

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: Análisis Técnico Económico de Vigas Aligeradas y su Incidencia en el Diseño Sismorresistente de un Edificio de Estructura Metálica.

Trabajo de Titulación previo a la obtención del Título de Cuarto Nivel de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas

Modalidad del Trabajo de Titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

Autor: Ing. Andrés Sebastián Jordán López

Director: Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

Ambato – Ecuador

2023

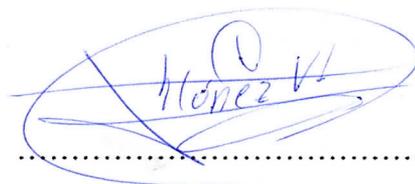
A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de Trabajo de Titulación, presidido por: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Jorge Enrique López Velástegui, Mg., e Ing. Jorge Javier Guevara Robalino, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación del Centro de Posgrados de la Universidad Técnica de Ambato, para aceptar el Trabajo de Titulación con el tema: “ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO DE VIGAS ALIGERADAS Y SU INCIDENCIA EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA”, elaborado y presentado por el señor Ing. Andrés Sebastián Jordán López, para optar por el Título de cuarto nivel de Magíster en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación, el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la UTA.



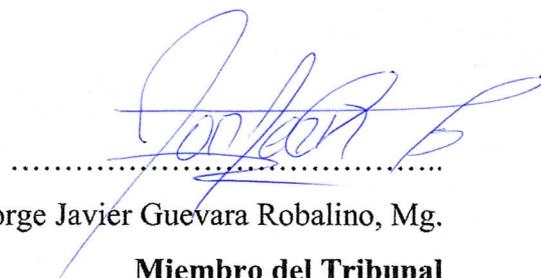
Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.

Presidente y Miembro del Tribunal



Ing. Jorge Enrique López Velástegui, Mg.

Miembro del Tribunal



Ing. Jorge Javier Guevara Robalino, Mg.

Miembro del Tribunal

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO DE VIGAS ALIGERADAS Y SU INCIDENCIA EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE ESTRUCTURA METÁLICA, le corresponde exclusivamente a: Ing. Andrés Sebastián Jordán López, Autor bajo la Dirección de Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg., Director del Trabajo de Titulación, y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.



.....
Ing. Andrés Sebastián Jordán López

c.c.: 1804797932

AUTOR



.....
Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

c.c.: 1715190938

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi trabajo, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Andrés Jordán', is positioned above a horizontal dotted line.

Ing. Andrés Sebastián Jordán López

c.c.: 1804797932

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

PORTADA	i
A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR.....	iv
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
AGRADECIMIENTO.....	xv
DEDICATORIA	xvi
RESUMEN EJECUTIVO	xvii
EXECUTIVE SUMMARY	xix
1.1. Introducción	1
1.2. Justificación.....	3
1.3. Objetivos	4
1.3.1. General.....	4
1.3.2. Específicos	4
CAPÍTULO II: ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	5
2.1. Antecedentes	5
2.2. Acero estructural	7
2.3. Vigas aligeradas	8
2.3.1. Comportamiento	9
2.3.2. Diseño de vigas aligeradas.....	15
2.3.3. Consideraciones de estabilidad.....	21
2.3.4. Dimensionamiento.....	23
2.3.5. Vigas aligeradas con aberturas circulares.....	23

2.3.6.	Espaciamiento entre aberturas	24
2.3.7.	Criterios adicionales para vigas compuestas	25
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO		26
3.1.	Ubicación	26
3.2.	Equipos y materiales	26
3.3.	Tipo de investigación	27
3.4.	Prueba de Hipótesis – pregunta científica – idea a defender	27
3.5.	Población o muestra	27
3.6.	Recolección de información.....	28
3.6.1.	Propuesta arquitectónica.....	28
3.6.2.	Modelo matemático	29
3.6.3.	Cargas gravitacionales	30
3.6.4.	Cargas sísmicas.....	31
3.6.5.	Predimensionamiento de elementos estructurales	33
3.6.6.	Modelo matemático de la estructura en software	33
3.7.	Procesamiento de la información y análisis estadístico	34
3.7.1.	Metodología para el análisis y diseño estructural.....	34
3.7.2.	Metodología para el diseño de vigas aligeradas	35
3.7.3.	Metodología para el análisis económico.....	36
3.8.	Variables de respuesta o resultados alcanzados	36
CAPÍTULO IV: RESULTADOS Y DISCUSIÓN		38
4.1.	Análisis estructural.....	38
4.1.1.	Periodo de vibración	38
4.1.2.	Corrección del cortante basal estático y dinámico.....	39
4.1.3.	Evaluación de derivas	40
4.1.4.	Modos de vibración	41
4.1.5.	Índices de estabilidad.....	43

4.1.6.	Deflexiones	44
4.1.7.	Vibraciones y aceleraciones.....	44
4.2.	Diseño estructural.....	46
4.2.1.	Diseño de elementos estructurales	46
4.2.2.	Diseño de conexiones	49
4.2.3.	Diseño de placa base.....	58
4.2.4.	Diseño de cimentación.....	63
4.3.	Diseño de vigas aligeradas	64
4.3.1.	Viga N+0.20	65
4.3.2.	Viga N+3.70, N+6.40 y N+9.10	89
4.3.3.	Viga N+11.80	89
4.3.4.	Cálculo de deformaciones verticales, deformaciones laterales y esfuerzos de von-Mises entre vigas homogéneas y aligeradas.....	90
4.3.5.	Análisis económico.....	107
4.3.6.	Peso estructural y su influencia en la magnitud del cortante basal y derivas de piso	112
CAPÍTULO V: CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS.....		114
5.1.	Conclusiones	114
5.2.	Recomendaciones.....	115
5.3.	Bibliografía	116
5.4.	Anexos.....	120
5.4.1.	Diseño arquitectónico	120
5.4.2.	Predimensionamiento de elementos estructurales	121
5.4.3.	Resultados del diseño estructural.....	132
5.4.4.	Proformas para análisis económico	134
5.4.5.	Plano estructural de la edificación	136

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Tipos de acero estructurales según ASTM [1]	7
Tabla 2. Secciones predimensionadas de elementos estructurales.....	33
Tabla 3. Periodos y frecuencias.....	38
Tabla 4. Peso y cortante basal de la estructura.....	39
Tabla 5. Cortante basal estático y dinámico de la estructura	40
Tabla 6. Participación modal y relación de masas	42
Tabla 7. Coeficientes de estabilidad – Sentido X.....	43
Tabla 8. Coeficientes de estabilidad – Sentido Y.....	43
Tabla 9. Verificación de deflexiones.....	44
Tabla 10. Verificación de vibraciones.....	45
Tabla 11. Secciones transversales definitivas de elementos estructurales	48
Tabla 12. Fuerzas actuantes en la conexión a momento	50
Tabla 13. Características geométricas – unión atornillada con diafragmas pasantes	51
Tabla 14. Definición de resistencia a fluencia y última de elementos de conexión..	51
Tabla 15. Demanda de momento en la cara de la columna.....	52
Tabla 16. Capacidad resistente a flexión de la ménsula corta.....	52
Tabla 17. Capacidad resistente a flexión de la ménsula corta.....	53
Tabla 18. Fuerzas actuantes en la conexión a corte	55
Tabla 19. Datos de entrada – Viga N+0.20	65
Tabla 20. Propiedades geométricas de la sección – Viga N+0.20	66
Tabla 21. Relación de esbeltez – Viga N+0.20	66
Tabla 22. Longitudes límite – Viga N+0.20	67
Tabla 23. Resistencia nominal a la flexión – Viga N+0.20	68
Tabla 24. Resistencia nominal a corte – Viga N+0.20.....	69
Tabla 25. Datos de entrada para viga con aberturas rectangulares – Viga N+0.20 ..	69
Tabla 26. Propiedades geométricas viga con aberturas rectangulares – Viga N+0.20	70
Tabla 27. Relación de esbeltez viga con aberturas rectangulares – Viga N+0.20	71
Tabla 28. Dimensionamiento de aberturas rectangulares – Viga N+0.20.....	71
Tabla 29. Requerimientos de proporcionalidad abertura rectangular – Viga N+0.20	72

Tabla 30. Cálculo de la máxima capacidad a flexión y corte de la viga con aberturas rectangulares – Viga N+0.20	73
Tabla 31. Localizaciones admisibles de aberturas rectangulares – Viga N+0.20.....	74
Tabla 32. Distribución entre aberturas rectangulares – Viga N+0.20.....	75
Tabla 33. Dimensionamiento de aberturas circulares – V+0.20	76
Tabla 34. Verificación de proporcionalidad de aberturas circulares – Viga N+0.20	76
Tabla 35. Cálculo de la máxima capacidad a flexión y corte de la viga con aberturas circulares – Viga N+0.20	77
Tabla 36. Localizaciones admisibles de aberturas circulares – Viga N+0.20.....	78
Tabla 37. Distribución entre aberturas circulares – Viga N+0.20.....	79
Tabla 38. Datos de entrada viga abertura circular, Método 2 – Viga N+0.20	80
Tabla 39. Propiedades de viga homogénea, Método 2 – Viga N+0.20.....	80
Tabla 40. Dimensiones de la abertura, Método 2 – Viga N+0.20.....	80
Tabla 41. Propiedades de la sección T de la viga, Método 2 – Viga N+0.20	81
Tabla 42. Propiedades de la sección crítica de la viga, Método 2 – Viga N+0.20....	81
Tabla 43. Propiedades de la sección gruesa de la viga, Método 2 – Viga N+0.20 ...	81
Tabla 44. Propiedades de las secciones T superior e inferior en el centro de la abertura, Método 2 – Viga N+0.20	81
Tabla 45. Propiedades de las secciones T superior e inferior de la sección crítica, Método 2 – Viga N+0.20	82
Tabla 46. Relación de esbeltez de la sección con aberturas, Método 2 – Viga N+0.20	82
Tabla 47. Cortante y momento global en cada abertura, Método 2 – Viga N+0.20 .	83
Tabla 48. Fuerza axial local y momento Vierendeel en cada abertura, Método 2 – Viga N+0.20.....	83
Tabla 49. Relación límite ancho – espesor alas y alma, Método 2 – Viga N+0.20 ..	83
Tabla 50. Esfuerzo axial admisible (compresión) de la región T, Método 2 – Viga N+0.20.....	84
Tabla 51. Resistencia admisible a flexión de la región T, Método 2 – Viga N+0.20	85
Tabla 52. Chequeo de la región T para cargas combinadas axiales y de flexión, Método 2 – Viga N+0.20	85
Tabla 53. Chequeo pandeo post alma, Método 2 – Viga N+0.20	86
Tabla 54. Chequeo pandeo post alma, Método 2 – Viga N+0.20	86

