	0.608	0.711	C30x30	0.569	0.659
N1	C22	C30x30	0.358	0.921	C30x40	0.463	0.899
N1	C23	C30x30	0.297	0.870	C30x40	0.377	0.855
N1	C24	C30x30	0.290	0.903	C30x40	0.361	0.883

Nivel	Label	Caso 5			Caso 6		
		Sección	JS Major Ratio	JS Minor Ratio	Seccion	JS Major Ratio	JS Minor Ratio
N1	C25	C30x30	0.396	0.749	C30x30	0.394	0.694
N1	C26	C30x30	0.472	0.622	C30x30	0.443	0.563
N1	C27	C30x30	0.304	0.828	C30x30	0.285	0.761
N1	C28	C30x30	0.233	0.784	C30x30	0.217	0.721
N1	C29	C30x30	0.198	0.809	C30x30	0.198	0.744
N1	C30	C30x30	0.247	0.667	C30x30	0.247	0.600
N2	C1	C30x30	0.374	0.579	C30x30	0.359	0.550
N2	C2	C30x30	0.248	0.742	C30x30	0.231	0.705
N2	C3	C30x30	0.198	0.724	C30x30	0.198	0.688
N2	C4	C30x30	0.198	0.730	C30x30	0.198	0.693
N2	C5	C30x30	0.247	0.619	C30x30	0.247	0.583
N2	C6	C30x30	0.484	0.687	C30x30	0.463	0.655
N2	C7	C30x30	0.297	0.851	C30x40	0.382	0.842
N2	C8	C30x30	0.292	0.826	C30x40	0.357	0.815
N2	C9	C30x30	0.267	0.835	C30x40	0.326	0.828
N2	C10	C30x30	0.358	0.723	C30x30	0.350	0.687
N2	C11	C30x30	0.521	0.622	C30x30	0.500	0.591
N2	C12	C30x30	0.303	0.772	C30x40	0.387	0.763
N2	C13	C30x30	0.272	0.751	C30x40	0.348	0.740
N2	C14	C30x30	0.231	0.822	C30x40	0.303	0.832
N2	C15	C30x30	0.412	0.509	C30x40	0.382	0.488
N2	C16	C30x30	0.520	0.621	C30x30	0.500	0.590
N2	C17	C30x30	0.303	0.772	C30x40	0.388	0.762
N2	C18	C30x30	0.272	0.748	C30x40	0.349	0.738
N2	C19	C30x30	0.232	0.826	C30x40	0.300	0.840
N2	C20	C30x30	0.423	0.526	C30x40	0.387	0.492
N2	C21	C30x30	0.484	0.683	C30x30	0.463	0.651
N2	C22	C30x30	0.297	0.848	C30x40	0.381	0.840
N2	C23	C30x30	0.290	0.823	C30x40	0.356	0.812
N2	C24	C30x30	0.265	0.832	C30x40	0.324	0.824
N2	C25	C30x30	0.357	0.721	C30x30	0.348	0.685
N2	C26	C30x30	0.374	0.571	C30x30	0.359	0.543
N2	C27	C30x30	0.247	0.737	C30x30	0.230	0.701
N2	C28	C30x30	0.198	0.718	C30x30	0.198	0.684
N2	C29	C30x30	0.198	0.724	C30x30	0.198	0.690
N2	C30	C30x30	0.247	0.615	C30x30	0.247	0.580
N3	C1	C30x30	0.270	0.392	C30x30	0.270	0.384
N3	C2	C30x30	0.192	0.626	C30x30	0.175	0.615
N3	C3	C30x30	0.160	0.592	C30x30	0.143	0.582
N3	C4	C30x30	0.145	0.604	C30x30	0.127	0.598
N3	C5	C30x30	0.197	0.422	C30x30	0.191	0.407
N3	C6	C30x30	0.341	0.415	C30x30	0.332	0.402
N3	C7	C30x30	0.198	0.583	C30x40	0.262	0.596
N3	C8	C30x30	0.157	0.549	C30x40	0.206	0.559