Tabla 55. Chequeo del cortante vertical en la sección neta de la viga, Método 2 – Viga N+0.20.....	87
Tabla 56. Chequeo del cortante vertical en la sección gruesa, Método 2 – Viga N+0.20.....	87
Tabla 57. Chequeo del cortante vertical en la sección gruesa, Método 2 – Viga N+0.20.....	88
Tabla 58. Deformaciones verticales, Vigas N+0.20	93
Tabla 59. Deformaciones verticales, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10	93
Tabla 60. Deformaciones verticales, Vigas N+11.80	94
Tabla 61. Deformaciones laterales, Vigas N+0.20.....	96
Tabla 62. Deformaciones laterales, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10	97
Tabla 63. Deformaciones laterales, Vigas N+11.80.....	98
Tabla 64. Esfuerzos von Mises, Vigas N+0.20	100
Tabla 65. Esfuerzos von Mises, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10.....	100
Tabla 66. Esfuerzos von Mises, Vigas N+11.80	101
Tabla 67. Deformaciones verticales, laterales y esfuerzos von-Mises de vigas con aberturas circulares.....	103
Tabla 68. Relación de inercias, Vigas N+0.20	106
Tabla 69. Relación de inercias, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10.....	106
Tabla 70. Relación de inercias, Vigas N+11.80.....	106
Tabla 71. Determinación del peso de las vigas analizadas	108
Tabla 72. Presupuesto de la estructura metálica con vigas de alma homogénea	109
Tabla 73. Presupuesto de la estructura metálica con vigas con aberturas rectangulares	110
Tabla 74. Presupuesto de la estructura metálica con vigas con aberturas circulares – método 1.....	110
Tabla 75. Presupuesto de la estructura metálica con vigas con aberturas circulares – método 2.....	111
Tabla 76. Resumen de costos estructurales de cada sistema.....	111
Tabla 77. Peso estructural de cada sistema	112
Tabla A1. Propiedades de la placa colaborante y la sección compuesta.....	122
Tabla A2. Máxima longitud sin apuntalar para disposición de placa colaborante..	122

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Proceso de fabricación de vigas aligeradas con aberturas circulares y rectangulares	8
Figura 2. Configuraciones de vigas aligeradas: (a) viga de acero con abertura no reforzada, (b) viga de acero con abertura reforzada, (c) viga compuesta con losa maciza, (d) viga compuesta, losa nervada con nervios transversales, (e) viga compuesta con abertura reforzada, losa nervada con nervios longitudinales [13].....	9
Figura 3. Fuerzas actuantes en la abertura [13]	10
Figura 4. Modos de falla por flexión pura: (a) viga de acero, (b) viga compuesta [13]	10
Figura 5. Modos de falla en vigas de acero [14].....	11
Figura 6. Modo de falla en vigas compuestas [14]	11
Figura 7. Patrones de corte para aberturas circulares, rectangulares y hexagonales	12
Figura 8. Refuerzo en abertura [13].....	13
Figura 9. Diagrama general de interacción momento – corte [15]	15
Figura 10. Región de la abertura del alma bajo un momento máximo [13]	15
Figura 11. Región de la abertura del alma bajo un cortante máximo [13].....	17
Figura 12. Diagrama que relaciona avt y v [13].....	18
Figura 13. Curvas de interacción momento - cortante [13]	20
Figura 14. Relación ancho-espesor del ala para miembros sujeto a compresión – AISC 316-16 [4].....	21
Figura 15. Relación ancho-espesor del ala para miembros sujeto a compresión – AISC 341-16 [3].....	21
Figura 16. Relación ancho-espesor del alma para miembros sujeto a compresión – AISC 341-16 [3].....	22
Figura 17. Fachada lateral derecha	29
Figura 18. Distribución arquitectónica del nivel N+0.20.....	29
Figura 19. Espectro elástico y reducido para diseño según la NEC-SE-DS [22]	32
Figura 20. Modelo de la estructura en software de análisis	33
Figura 21. Derivas elásticas en dirección X y Y, obtenidas como consecuencia de la aplicación de acciones laterales de diseño	41
Figura 22. Definición de características ocupacionales en modelo matemático.....	46
Figura 23. Chequeo de aceleraciones.....	46

Figura 24. Índices de esfuerzos en vigas y columnas de los pórticos del eje 1	47
Figura 25. Índices de esfuerzo en vigas del segundo nivel.....	47
Figura 26. Características geométricas - unión atornillada con diafragmas pasantes	50
Figura 27. Secciones transversales de elementos para conexión a corte	55
Figura 28. Modelado y análisis de la conexión a corte.....	56
Figura 29. Estado de verificación del diseño de la conexión a corte	56
Figura 30. Estado de verificación en placas de la conexión a corte.....	56
Figura 31. Tensiones equivalentes en placas de la conexión a corte	57
Figura 32. Estado de verificación de tornillos de la conexión a corte	57
Figura 33. Estado de verificación en soldadura en conexión a corte	58
Figura 34. Fuerza axial y momentos en los apoyos de la estructura.....	59
Figura 35. Modelado y análisis de placa base.....	59
Figura 36. Estado de verificación del diseño de la placa base.....	60
Figura 37. Estado de verificación en placas para diseño de placa base	60
Figura 38. Tensiones equivalentes en placas para diseño de la placa base.....	60
Figura 39. Estado de verificación de anclajes para diseño de la placa base	61
Figura 40. Longitud mínima para embebido de anclajes en el hormigón [27]	61
Figura 41. Estado de verificación de soldadura para diseño de la placa base.....	61
Figura 42. Estado de verificación del bloque de hormigón para diseño de la placa base.....	62
Figura 43. Estado de verificación de cortante en el plano de contacto para diseño de la placa base	62
Figura 44. Detalle constructivo de la cimentación.....	63
Figura 45. Demandas máximas de corte y momento – Viga N+0.20.....	65
Figura 46. Relación entre capacidad nominal máxima a corte con la capacidad plástica a corte, tanto para la T superior como para la T inferior – Viga N+0.20	74
Figura 47. Diseño definitivo de viga con aberturas rectangulares – Viga N+0.20...	75
Figura 48. Relación entre capacidad nominal máxima a corte con la capacidad plástica a corte, tanto para la T superior como para la T inferior – Viga N+0.20	78
Figura 49. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 1 – Viga N+0.20.....	79
Figura 50. Caracterización de variables para diseño aberturas circulares, Método 2	79
Figura 51. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 2 – Viga N+0.20.....	88

Figura 52. Diseño definitivo de viga con aberturas rectangulares – Viga N+3.70, N+6.40 y N+9.10	89
Figura 53. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 1 – Viga N+3.70, N+6.40 y N+9.10	89
Figura 54. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 2 – Viga N+3.70, N+6.40 y N+9.10	89
Figura 55. Diseño definitivo de viga con aberturas rectangulares – Viga N+11.80.	89
Figura 56. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 1 – Viga N+11.80.....	90
Figura 57. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 2 – Viga N+11.80.....	90
Figura 58. Modelos matemáticos para análisis estático estructural	91
Figura 59. Mallado del modelo matemático	91
Figura 60. Deformación vertical máxima, viga de alma homogénea – N+0.20	92
Figura 61. Deformación vertical máxima, viga con abertura rectangular – N+0.20	92
Figura 62. Deformación vertical máxima, viga con aberturas circulares – N+0.20.	92
Figura 63. Relación fuerza – deformación vertical, Vigas N+0.20	93
Figura 64. Relación fuerza – deformación vertical, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10	94
Figura 65. Relación fuerza – deformación vertical, Vigas N+11.80	94
Figura 66. Deformación lateral máxima, viga de alma homogénea – N+0.20	95
Figura 67. Deformación lateral máxima, viga con aberturas rectangulares – N+0.20	96
Figura 68. Deformación lateral máxima, viga con aberturas circulares – N+0.20 ...	96
Figura 69. Relación fuerza – deformación lateral, Vigas N+0.20	97
Figura 70. Relación fuerza – deformación lateral, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10	97
Figura 71. Relación fuerza – deformación lateral, Vigas N+11.80	98
Figura 72. Esfuerzo von Mises de la viga de alma homogénea – N+0.20.....	99
Figura 73. Esfuerzo von Mises de la viga con abertura rectangular – N+0.20.....	99
Figura 74. Esfuerzo von Mises de la viga con abertura circular – N+0.20.....	99
Figura 75. Relación fuerza – Esfuerzo von Mises, Vigas N+0.20.....	100
Figura 76. Relación fuerza – Esfuerzo von Mises, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10	101

Figura 77. Relación fuerza – Esfuerzo von Mises, Vigas N+11.80.....	101
Figura 78. Relación fuerza – deformación vertical, Vigas N+0.20	103
Figura 79. Relación fuerza – deformación lateral, Vigas N+0.20	104
Figura 80. Relación fuerza – esfuerzo von Mises, Vigas N+0.20	104
Figura A1. Fachada corte frontal bloque 2	120
Figura A2. Distribución arquitectónica de las plantas altas Nv.+3.70, Nv.+6.40, Nv+9.10.....	120
Figura A3. Distribución arquitectónica de la planta alta Nv.+11.80	121
Figura A4. Área cooperante de la viga secundaria crítica para prediseño.....	123
Figura A5. Perfil seleccionado para prediseño de vigas secundarias	124
Figura A6. Dimensiones del perfil W8x24 para vigas secundarias para prediseño	125
Figura A7. Cargas actuantes en viga principal para prediseño	126
Figura A8. Perfil seleccionado para prediseño de vigas principales.....	127
Figura A9. Dimensiones del perfil W12x30 para vigas principales para prediseño	128
Figura A10. Área cooperante de la columna crítica para prediseño	129
Figura A11. Esfuerzos críticos para elementos a compresión para prediseño de columnas	130
Figura A12. Perfil seleccionado para prediseño de columnas	131
Figura A13. Dimensiones del perfil HSS8x8x3/8 para columnas para prediseño.	131
Figura A14. Índices de esfuerzo en vigas del nivel N+3.70	132
Figura A15. Índices de esfuerzo en vigas del tercer nivel	132
Figura A16. Índices de esfuerzo en vigas principales y columnas del eje 2.....	132
Figura A17. Índices de esfuerzo en vigas principales y columnas del eje B	133
Figura A18. Proforma 1	134
Figura A19. Proforma 2	135

AGRADECIMIENTO

Al ser supremo, por cada una de las bendiciones derramadas en este maravilloso viaje.

Al Ing. Wladimir Ramírez, por su tutoría profesional para el desarrollo de la presente investigación.

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos, Juan, Virginia, Juan Carlos y Santiago, por brindarme su apoyo, una vez más, para crecer como persona y profesional.

A mis abuelitas, Blanca y Teresa, y mi tía Paty, por sus gestos de amor incondicional y demostración de que no solo tengo una madre.

A mis amigos, Mafer, Angy, Mire, Monse, Dani, Jona y Jeff, porque juntos nos hacemos bien los unos a los otros, por todas las aventuras que vivimos y por todas las que nos esperan.

Al Grupo Consultor CEGEA, por permitirme formar parte de su equipo de profesionales mientras desarrollaba esta investigación y gozar de un excelente ambiente laboral.