Nivel	Label	Caso 5			Caso 6		
		Sección	JS Major Ratio	JS Minor Ratio	Seccion	JS Major Ratio	JS Minor Ratio
N3	C9	C30x30	0.166	0.573	C30x40	0.211	0.586
N3	C10	C30x30	0.261	0.442	C30x30	0.237	0.426
N3	C11	C30x30	0.336	0.402	C30x30	0.327	0.389
N3	C12	C30x30	0.193	0.579	C30x40	0.263	0.590
N3	C13	C30x30	0.155	0.547	C30x40	0.207	0.557
N3	C14	C30x30	0.196	0.718	C30x40	0.257	0.709
N3	C15	C30x30	0.308	0.486	C30x40	0.280	0.465
N3	C16	C30x30	0.335	0.402	C30x30	0.326	0.388
N3	C17	C30x30	0.195	0.578	C30x40	0.264	0.590
N3	C18	C30x30	0.156	0.556	C30x40	0.209	0.562
N3	C19	C30x30	0.186	0.592	C30x40	0.246	0.573
N3	C20	C30x30	0.314	0.468	C30x40	0.284	0.439
N3	C21	C30x30	0.340	0.413	C30x30	0.331	0.400
N3	C22	C30x30	0.196	0.582	C30x40	0.260	0.595
N3	C23	C30x30	0.155	0.548	C30x40	0.203	0.558
N3	C24	C30x30	0.156	0.573	C30x40	0.199	0.586
N3	C25	C30x30	0.272	0.442	C30x30	0.247	0.426
N3	C26	C30x30	0.270	0.388	C30x30	0.270	0.381
N3	C27	C30x30	0.191	0.624	C30x30	0.174	0.614
N3	C28	C30x30	0.158	0.590	C30x30	0.140	0.581
N3	C29	C30x30	0.143	0.601	C30x30	0.125	0.596
N3	C30	C30x30	0.192	0.420	C30x30	0.186	0.406
NT	C14	C30x30	0.179	0.356	C30x40	0.142	0.277
NT	C15	C30x30	0.177	0.347	C30x40	0.138	0.277
NT	C19	C30x30	0.183	0.360	C30x40	0.144	0.283
NT	C20	C30x30	0.187	0.340	C30x40	0.147	0.275

Nota: Elaboración Propia.

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

Comparación Volumen de Concreto y Acero de Refuerzo

Una vez realizado el análisis y diseño para los seis (6) casos de estudio, se presentan en las figuras 117 y 118, los volúmenes de concreto de vigas y columnas y la masa (Kgf) de acero de refuerzo longitudinal obtenidos en cada caso.

Estos gráficos se realizaron a fin de llevar a cabo una comparación de las cantidades de concreto y acero entre edificaciones con acero de refuerzo S-40 y edificaciones con acero de refuerzo S-60.

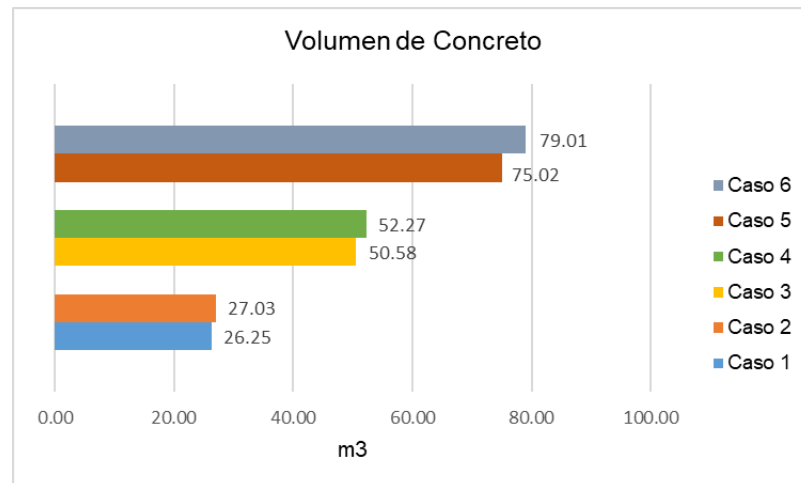


Figura 119. Volumen de Concreto.
Nota: Elaboración Propia

De acuerdo a los resultados presentados en la figura 117, se pudo observar que los volúmenes de concreto para las edificaciones que incorporaron acero de tipo S-40, fueron mayores con relación a los volúmenes de concreto que demandaron las edificaciones con acero de refuerzo S-60.

Para los casos 1 y 2 la diferencia fue de 0.78 m³, para los casos 3 y 4 se obtuvo una diferencia de 1.69 m³ y para los casos 5 y 6 se obtuvo una diferencia de 3.99 m³, no superando en ninguno de los casos una diferencia del 6 %.

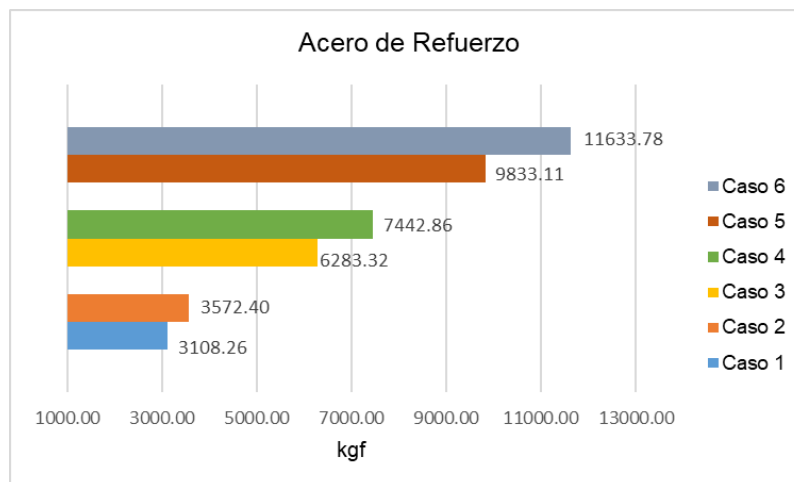


Figura 120. Kgf Acero de refuerzo
Nota: Elaboración Propia.

De acuerdo a los resultados presentados en la figura 118, se pudo observar que la cantidad de acero de refuerzo para las edificaciones que incorporaron acero de refuerzo S-40, fueron mayores con relación a las cantidades de acero que demandaron las edificaciones que implementaron acero de refuerzo S-60.

Para los casos 1 y 2 la diferencia fue de 464.14 Kgf, para los casos 3 y 4 se obtuvo una diferencia de 1159.54 Kgf y los casos 5 y 6 se diferenciaron por 1800.67 Kgf, no superando en ninguno de los casos una diferencia del 19 %.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Queda demostrado que, para estructuras con características similares a las edificaciones modeladas, la incorporación de acero de refuerzo S-40 en miembros estructurales de concreto, representa una opción alternativa en la actualidad, específicamente en los casos donde como consecuencia de la escasez de materiales de construcción y el elevado costo de los mismos no se disponga de acero de refuerzo S-60, garantizando de igual manera la seguridad de la estructura.

Se comprueba que las edificaciones que incorporaron acero de refuerzo S-40, no presentaron cambios significativos en las dimensiones de los miembros estructurales por lo que se obtuvieron pesos similares a los obtenidos para las edificaciones con acero de refuerzo S-60. En consecuencia, las fuerzas sísmicas expresadas en cortantes por piso no arrojaron diferencias significativas entre ambos tipos de edificaciones, provocando de esta manera un comportamiento similar ante las solicitaciones de la estructura.

Aunado a lo expuesto, no existieron cambios significativos en las dimensiones de los miembros estructurales para el peso de las edificaciones, sin embargo, si se presentaron cambios en la verificación del efecto $P-\Delta$ y control de los desplazamientos, determinando que al utilizar edificaciones con acero de refuerzo S-40, se obtienen menores derivas por piso, debido a que las columnas en algunos casos aumentaron de sección entre 5 y 10 cm, aportando de esta manera mayor rigidez a los pórticos.