Al autor de este estudio, por confiar en sí mismo y demostrarse que los límites son mentales, y por el disfrute que siente mientras escribía estas líneas.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

TEMA:

ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO DE VIGAS ALIGERADAS Y SU
INCIDENCIA EN EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE
ESTRUCTURA METÁLICA

MODALIDAD DE TITULACIÓN: Proyecto de Titulación con Componentes de
Investigación Aplicada y/o de Desarrollo

AUTOR: Ing. Andrés Sebastián Jordán López

DIRECTOR: Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

FECHA: Ocho de marzo del 2023

RESUMEN EJECUTIVO

Las diferencias técnicas-económicas entre sistemas estructurales idealizados con vigas de alma homogénea y vigas aligeradas, surgen como elementos principales de una edificación de acero, considerando demandas ocupacionales y sísmicas propias de la ciudad de Ambato.

De acuerdo con la propuesta arquitectónica para la implantación de una edificación, se definieron los datos de entrada para la construcción de un modelo matemático que se ajuste, con mayor proximidad, a las condiciones reales de la estructura.

El análisis y diseño estructural de la edificación garantiza su comportamiento sismorresistente conforme a los requisitos establecidos en los códigos: NEC-SE-DS, NEC-SE-AC, AISC 341-16, AISC 360-16 y ASCE/SEI 7-16. Culminado este proceso, se identificaron las vigas con demandas críticas para ser sometidas a un proceso de

reestructuración de su geometría a través de la incorporación de aberturas rectangulares y circulares en su alma, para establecer diferencias estructurales y económicas con respecto a una viga de alma homogénea.

Las vigas con aberturas circulares sufren menores deformaciones verticales y laterales ante una condición de carga controlada, en contraste a una viga equivalente con aberturas rectangulares. Cuando el alma de una viga homogénea es alterada por perforaciones, los esfuerzos internos tienden a concentrarse alrededor de estas; siendo las esquinas de las aberturas rectangulares las que presentan la mayor concentración de estos esfuerzos.

Con respecto al factor económico, la construcción de una estructura metálica residencial con vigas aligeradas presenta una ventaja minúscula con respecto a un sistema con almas homogéneas, debido al incremento en el costo para su fabricación y montaje, en el mercado local.

DESCRIPTORES: ABERTURA EN EL ALMA, ANÁLISIS ECONÓMICO, DISEÑO ESTRUCTURAL, ESTRUCTURA METÁLICA, VIGA DE ACERO

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

THEME:

TECHNICAL-ECONOMIC ANALYSIS OF STEEL BEAMS WITH WEB OPENINGS AND ITS IMPACT ON THE EARTHQUAKE-RESISTANT DESIGN OF A STEEL STRUCTURE BUILDING

DEGREE TYPE: Degree Project with Applied Research and/or Development Components

AUTHOR: Eng. Andrés Sebastián Jordán López

DIRECTOR: Eng. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.

DATE: March 8, 2023

EXECUTIVE SUMMARY

The technical-economic differences between idealized structural systems with homogeneous web beams and beams with web openings emerge as the main elements of a steel building, considering occupational and seismic demands typical of Ambato city.

In accordance with the architectural proposal for the implementation of a building, the input data for the construction of a mathematical model that adjusts, more closely, to the real conditions of the structure were defined.

The structural analysis and design of the building guarantees its seismic behavior in accordance with the requirements established in the codes: NEC-SE-DS, NEC-SE-AC, AISC 341-16, AISC 360-16 and ASCE/SEI 7-16. Once this process was completed, the beams with critical demands were identified to be supported in a process of

restructuring their geometry through the incorporation of rectangular and circular openings in their web, to establish structural and economic differences respect to a beam with a homogeneous web.

Beams with circular openings suffer less vertical and lateral deformations under a controlled loading condition, in contrast to an equivalent beam with rectangular openings. When the web of a homogeneous beam is disturbed by perforations, the internal forces tend to increase around them; being the corners of the rectangular openings those that present the greatest concentration of these efforts.

Respect to the economic factor, the construction of a residential steel structure with beams with web opening presents a minimal advantage with respect to a system with homogeneous web, due to the increase in the cost for its manufacture and assembly, in the local market.

Keywords: WEB OPENING, ECONOMIC ANALYSIS, STRUCTURAL DESIGN, STEEL STRUCTURE, STEEL BEAM

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

El uso del acero como material dominante durante la idealización de sistemas estructurales, para posteriormente ser sometidas a análisis de sismorresistencia y materialización de la misma, independientemente de su funcionalidad, se ha convertido en una opción atractiva para los ingenieros estructurales debido a la conciencia de sus ventajas arquitectónicas, estructurales y constructivas: espacios bajos entre pisos, menores secciones en elementos estructurales, mayor área disponible, facilidad de conexión, durabilidad y montaje rápido; entre muchas más [1]. Por tanto, en el contexto local, la comunidad ambateña ha sido testigo de la apresurada proliferación de edificaciones construidas con acero en contraste al uso del hormigón; el cuál predominaba como material constructivo común de cualquier edificación emplazada en esta Ciudad en las últimas décadas.

Sin embargo, las bases de diseño sismorresistentes nacionales e internacionales sufren variaciones a través de los años, las cuales incorporan nuevos criterios de diseño en beneficio de la integridad de la estructura y del usuario [2]; como también la remoción de los criterios obsoletos que no absorben las solicitaciones sísmicas u ocupacionales de la realidad actual. La base de diseño nacional vigente para el diseño, fabricación y montaje de los elementos de acero estructural es la Norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2015. Esta versión del documento técnico está limitada en la presencia de especificaciones de diseño y procedimientos prácticos en el análisis de vigas aligeradas como elementos estructurales de edificaciones. No obstante, las investigaciones extranjeras que han sido desarrolladas y publicadas en materia de la incursión de este tipo de vigas favorecieron al aumento en su uso estructural.

La presente investigación tiene como objetivo describir el estudio de las vigas aligeradas como elemento estructural de una edificación de acero y la incidencia en su comportamiento estructural; por lo que una estructura propuesta para su implantación y construcción en la ciudad Ambato fue sometida a un análisis sismorresistente mediante el uso de equipamiento informático y un software especializado en diseño estructural con perfilera de acero.

El método aplicado para el diseño de esta edificación es el llamado “LRFD”, por sus siglas en inglés. El “Diseño por factores de carga y resistencia” se basa en conceptos de estados límites, el mismo que describe una condición en que la estructura o alguna parte de ella deja de cumplir su función [3]. La validación de resultados se lo realizó conforme a las disposiciones y requerimientos presentados principalmente de la NEC-SE-DS [4] y de los reglamentos AISC 341-16 [5] y AISC 360-16 [6].

Posteriormente, se identificaron las vigas con secciones estructurales de características críticas en torno a las fuerzas y esfuerzos que deberán absorber satisfactoriamente. Estas vigas fueron modeladas con la incorporación de aberturas geométricas de tipo rectangulares y circulares en toda la longitud de su alma a una determinada separación entre sus centroides. En esta etapa fue indispensable la disponibilidad de un software especializado en análisis de elementos finitos. Tras la obtención de resultados de este proceso, se establecieron las diferencias en torno al comportamiento estructural entre las vigas de alma homogénea y las vigas aligeradas con aberturas rectangulares y circulares.

La disponibilidad y la obtención del acero en el mercado local, como también el conocimiento y acceso a las nuevas tecnologías para la soldadura y corte de elementos de acero son factores que entran en juego en el instante de adoptar el uso de vigas aligeradas para una determinada estructura; por tanto, se establecieron diferencias económicas en las vigas con y sin aberturas en el alma.

Finalmente, se presentó la propuesta de un sistema estructural conformado por vigas de acero aligeradas que resisten las solicitaciones ocupacionales y sísmicas, características del centro del país como es la ciudad de Ambato; sin dejar de lado el factor económico.

1.2. Justificación

Como profesionales dedicados al estudio, diseño y construcción de infraestructuras civiles, es predominante tener conciencia sobre la optimización de los recursos disponibles que serán protagonistas para el levantamiento de estructuras de cualquier tipo de edificación. Adicionalmente, los sistemas estructurales productos de este proceso deberán garantizar la estabilidad y seguridad de la edificación; como también el resguardo, comodidad de los usuarios e inversión económica de los propietarios.

En las últimas décadas, a consecuencia de la incorporación del acero como material preponderante en el ensamblaje de edificaciones, el desarrollo del corte y la soldadura por métodos automatizados cada vez más económicos, aumentó el interés de los diseñadores en la búsqueda de un sistema estructural adecuado, con el acero como material preeminente, para vencer grandes luces, reducir el peso propio estructural, adquirir una resistencia superior, aumentar la precisión dimensional, acelerar el proceso constructivo y optar por un mayor atractivo arquitectónico.

Sin embargo, los ingenieros estructurales se enfrentan a limitaciones de altura impuestas por la zonificación; de igual forma por los requisitos estéticos, económicos y la necesidad de igualar la altura de los pisos de un edificio. En este contexto, la incursión de vigas aligeradas se presentó como una solución a estas restricciones y se ha incrementado su uso, principalmente en Europa y Estados Unidos [7].

No obstante, el uso de estas vigas aligeradas es limitado en muchos países, especialmente en Latinoamérica, a consecuencia de la carencia de normas técnicas nacionales y metodologías prácticas de análisis en las que el profesional responsable del cálculo de estos elementos estructurales pueda respaldarse [7]. A causa de esto, se originan incertidumbres en el instante de selección del perfil metálico; como también en la geometría y espaciamiento entre ejes de estas aberturas.

En la ciudad de Ambato, sitio donde se efectuó el presente estudio, existe un número minúsculo de estructuras metálicas con este tipo de vigas; sin embargo, el crecimiento acelerado poblacional y consolidación urbanística de la ciudad demandan cada vez más la construcción de edificaciones de gran magnitud que sean capaces de resistir las

diferentes solicitaciones propias del sector, tales como la sismicidad y factores medioambientales.

Por lo antes expuesto, se presenta este estudio, tanto estructural como económico, de la incidencia de estas vigas aligeradas a ser empleadas en el sistema estructural de una edificación compuesta por perfilería metálica. Los resultados obtenidos reflejaron las características óptimas, en términos de comportamiento estructural e inversión económica, que poseen los sistemas estructurales con vigas aligeradas en el contexto de la ciudad de Ambato.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

- Analizar la incidencia de las vigas aligeradas en el diseño sismorresistente de un edificio de acero, en términos estructurales y económicos.

1.3.2. Específicos

- Ejecutar el diseño sismorresistente de un edificio de estructura metálica compuesta por vigas de alma homogénea.
- Optimizar la sección de las vigas de alma homogénea de la estructura metálica a través de la incorporación de perforaciones en sus almas.
- Establecer diferencias económicas entre los sistemas estructurales determinados con vigas de alma homogénea y vigas aligeradas.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

2.1. Antecedentes

El uso del acero estructural como material protagonista en la edificación de infraestructura civil es una actividad que los diseñadores estructurales han adoptado con mayor frecuencia; por tal razón, la optimización en el uso de este material es motivo de investigaciones con el fin de disponer de estructuras dúctiles y evitar su colapso ante sismos severos.

Las vigas aligeradas son consideradas como herramientas ventajosas puesto que poseen mayor rigidez a la flexión a causa de la expansión de su sección transversal; adicionalmente, son usadas para reducir la altura del piso y permitir el paso de ductos. Sin embargo, el uso de estas vigas es limitado en muchos países debido a la falta de especificaciones de diseño y procedimientos prácticos de análisis. Por ejemplo, en Brasil las dos (2) principales causas en la reducción del uso de vigas aligeradas compuestas son la falta de conocimiento por parte de los ingenieros y arquitectos estructurales y la no inclusión de perfiles alveolares en las normas técnicas nacionales y extranjeras [7].

Bajo lo antes expuesto, se han llevado a cabo estudios en torno al tema del uso de vigas aligeradas; por ejemplo, se ha observado un aumento del 40% en la resistencia a la flexión para vigas aligeradas sobre las vigas homogéneas y, las aberturas circulares y hexagonales poseen un rendimiento excelente [8]. En cuanto a aberturas hexagonales, se ha propuesto un estudio en torno a la relación de expansión en el proceso de fabricación de 1.5, 1.6, 1.7 y 1.8 a partir de una viga de alma homogénea para la conformación de una viga aligerada, concluyendo que la relación de 1.5 posee un mejor desempeño estructural [9].

En cuanto a comportamiento dinámico, se analizó teórica y numéricamente la respuesta estructural de probetas de vigas hexagonales y vigas anchas típicas a través de software de elementos finitos ABAQUS 6.11-PR3 bajo un sismo simulado por carga cíclica hasta un 4.4% de deriva lateral; mostrando que las vigas aligeradas en acero semirrígido con conexiones PT proporcionan una mayor resistencia a la flexión y menor peso. Las alas superiores e inferiores proporcionaron un nivel considerable de disipación de energía y los hilos de acero proveyeron con la capacidad de volver a su posición inicial sin ninguna deriva residual después de un terremoto [10].

Las vigas alveolares (vigas con aberturas hexagonales) y las vigas celulares (vigas con aberturas circulares) fueron sometidas a análisis en cuanto al efecto del cortante del alma sobre la flecha transversal de la viga al ser sujetas a carga uniformemente distribuidas. De este estudio se extrae que el efecto de corte del alma puede aumentar la flecha transversal cuando la viga tiene una longitud corta y una sección profunda; de igual forma, la deflexión inducida por cortante es proporcional a la profundidad de las aberturas hexagonales e inversamente proporcional al espesor del alma [11].

En lo que respecta a inversión económica, se ha determinado por medio de un algoritmo ECS, consistentes con la norma británica BS5950: partes 1 y 3 y el Eurocódigo 3, que las vigas aligeradas con abertura hexagonal tienen menor costo en comparación a las vigas con aberturas circulares; considerando variables de diseño como sección de la viga universal, diámetro del orificio, profundidad de corte, ángulo de corte y número total de orificios en la vigas [12].

Finalmente, fue necesario analizar el comportamiento de una edificación de acero considerando la implementación de vigas aligeradas con aberturas rectangulares y circulares; sometida a demandas sísmicas propias de la ciudad de Ambato. En la presente investigación, al igual que los antecedentes expuestos anteriormente, se aplicaron métodos numéricos para el estudio técnico de estas vigas y; posteriormente, la validación de los resultados obtenidos y definición de la tipología óptima de abertura a ser implementada para una estructura a ser emplazada en un sitio con caracterización de riesgo sísmico alto.

2.2. Acero estructural

Al igual que el hormigón, el acero estructural es un material usado por el sector de la construcción nacional para la concreción de edificaciones, puesto que son materiales que se pueden adaptar fácilmente a diversos usos. Las estructuras conformadas por acero son caracterizadas como livianas, por lo que su diseño y construcción posee menor complejidad a comparación de las estructuras tradicionales de hormigón armado. De igual forma, son consideradas “limpias” porque ocasionan un número minúsculo de traumatismos durante su construcción; adicionalmente, generan un impacto ambiental reducido debido a que pueden reciclarse si se realiza por medio de procesos industriales adecuados [13].

Entre las principales propiedades del acero estructural tenemos: tenacidad (absorción de energía), elasticidad (cumple la Ley de Hooke), ductilidad (no falla a altos esfuerzos de tracción), durabilidad (duración indefinida con mantenimientos oportunos y adecuados), alta resistencia por unidad de peso, y uniformidad (alteración nula de las propiedades bajo un determinado periodo de tiempo) [3].

Los aceros estructurales modernos están clasificados según la ASTM (*American Society for Testing and Materials*), por lo que en la tabla 1 se reflejan diversos tipos de aceros, formas de adquisición, usos, esfuerzos mínimos de fluencia f_y y resistencia mínima especificada a la tensión f_u .

Tabla 1. Tipos de acero estructurales según ASTM [3]

Tipo según ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos	f_y (Kg/cm ²)	f_u (Kg/cm ²)
A-36	Al carbón	Perfiles, barras y placas	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas y soldadas	2534, (2253 si el espesor es mayor a 8 in)	4083 a 5631
A-529	Al carbón	Perfiles y placas de hasta ½ in	Similar al A-36	2956 a 3519	4223 a 7039

Tipo según ASTM	Tipo de acero	Formas	Usos	f_y (Kg/cm ²)	f_u (Kg/cm ²)
A-572	Columbio – Vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 6 in	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con f_y grado 55 o mayor	2956 a 4575	4223 a 5631
A-242	Alta resistencia, baja aleación y resistente a corrosión	Perfiles, placas y barras hasta 5 in	Construcción soldada, atornillada. Técnica de soldado muy importante	2956 a 3519	4435 a 4927
A-588	Alta resistencia, baja aleación y resistente a corrosión	Placas y barras hasta 4 in	Construcción atornillada	2956 a 3519	4435 a 4927
A-992	Alta resistencia, baja aleación y resistente a corrosión	Placas y barras hasta 4 in	Construcción atornillada	3519	4575

2.3. Vigas aligeradas

Este tipo de vigas fueron concebidas para aumentar la rigidez y la resistencia de una viga homogénea, a través de cortes en su alma, con un cierto patrón geométrico, y luego unidos entre sí con soldadura [14].

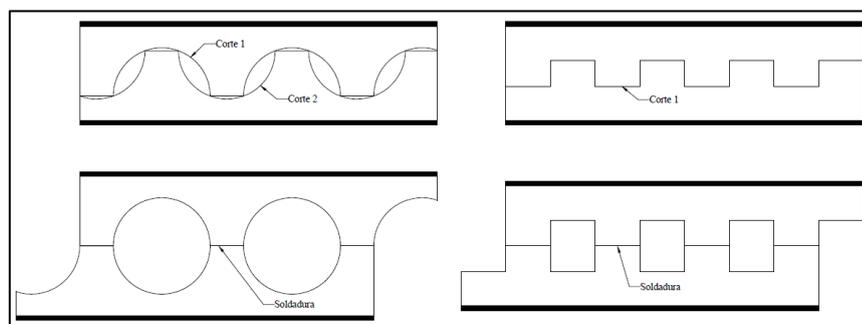


Figura 1. Proceso de fabricación de vigas aligeradas con aberturas circulares y rectangulares

Estas vigas aligeradas pueden presentarse como vigas de acero o compuestas; siendo estas últimas influenciadas por losas macizas o nervadas, y los nervios pueden ser paralelos o perpendiculares a la sección del perfil. De igual forma, las aberturas pueden ser o no reforzadas, tanto en vigas de acero o compuestas [1]. En la figura 2 se visualizan las cinco (5) configuraciones típicas en torno a estas vigas aligeradas:

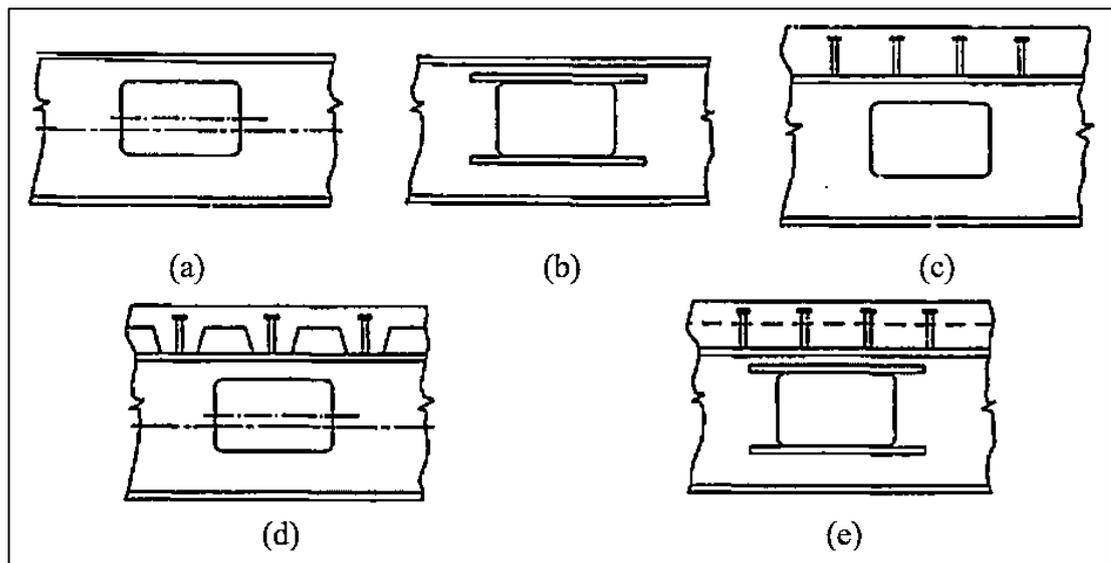


Figura 2. Configuraciones de vigas aligeradas: (a) viga de acero con abertura no reforzada, (b) viga de acero con abertura reforzada, (c) viga compuesta con losa maciza, (d) viga compuesta, losa nervada con nervios transversales, (e) viga compuesta con abertura reforzada, losa nervada con nervios longitudinales [1].

2.3.1. Comportamiento

- **Fuerzas actuantes en la abertura**

Las secciones que se encuentran sobre y por debajo de la abertura se las denominan T superior y T inferior, de manera respectiva. En la sección T inferior, sujeta a flexión positiva, se presentan fuerzas de tensión P_b , corte V_b y momentos flectores secundarios M_{bl} y M_{bh} . Por otro lado, la sección T superior está sujeta a fuerzas de compresión P_t , corte V_t y momentos flectores secundarios M_{tl} y M_{th} ; obteniendo así el equilibrio del conjunto. Estas fuerzas se presentan tanto en vigas compuestas como en vigas de acero.