Sin embargo, verificando y comparando el efecto $P-\Delta$ de los desplazamientos presentados en las edificaciones que utilizaron acero S-60, los resultados no presentaron mayores diferencias entre sí, no excediendo el valor de desplazamiento máximo permitido en el diseño, demostrando que las edificaciones con acero S-40 presentan una desplazabilidad adecuada, sin poner en riesgo la estabilidad de las estructuras.

Se comprobó que las edificaciones que utilizaron acero S-40, demandaron mayor cantidad de acero de refuerzo en las vigas, debido a que este tipo de acero presenta menor esfuerzo cedente que el acero S-60; sin embargo, en los casos donde el diseño en las vigas lo controla el esfuerzo cortante y torsión, como es el caso de las vigas que soportan el descanso de la escalera, se pueden reducir las secciones de las mismas en 5 cm, dado que colocando un acero con menor esfuerzo cedente la viga puede tener una menor dimensión sin superar la torsión crítica teórica.

La cantidad de acero para el caso de las columnas donde se incorporó acero de refuerzo S-40, no varió en comparación con las columnas que implementaron acero S-60; puesto que, en ambos casos el diseño lo controló el criterio columna fuerte viga débil y el corte en los nodos; representando un punto a favor el poder sustituir el acero longitudinal de las columnas con un acero de menor cedencia, sin que esto implique cambios considerables en las cantidades utilizadas.

Las comparaciones entre los volúmenes de concreto y la cantidad de acero de refuerzo, obtenidos tanto para los modelos que incorporaron acero de refuerzo S-40 como acero de refuerzo S-60, demostraron que la variación en el volumen de concreto no resultó ser significativa; mientras que la variación en la masa de acero de refuerzo representó una diferencia del 15,6%, atribuida a los esfuerzos de cedencia que presentan cada tipo de acero.

Con relación al volumen de concreto para los casos 2, 4 y 6, se obtuvo un incremento del 2.89%, 3.23 %, 5.05% respectivamente, en comparación con los casos 1, 3, y 5. La cantidad de acero requerido obtenida para los casos 2, 4 y 6, representó un incremento del 12.99%, 15.58%, y 15.48% respectivamente, en comparación con los casos 1, 3, y 5. Si bien, se evidencia una diferencia entre los valores concernientes a las cantidades de acero de refuerzo, dicha diferencia no resulta significativa, tomando en cuenta que en toda la edificación se utilizó un acero con un esfuerzo de cedencia inferior en un 50% en comparación con el esfuerzo de cedencia del acero S-60.

La investigación permitió determinar que el desempeño de las edificaciones que incorporaron como acero de refuerzo acero de tipo S-40, cumplió con los criterios especificados en la Norma Fondonorma 1753:2006, garantizando de igual forma la seguridad de la estructura.

Recomendaciones

La realización de investigaciones que evalúen el diseño sismorresistente de estructuras en concreto reforzado con acero de refuerzo S-40, permitirían definir las bases teóricas que sustenten cual sería la respuesta sísmica de este tipo de edificaciones con relación a las edificaciones que actualmente son diseñadas con acero S-60.

De esta manera, podría visualizarse la influencia de incorporar acero S-40 como refuerzo principal, y comprobar si realmente se justifica la exclusión de este tipo de acero en el diseño de edificaciones sismorresistentes.

Se recomienda continuar con investigaciones que busquen optimizar el diseño y calculo estructural en estructuras con características diferentes a las

estudiadas en esta investigación, a fin de ampliar las bases teóricas existentes. De igual forma resulta necesario realizar este tipo de investigaciones en diferentes zonas sísmicas, a fin de verificar los comportamientos ante diferentes solicitaciones.