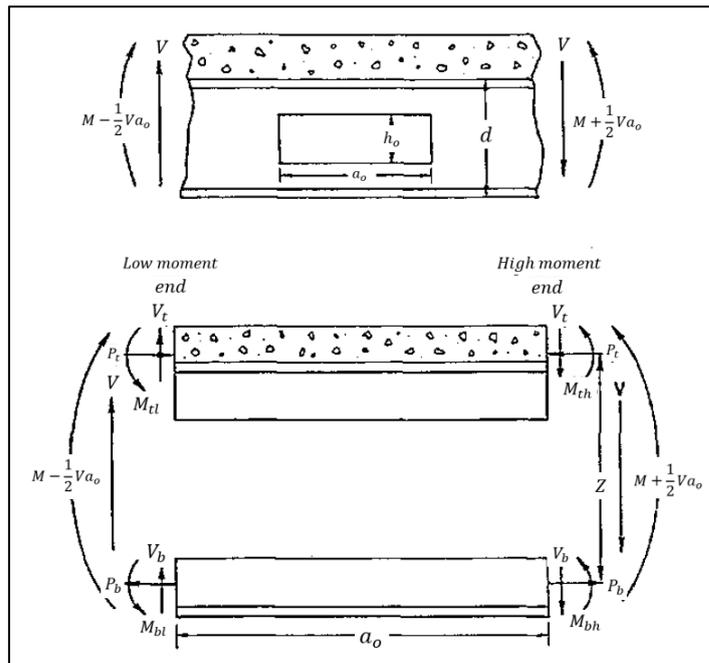


Figura 3. Fuerzas actuantes en la abertura [1]

- **Modos de deformación y falla**

Las deformaciones a las que pueden estar sujetas las vigas aligeradas dependen de la relación entre el momento y la fuerza cortante [1].

Cuando la relación momento y fuerza cortante es alta, el modo de falla de la viga aligerada, tanto en secciones de acero como en compuestas, es establecida como flexión pura. La deformación típica de la viga, para este escenario, es representada como se muestra en la figura 4:

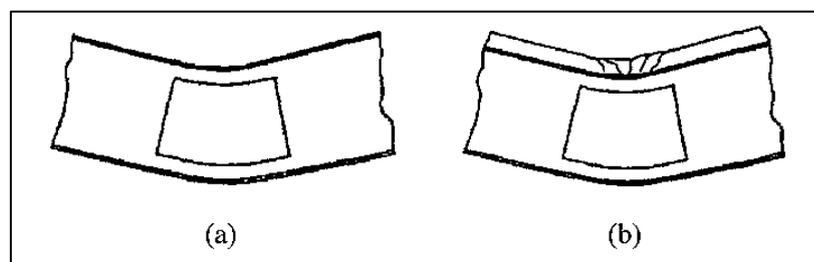


Figura 4. Modos de falla por flexión pura: (a) viga de acero, (b) viga compuesta [1]

Por otro lado, cuando predominan las fuerzas cortantes en la región de la abertura, la viga se deforma como se muestra en la figura 5. En este caso, la deformación generada es llamada “*Vierendeel*” y esto ocurre cuando no se colocaron reforzamientos en ninguna parte del alma de la viga [15].

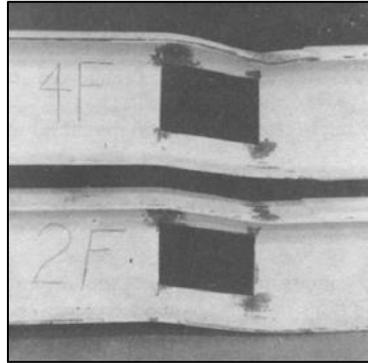


Figura 5. Modos de falla en vigas de acero [15]

Para vigas aligeradas compuestas, el modo de falla es similar a las vigas de acero. La última resistencia en este tipo de vigas está asociada con la falla de la losa en combinación con deformaciones plásticas de la perfilería de la viga. En losas con placa colaborante, las grietas empiezan normalmente cerca de la esquina superior de un nervio y progresa a través de esta y diagonalmente hacia arriba de la losa, más allá del extremo del momento alto de la abertura [15], como se evidencia en la figura 6:

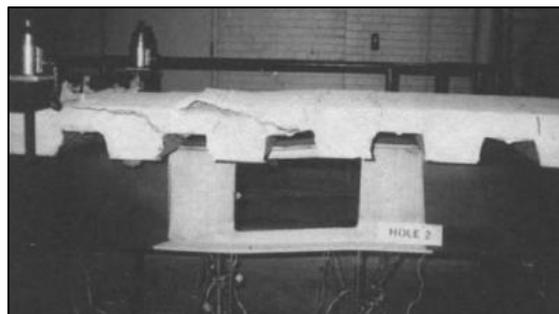


Figura 6. Modo de falla en vigas compuestas [15]

- **Conectores de corte**

Los conectores de corte que forman parte de las vigas compuestas tienen influencia directa sobre la capacidad de la sección; tanto los que están ubicados sobre la abertura y entre la abertura y el apoyo. Consecuentemente, si se aumenta el número de

conectores de corte o la resistencia de cada uno de estos, la resistencia de la sección compuesta incrementará significativamente [16].

Se recomienda la colocación de un mínimo de dos (2) conectores por cada pie en la región entre el extremo del momento alto de la abertura y el apoyo, para una distancia d (profundidad de la sección) o a_o (longitud de la abertura), cualquiera que sea mayor; desde el extremo del momento alto de la abertura hacia la dirección donde el momento se incrementa [1].

- **Consideraciones en la construcción**

La resistencia de las aberturas de una viga aligerada no se degrada si las cargas propias del proceso constructivo de la edificación no sobrepasan al 60% de la capacidad con la que estaba diseñada la sección [17]. Adicionalmente, si se ejecuta el corte de las aberturas en las almas de las vigas, posterior a la fundición de la losa, pueden aparecer fisuras transversales; sin embargo, la resistencia de estos orificios no se verá afectada [16].

- **Formas de las aberturas**

Las geometrías de aberturas de uso común para la conformación de vigas aligeradas son: circulares, rectangulares y hexagonales; cada una de estas con sus parámetros de dimensionamiento particular.

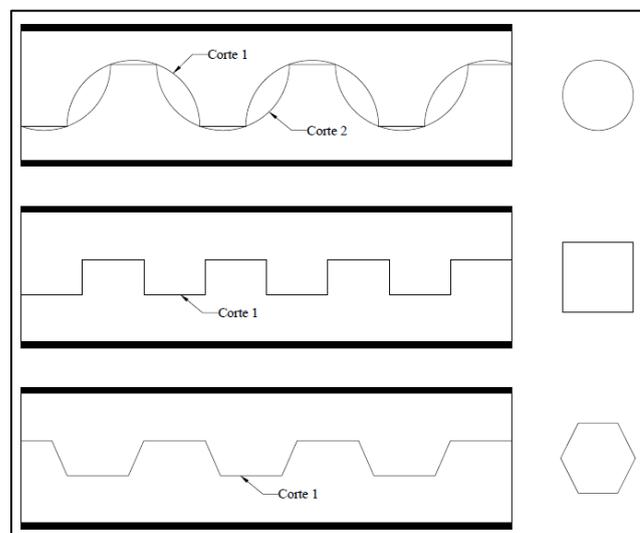


Figura 7. Patrones de corte para aberturas circulares, rectangulares y hexagonales

Para la obtención de aberturas rectangulares y hexagonales es necesario realizar un único corte en el alma de la viga homogénea; sin embargo, para aberturas circulares se requiere de dos (2) cortes, tal como se muestra en la figura 7.

Por otro lado, es importante destacar que las aberturas redondas tienen un mejor desempeño estructural en contraste con las aberturas rectangulares de tamaño similar o un poco más pequeño. Esto se debe a que existe una concentración de tensiones reducida alrededor de la abertura circular, como también en las regiones T superior e inferior que están destinadas para resistir esfuerzos cortantes [18].

- **Reforzamiento en aberturas**

El reforzamiento de una viga aligerada consiste en la colocación de una barra longitudinal, mediante soldadura continua de filete a ambos lados, por debajo y sobre la abertura cuando la resistencia de la viga o de la región del orificio no es satisfactoria [18].

Es importante que este refuerzo desarrolle su resistencia a la fluencia por completo; por tanto, se recomienda que este refuerzo sobrepase la región de la abertura, a una distancia ℓ_1 [1], como se muestra en la figura 8:

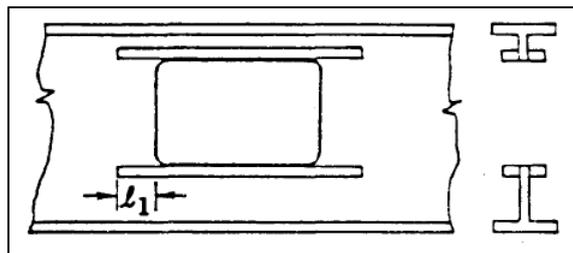


Figura 8. Refuerzo en abertura [1]

La longitud de extensión del refuerzo a cada lado de la abertura se determina con el mayor valor obtenido en la ecuación 2.1 [1]:

$$\ell_1 = \frac{a_o}{4} \text{ ó } \frac{A_r \sqrt{3}}{2t_w} \quad (2.1)$$

Donde:

- a_o , longitud de la abertura
- A_r , área de la sección transversal del refuerzo
- t_w , espesor del alma

Si se desea colocar refuerzos en las aberturas a un solo lado del alma, la sección debe cumplir con los requerimientos adicionales, mostrados a continuación [1]:

$$A_r \leq \frac{A_f}{3} \quad (2.2)$$

$$\frac{a_o}{h_o} \leq 2.5 \quad (2.3)$$

$$\frac{s_t}{t_w} \text{ ó } \frac{s_b}{t_w} \leq \frac{140}{\sqrt{f_y}} \quad (2.4)$$

$$\frac{M_u}{V_u d} \leq 20 \quad (2.5)$$

Donde:

- A_f , área del ala
- h_o , altura de la abertura
- s_t, s_b , profundidad de la T superior y T inferior, respectivamente
- M_u , momento flector último
- V_u , cortante último
- d , profundidad de la sección del acero

- **Cargas y factores de resistencia**

El diseño de vigas aligeradas está basado en el criterio de resistencia en lugar de tensiones admisibles, en vista que la respuesta elástica del orificio no refleja una predicción precisa de resistencia o del margen de seguridad [16]. Por tal motivo, se adoptan los factores de resistencia de $\phi=0.90$ para vigas de acero y $\phi=0.85$ para vigas compuestas para edificios de acero estructural.

2.3.2. Diseño de vigas aligeradas

El diseño de vigas aligeradas para edificios de acero estructural consiste en el análisis de la relación entre el momento y la fuerza cortante, presentes alrededor de la abertura. Generalmente, esta relación es minúscula debido a que las vigas de acero pueden absorber un gran porcentaje de la capacidad máxima a momento sin una reducción de su capacidad a cortante, y viceversa [1].