Los resultados obtenidos aplican exclusivamente a las edificaciones con las características especificadas en este estudio, por lo que se recomienda continuar con esta línea de investigación, evaluando estructuras que incorporen diferentes sistemas de entrepiso, tabiquería, así como también otras plantas de arquitectura que cuenten con diferentes distribuciones; puesto que todos estos factores generan diferencias en las solicitaciones de la edificación, y por tanto pueden originar cambios en su comportamiento sismorresistente.

REFERENCIAS CONSULTADAS

- ACI 318SUS-14 (2014). Requisitos de reglamento para Concreto Estructural. USA, American Concrete Institute ACI.
- ASCE/SEI 7-10 (2010), Minimum Design Loads for Buildings and other Structure, USA, American Society of Civil Engineers ASCE.
- Bonilla, G. (2012). Concreto en las obras contemporáneas: Problemas y Soluciones, Material de Ponencia – Seminario Sidetur. Editorial Sidetur Caracas.
- Computers & Structures, Inc CSI (2015). *Generalidades Software ETABS*. Recuperado de: <http://www.csiespana.com/software/5/etabs>.
- FUNVISIS (2012). Mapa de zonificación sísmica con fines de ingeniería. Norma COVENIN 1756-1:2001. Recuperado de http://www.funvisis.gob.ve/archivos/mapas/norma1756_2001.png
- Hernández R., Fernández C. y Baptista P. (2006). Metodología de la Investigación (4ta Ed.). México: Mc Graw-Hill.
- Nilson, A (2001). *Diseño de estructuras de concreto* (Duodécima Edición). Bogotá Colombia: Mc Graw-Hill.
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 316:2000. Barras y rollos de acero con resaltes para uso como refuerzo estructural. Caracas: Fondonorma.
- Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006. Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural. Caracas: Fondonorma.
- Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 (2006). Edificaciones Sismorresistentes. Articulado. Venezuela.
- Norma Venezolana COVENIN 1756-2001 (2006). Edificaciones Sismorresistentes. Comentarios. Venezuela
- Norma Venezolana COVENIN 2002-88 (1988) Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. Venezuela.
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2004:1998. Terminología de las normas Covenin-Mindur de edificaciones. Caracas: Fondonorma.

- Ottazi, G (2004). Diseño y Comportamiento del Concreto Armado. Trabajo presentado para optar al título de Magister en Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima Perú.
- Park, R & Paulay, T (1978). Estructuras de concreto reforzado. (Reimpresión 1988). México: Editorial Limusa.
- Porrero, J, Ramos, C, Grases, J & Velazco, G. (2004). Manual del Concreto Estructural. Caracas, Venezuela: Sidetur.
- Quijia & Vaca (2016), Análisis del refuerzo longitudinal y transversal en vigas y columnas de hormigón armado utilizando acero de refuerzo con dos fluencias, mediante ensayos de carga. Trabajo presentado para optar al título de Ingeniero Civil mención estructuras. Universidad Politécnica Nacional. Quito, Ecuador.
- Rivas, J & Urdaneta, G (2014). Incidencia de cargas sísmicas en las áreas de acero de refuerzo de edificaciones de concreto arma. Trabajo presentado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Rafael Urdaneta. Venezuela.
- Rodríguez, M (2015). Análisis comparativo de edificaciones en concreto reforzado vs acero estructural. Trabajo presentado para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad Nacional Federico Villareal. Lima Perú.
- Sabino, C. (2002). El proceso de la investigación. Última edición. Caracas Venezuela: Editorial Panapo.
- Santalla-Peñaloza. Z.R. (2011). *Guía para la elaboración formal de reportes de investigación*. (2da ed.). Caracas, Venezuela: Publicaciones UCAB.
- SIDOR (2014). Fabricación de Productos largos. Recuperado de <http://www.sidor.com.ve/index.php/catalogo-de-productos/largos>.
- Valarino, E, Yáber, G. y Cemborain, M. (2010). Metodología de la investigación: paso a paso (reimpresión 2011). Trillas: México.