En las últimas décadas, el diseño de aberturas para vigas aligeradas se ha llevado a cabo a través de la construcción de un diagrama de interacción momento – corte, como se muestra en la figura 9:

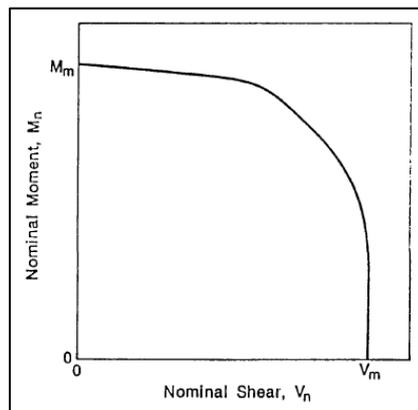


Figura 9. Diagrama general de interacción momento – corte [16]

Para el cálculo de la capacidad nominal máxima a flexión M_m de la abertura en vigas compuestas, se deben usar las siguientes ecuaciones:

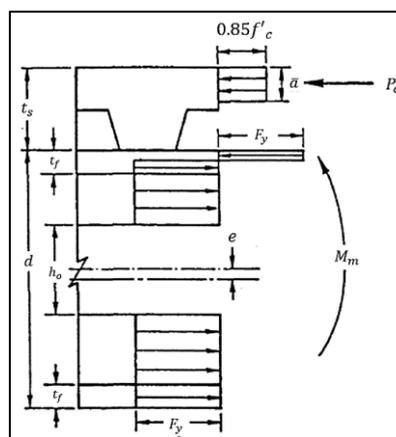


Figura 10. Región de la abertura del alma bajo un momento máximo [1]

Cuando el eje neutro plástico en miembros no perforados está por encima del ala superior:

$$M_m = M_{pc} \left[\frac{A_{sn}}{A_s} + \frac{f_y \Delta A_s e}{M_{pc}} \right] \quad (2.6)$$

Cuando el eje neutro plástico en miembros no perforados está por debajo del ala superior y $P_c \geq P_{c \min} = f_y \left(\frac{3}{4} t_w d - \Delta A_s \right)$:

$$M_m = f_y A_{sn} \frac{d}{2} + f_y \Delta A_s e + P_c \left(t_s - \frac{\bar{a}}{2} \right) \quad (2.7)$$

Para los dos (2) casos anteriores, se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\Delta A_s = h_o t_w \quad (2.8)$$

$$A_{sn} = A_s - \Delta A_s \quad (2.9)$$

$$\bar{a} = \frac{P_c}{0.85 f'_c b_e} \quad (2.10)$$

$$P_c \leq 0.85 f'_c b_e t_e \quad (2.11)$$

$$P_c \leq N Q_n \quad (2.12)$$

$$P_c \leq f_y A_{sn} \quad (2.13)$$

Donde:

- M_{pc} , capacidad a flexión plástica de una viga compuesta no perforada
- A_{sn} , área neta de la sección de acero con abertura y refuerzo
- A_s , área de la sección transversal en miembros no perforados
- ΔA_s , reducción del área neta de la sección
- e , excentricidad de la abertura
- P_c , fuerza axial en el hormigón para una sección sometida a flexión pura
- $P_{c \min}$, valor mínimo de P_c

- t_s , espesor total de la losa de hormigón
- \bar{a} , profundidad del bloque de hormigón en compresión
- f'_c , resistencia a la compresión de un cilindro de hormigón
- b_e , ancho efectivo de la losa de hormigón
- t_e , espesor efectivo de la losa de hormigón
- N , número de conectores de corte entre el fin del momento alto y una abertura y el apoyo
- Q_n , capacidad individual del conector de corte, incluido el factor de reducción para losas nervadas

Para el cálculo de la capacidad nominal máxima a corte V_m de la abertura en vigas compuestas, se debe seguir la siguiente secuencia de cálculo:

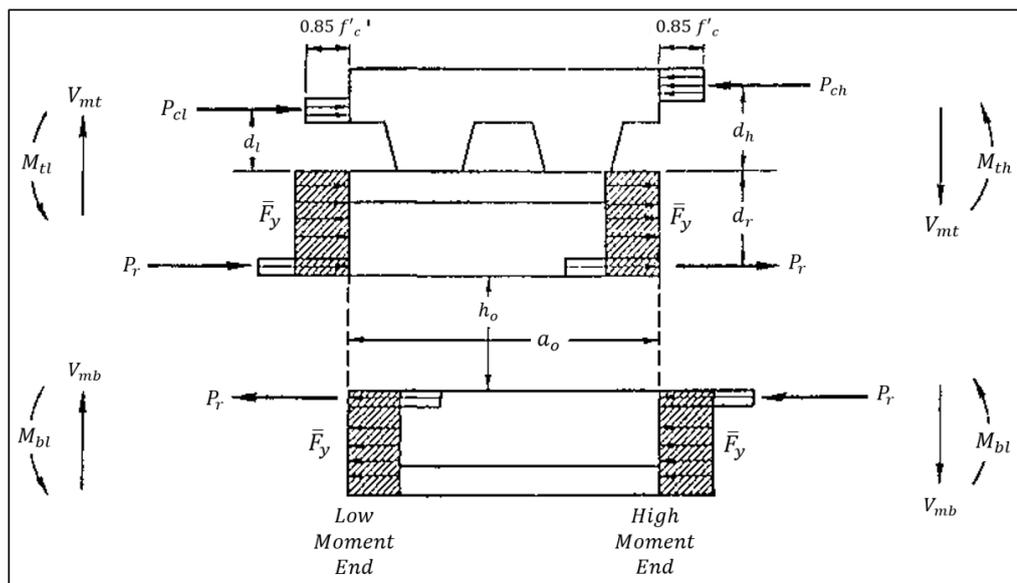


Figura 11. Región de la abertura del alma bajo un cortante máximo [1]

Se debe obtener la relación entre la capacidad nominal máxima de corte y la capacidad plástica de corte α_v , tanto para la T superior como para la T inferior:

$$\alpha_v = \frac{\sqrt{6} + \mu}{\nu + \sqrt{3}} \quad (2.14)$$

Para T inferior, se debe usar $\nu = a_o/s_b$ y $\mu = 0$.

Para T superior, se usará $\nu = a_o/s_t$ y $\mu = (P_{ch}d_h - P_{cl}d_l)/(V_{pt}s_t)$.

Si $\mu > \nu$, se debe usar el diagrama presentado en la figura 12 en la que se relaciona la resistencia nominal máxima al corte y la resistencia al corte plástico de la T superior α_{vt} y la relación entre la longitud-profundidad de la T superior, ν .

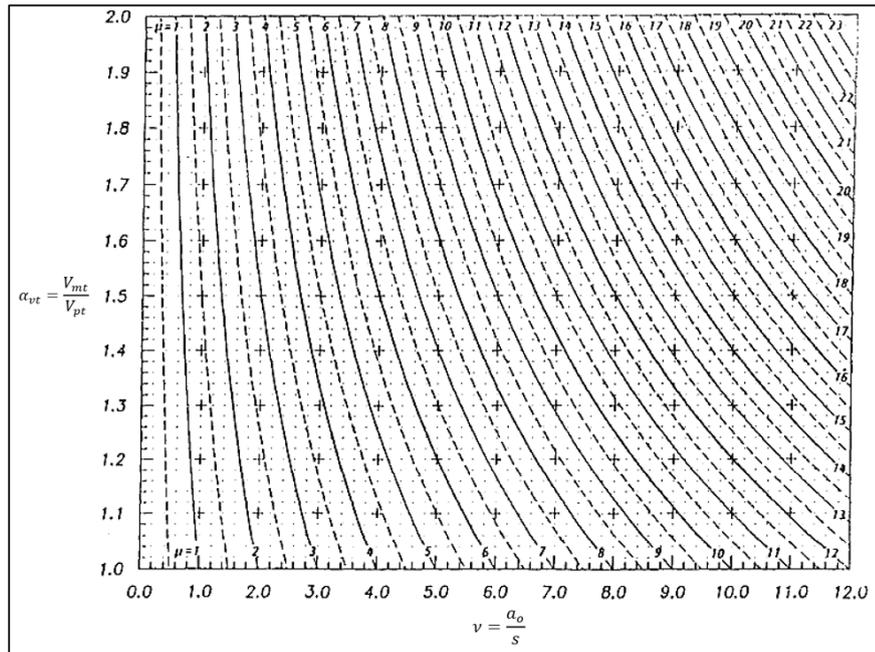


Figura 12. Diagrama que relaciona α_{vt} y ν [1]

Posteriormente, se deben desarrollar las siguientes ecuaciones:

$$V_{mb} = V_{pb}\alpha_{vb} \quad (2.15)$$

$$V_{mt} = V_{pt}\alpha_{vt} \quad (2.16)$$

$$V_{pb} = \frac{f_y t_w s_b}{\sqrt{3}} \quad (2.17)$$

$$V_{pt} = \frac{f_y t_w s_t}{\sqrt{3}} \quad (2.18)$$

$$P_{ch} \leq 0.85 f'_c b_e t_e \quad (2.19)$$

$$P_{ch} \leq N Q_n \quad (2.20)$$

$$P_{ch} \leq f_y A_{st} \quad (2.21)$$

$$P_{cl} = P_{ch} - N_o Q_n \geq 0 \quad (2.22)$$

$$d_h = t_s - \frac{P_{ch}}{1.7 f'_c b_e} \quad (2.23)$$

$$d_l = t_s - t'_s + \frac{P_{cl}}{1.7 f'_c b_e} \quad (2.24)$$

Para la T superior, si $\mu > \nu$, se deberán utilizar las siguientes ecuaciones para obtener α_{vt} y calcular nuevamente P_{ch} con $A_r = 0$:

$$\alpha_{vt} = \frac{\mu}{\nu} \geq 1 \quad (2.25)$$

$$P_{ch} \leq f_y [t_f (b_f - t_w) + A_r] = f_y t_f (b_f - t_w) \quad (2.26)$$

Donde:

- μ , razón adimensional que relaciona la contribución del momento flector secundario del hormigón y el refuerzo de la abertura, producto de la capacidad cortante plástica de una T y la profundidad de la T
- ν , relación longitud-profundidad de una T
- P_{ch} , P_{cl} , fuerza axial en el hormigón en los extremos del momento alto y bajo de la abertura, respectivamente
- d_h , d_l , distancia desde la parte superior de la sección de acero hasta el centroide de la fuerza del hormigón en los extremos del momento alto y bajo de la abertura, respectivamente
- V_{pt} , V_{pb} , capacidad plástica a cortante de la T superior e inferior, respectivamente
- V_{mt} , V_{mb} , capacidad máxima nominal a cortante de la T superior e inferior, respectivamente
- A_{st} , área neta de acero de la T superior
- N_o , número de conectores de corte sobre la abertura
- t'_s , espesor de la losa de hormigón sobre el nervio

Finalmente, se deben checar los resultados obtenidos con las siguientes ecuaciones, con f'_c en ksi:

$$V_{mt} \leq V_{mt}(sh) = V_{pt} + 0.11f'_c A_{vc} \quad (2.27)$$

$$V_m = V_{mb} + V_{mt} \leq \frac{2}{3}\bar{V}_p + \bar{V}_c \quad (2.28)$$

Donde:

- $V_{mt}(sh)$, capacidad de cortante puro de la T superior
- A_{vc} , área efectiva de corte del hormigón = $3t_s t_e$
- \bar{V}_p , capacidad plástica de corte de la viga no perforada
- \bar{V}_c , cortante soportado por la losa de hormigón

Adicionalmente, se deberá verificar la interacción momento – corte usando el diagrama presentado en la figura 13, con $\phi=0.85$ y $R \leq 1$:

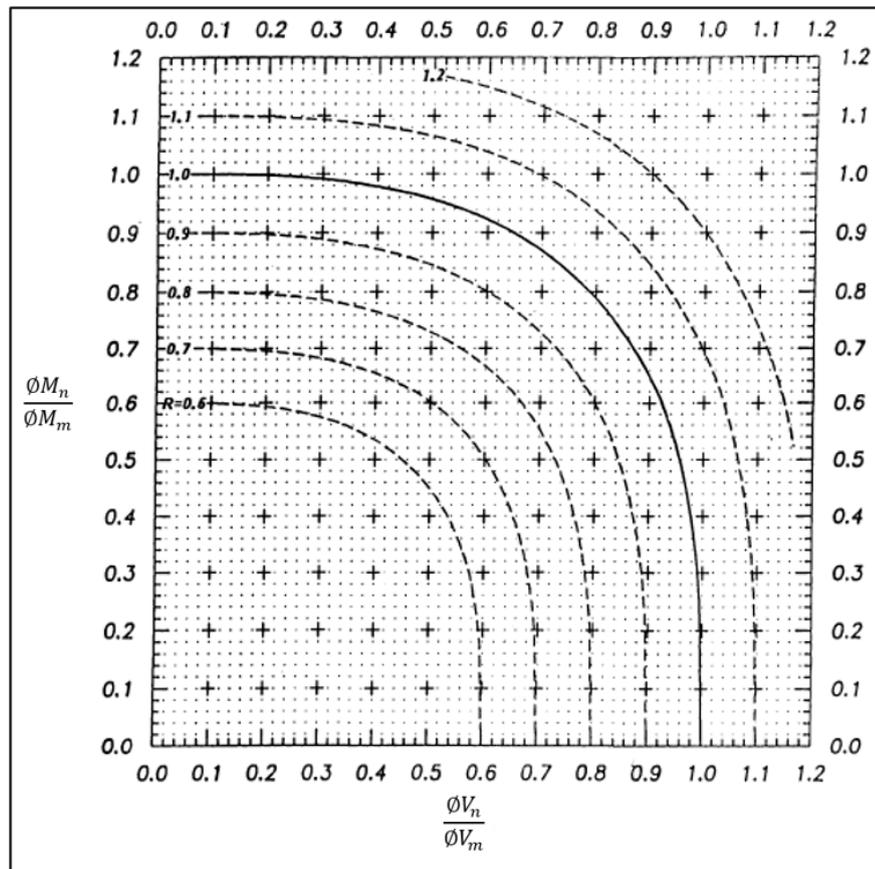


Figura 13. Curvas de interacción momento - cortante [1]

2.3.3. Consideraciones de estabilidad

- **Pandeo local del ala comprimida o del reforzamiento**

Es necesario analizar si el ala de la sección de la viga o el reforzamiento de la abertura son consideradas como elementos compactos o no compactos, con el fin de evitar su pandeo local. Por tanto, se adoptarán los criterios de secciones compactas, presentados por la AISC 360-16 [6]; y sísmicamente compactas, según el código AISC 341-16 [5]:

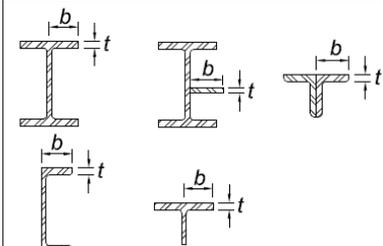
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
1	Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections, outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Figura 14. Relación ancho-espesor del ala para miembros sujeto a compresión – AISC 316-16 [6]

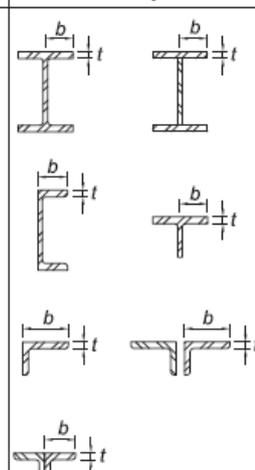
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Figura 15. Relación ancho-espesor del ala para miembros sujeto a compresión – AISC 341-16 [5]

- **Pandeo del alma**

Las recomendaciones planteadas para el control del pandeo del alma están basadas en trabajos experimentales desarrollados en los últimos años; siendo conservadoras en torno al tamaño y forma de abertura [19] [20]. Por tanto, la prevención del pandeo del alma está sujeto en torno a estos dos (2) criterios:

El parámetro de abertura p_o , está limitado por un valor de seis (6) para secciones compuestas.

$$p_o = \frac{a_o}{h_o} + \frac{6h_o}{d} \quad (2.29)$$

La relación ancho-espesor del alma debe cumplir la siguiente expresión:

$$\frac{d - 2t_f}{t_w} \leq \frac{520}{\sqrt{f_y}} \quad (2.30)$$

De igual forma, se debe verificar si la sección diseñada tiene características sísmicamente compactas, de acuerdo a lo establecido a la AISC 341-16 [5]:

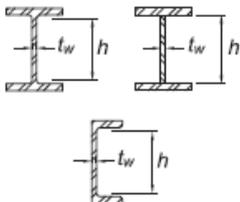
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	h/t_w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

Figura 16. Relación ancho-espesor del alma para miembros sujeto a compresión – AISC 341-16 [5]

2.3.4. Dimensionamiento

- **Aberturas**

El tamaño y forma de las aberturas deberán estar sujetas a las consideraciones de estabilidad, descritas anteriormente. Adicionalmente se pueden aplicar los siguientes criterios [1]:

- La profundidad de la abertura no deberá exceder al 70% de la profundidad de la sección ($h_o \leq 0.7d$)
- La profundidad de la T superior no debe ser menor al 15% de la profundidad de la sección ($s_t \geq 0.15d$)
- La profundidad de la T inferior no debe ser menor al 12% de la profundidad de la sección ($s_t \geq 0.12d$)
- La relación longitud-profundidad, tanto de la T superior v_t como de la T inferior v_t no debe ser mayor de 12

- **Radio de las esquinas de la abertura**

El siguiente criterio surge a partir de trabajos experimentales llevados a cabo en la década de los setentas[21]; el cual, garantiza la conservación de la resistencia a la fatiga de un miembro determinado si se adoptan estos radios para las esquinas de una abertura.

Las esquinas de las aberturas deben ser redondeadas con un radio no menor a dos (2) veces el espesor del alma $2t_w$. De igual forma, debe tener un radio mínimo de 5/8 in [22].

2.3.5. Vigas aligeradas con aberturas circulares

Es posible diseñar vigas aligeradas con aberturas circulares a partir de vigas rectangulares, gracias a los criterios desarrollados en trabajos experimentales ejecutados en la década de los ochentas; las cuales, se basan sobre la localización de rótulas

plásticas con respecto a la línea central de las aberturas, tanto para vigas de acero como para elementos compuestos [18].

Las vigas aligeradas con aberturas circulares pueden ser diseñadas por la misma secuencia metodológica de cálculo descrita en el apartado “Diseño de vigas aligeradas”; sustituyendo la profundidad de la abertura h_o y longitud de la abertura a_o por el diámetro de la abertura circular D_o , como se muestra a continuación:

Para aberturas no reforzadas:

$$h_o = D_o \quad \text{para flexión} \quad (2.31)$$

$$h_o = 0.9D_o \quad \text{para corte} \quad (2.32)$$

$$a_o = 0.45D_o \quad (2.33)$$

Para aberturas reforzadas:

$$h_o = D_o \quad \text{para flexión y corte} \quad (2.34)$$

$$a_o = 0.45D_o \quad (2.35)$$

2.3.6. Espaciamiento entre aberturas

La distancia entre aberturas está basada en criterios destinados a garantizar el no desarrollo de un mecanismo plástico que involucre la interacción entre aberturas; como también evitar la inestabilidad del alma entre perforaciones [18].

Bajo esta realidad, el espaciamiento entre aberturas deberá cumplir con lo establecido en las siguientes expresiones:

Para aberturas rectangulares:

$$S \geq h_o \quad (2.36)$$

$$S \geq a_o \left(\frac{\frac{V_u}{\phi \bar{V}_p}}{1 - \frac{V_u}{\phi \bar{V}_p}} \right) \quad (2.37)$$

Para aberturas circulares:

$$S \geq 1.5D_o \quad (2.38)$$

$$S \geq D_o \left(\frac{\frac{V_u}{\phi \bar{V}_p}}{1 - \frac{V_u}{\phi \bar{V}_p}} \right) \quad (2.39)$$

Adicionalmente, las aberturas en vigas compuestas deberán estar espaciadas a una distancia:

$$S \geq a_o \quad (2.40)$$

$$S \geq 2.0 d \quad (2.41)$$

2.3.7. Criterios adicionales para vigas compuestas

- **Refuerzo en la losa**

La relación entre el refuerzo longitudinal y transversal de la losa debe tener una cuantía mínima de 0.0025, basada en el área gruesa de la losa, dentro de la distancia mayor entre d o a_o . El refuerzo transversal de la losa debe estar por debajo de las cabezas de los conectores de corte cuando se presentan vigas con nervios longitudinales.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Ubicación

El sitio de interés donde se desarrolló la presente investigación es la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua, en una edificación cuya configuración estructural está idealizada por perfilería metálica.

3.2. Equipos y materiales

Para el análisis de la incidencia de vigas aligeradas en el diseño sismorresistente de un edificio de estructura metálica, en términos estructurales y económicos, fue necesaria la revisión de literatura relacionada al contexto de estudio; como también investigaciones recientes en torno a este tema. De igual manera, para el procesamiento de información de entrada y obtención de resultados se contó con equipamiento informático.

Por consiguiente, fue fundamental contar con los siguientes equipos y materiales para el desarrollo de la presente investigación:

- Bibliografía afín al contexto de estudio, investigaciones recientes en torno al tema de interés, normas de diseño, códigos y especificaciones técnicas (nacionales y extranjeras)
- Equipo informático para el procesamiento de información: Computador DELL Inspiron 3593, procesador Intel Core i5, 1.00GHz, RAM 8.00GB
- Servicio de internet
- Software para diseño estructural y análisis por elementos finitos; con versiones estudiantiles.

- Digitalización e impresión de documentos: Impresora EPSON L5555 con sistema de tinta continua
- Materiales e insumos de oficina

3.3. Tipo de investigación

El presente estudio está basado bajo las características de la investigación:

- **Descriptiva**, puesto que se desea definir el comportamiento de los diferentes sistemas estructurales conformados por vigas aligeradas.
- **Explicativa**, ya que se requiere identificar el tipo de viga aligerada que posee el mejor comportamiento estructural y costo económico óptimo ante las demandas ocupacionales, sísmicas y medioambientales de la ciudad de Ambato.
- **Aplicada**, debido a la necesidad de información en torno al tema de interés para la verificación y validación de resultados obtenidos.

3.4. Prueba de Hipótesis – pregunta científica – idea a defender

Las vigas aligeradas inciden en el diseño sismorresistente de un edificio de estructura metálica.

3.5. Población o muestra

La población está definida por una edificación de estructura metálica para su implantación y construcción en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua.

La muestra equivale al número de tipos de abertura en el alma de las vigas aligeradas desarrolladas en la presente investigación. Los tipos de aberturas propuestos para el análisis fueron:

- Rectangulares

3.6. Recolección de información

La elaboración de un adecuado plan de recolección de información primaria y secundaria garantizó la obtención de resultados precisos con mayor confiabilidad, validez y forma de aplicación. Este plan de recolección consistió en la definición de los datos de entrada, característicos del modelo estructural a ser analizado y diseñado estructuralmente en la etapa de procesamiento de la información; los cuales, se detallan a continuación:

3.6.1. Propuesta arquitectónica

La infraestructura propuesta es una edificación multifamiliar en la ciudad de Ambato; la cual, se encuentra distribuida arquitectónicamente de la siguiente manera:

El subsuelo dispone de un estacionamiento vehicular y dos (2) pequeñas bodegas para el resguardo de herramientas varias; seguido a este, el nivel N+0.20 está acondicionado para su uso comercial y vivienda a través de cinco (5) locales y (2) departamentos. Asimismo, los niveles N+3.70, N+6.40 y N+9.10 están destinados para vivienda, a través de cuatro (4) departamentos por cada piso. Finalmente, el nivel N+11.80 está distribuido con áreas verdes, un (1) local privado, una (1) sala comunal, lavanderías y baños, que pueden ser utilizados por los habitantes de este predio.

El edificio está compuesto por dos (2) bloques: uno (1) frontal y otro posterior; por tanto, cada bloque posee gradas para acceder a sus diferentes niveles y cuentan con un único ascensor para su uso compartido entre los habitantes de los dos (2) bloques.

En las figuras 17 y 18 se presentan los detalles arquitectónicos de la edificación sujeta a esta investigación. Más detalles arquitectónicos de este predio se presentan en el anexo 5.4.1. Diseño arquitectónico.



Figura 17. Fachada lateral derecha

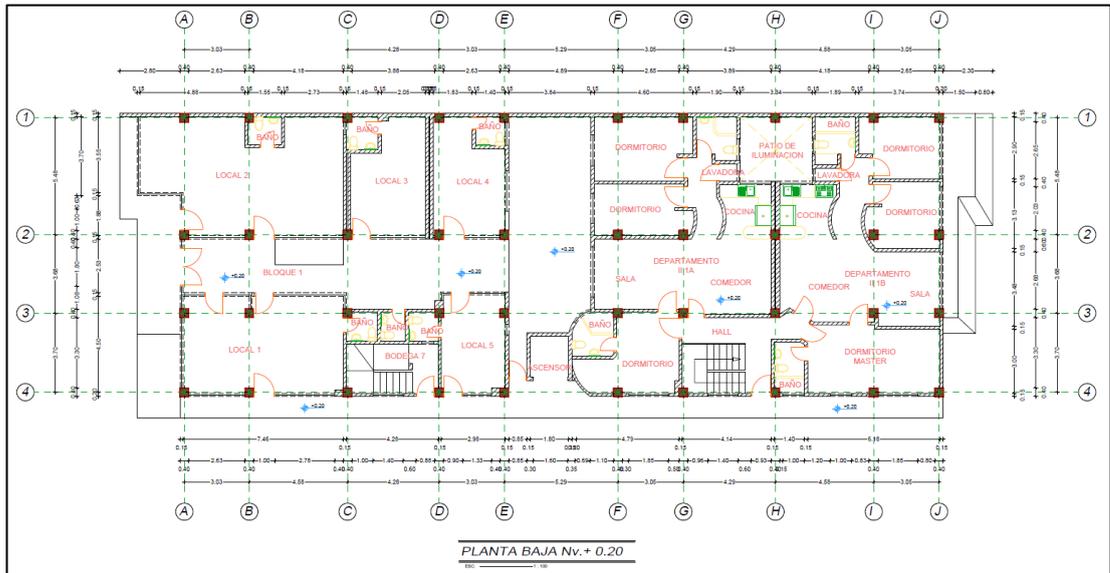


Figura 18. Distribución arquitectónica del nivel N+0.20

3.6.2. Modelo matemático

Con respecto a la implantación de la edificación, es importante tomar en cuenta que; Ambato es una ciudad cuya caracterización del peligro sísmico es alta, según la NEC-SE-DS [23], la estructura debe diseñarse para que sus elementos estructurales soporten fuerzas gravitacionales y fuerzas sísmicas. Los esfuerzos generados a partir de las acciones sísmicas sobre la estructura serán absorbidos por los pórticos resistentes a

momentos y estos se transmiten de elemento a elemento a través de sus respectivas conexiones.

Es así, que el modelo representativo matemático posee las siguientes características:

- **Sistema estructural principal:** pórticos de acero resistentes a momento
- **Configuración geométrica en planta:** edificación con dimensiones 35.60m de longitud y de 13.25m de ancho
- **Configuración geométrica en elevación:** regular; subsuelo de altura de 3m, planta baja de 3.50m y tres (3) niveles de 2.70m
- **Luces entre ejes:** mayor de 5.48m en sentido X y 4.58m en sentido Y
- **Resistencia del hormigón:** $f'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$
- **Acero estructural A36:** $f_y = 36 \text{ ksi} = 2530 \text{ Kg/cm}^2$; $f_u = 58 \text{ ksi} = 4080 \text{ Kg/cm}^2$
- **Módulo de elasticidad del acero:** $E = 29000 \text{ ksi} = 2.1\text{E}6 \text{ Kg/cm}^2$
- **Módulo de Poisson del acero:** 0.3

3.6.3. Cargas gravitacionales

Debido que los diferentes niveles de la edificación están destinados para una ocupación determinada, es necesaria las estimaciones, con enfoques conservadores, de cargas gravitacionales que tendrán influencia directa en su comportamiento estructural. Por tanto, las cargas gravitacionales representativas para este análisis serán:

- **Carga muerta:** Peso propio de la estructura
- **Adicional carga muerta (entrepisos):** 350 Kg/m^2
- **Adicional carga muerta (terraza):** 110 Kg/m^2
- **Carga viva (locales comerciales):** 480 Kg/m^2
- **Carga viva (departamentos):** 200 Kg/m^2
- **Carga viva (terraza):** 480 Kg/m^2

3.6.4. Cargas sísmicas

Como se mencionó anteriormente, Ambato está considerada como una ciudad con una peligrosidad sísmica caracterizada como alta, localizada en la zona sísmica V, según la NEC-SE-DS [23]. De igual forma, el suelo predominante en esta Ciudad es está determinado como tipo de perfil C, por la presencia de suelos muy densos o rocas blandas, de acuerdo a [24]. Bajo este antecedente los factores del suelo para la estimación de la demanda sísmica son los siguientes:

- **Zona sísmica: V**
- **Factor Z: 0.40**
- **Perfil de suelo: C**
- **Coefficiente Fa: 1.20**
- **Coefficiente Fd: 1.11**
- **Coefficiente Fs: 1.11**

La relación de amplificación espectral η , factor de reducción de fuerza sísmica R , coeficientes de regularidad en planta ϕ_P y en elevación ϕ_E y coeficiente de importancia I , según lo establecido en la NEC-SE-DS [23] son los siguientes:

- **Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos, η : 2.48**
- **Factor de reducción de fuerza sísmica, R : 6**
- **Coefficiente de regularidad en planta, ϕ_P : 0.9**
- **Coefficiente de regularidad en elevación, ϕ_E : 0.9**
- **Coefficiente de importancia, I : 1**

Adicionalmente, para la determinación del periodo de vibración T es necesario identificar los coeficientes C_t y α que dependen del tipo de la estructura, establecidos por la NEC-SE-DS [23]. Al tratarse de una estructura de acero sin arriostramientos, estos coeficientes tendrán una cuantía de:

- **C_t : 0.072**
- **α : 0.8**

Considerando como altura h de la estructura de 11.60m, medido desde el nivel N+0.20, es posible cuantificar el período de vibración de la estructura. Posteriormente, se determinaron los valores de periodo de vibración máximo T_{max} , periodo límite de vibración en el espectro elástico T_0 , periodo límite de vibración del suelo T_c , ordenada espectral de aceleración $S_a(T_a)$, cortante basal V y el coeficiente k ; que caracterizan al espectro de respuesta o diseño usado para el análisis modal espectral de la estructura, se presentan a continuación:

- $T = C_t * h^\alpha = 0.5116 \text{ seg}$
- $T_{max} = 1.30 * T = 0.6651 \text{ seg}$
- $T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.1027 \text{ seg}$
- $T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} = 0.5647 \text{ seg}$
- $S_a(T_a) = \eta Z F_a = 1.1904$
- $V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W = 0.2449 * W$
- $k = 0.75 + 0.50 * T = 1.008$

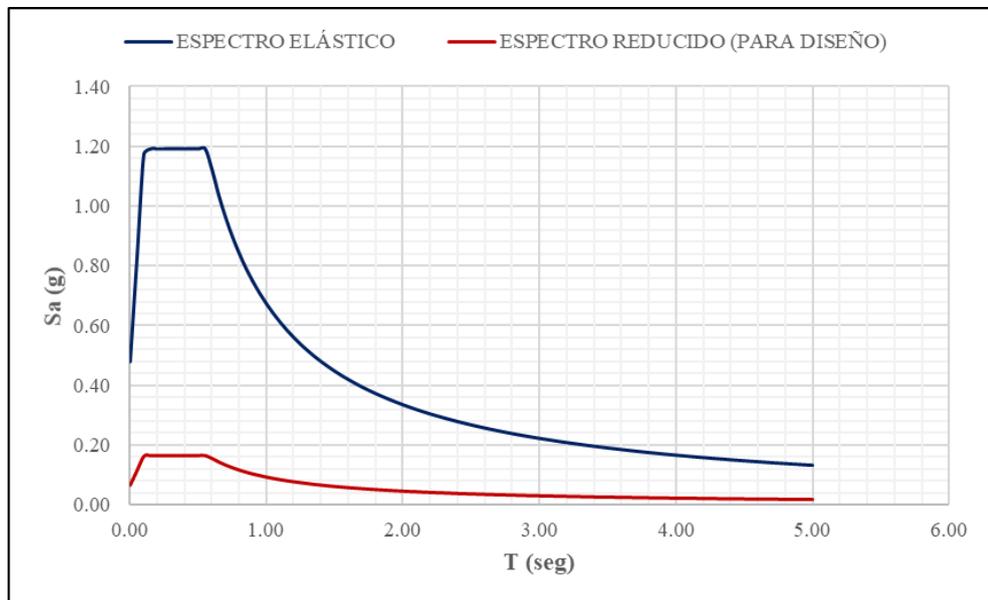


Figura 19. Espectro elástico y reducido para diseño según la NEC-SE-DS [23]

3.6.5. Predimensionamiento de elementos estructurales

La tabla 2 refleja las secciones determinadas tras un proceso de predimensionamiento y que, posteriormente, serán necesarias para el modelamiento de la configuración estructural de la edificación en un software especializado. La secuencia de cálculo para el predimensionamiento de secciones estructurales está descrita en el anexo 5.4.2. Predimensionamiento de elementos estructurales.

Tabla 2. Secciones predimensionadas de elementos estructurales

SECCIONES PREDIMENSIONADAS	
ELEMENTO	PERFIL DE ACERO
Losa	Placa colaborante e=0.76mm Espesor de hormigón sobre placa e=5cm
Viga secundaria	W8x24
Viga principal	W12x30
Columna	HSS8x8x3/8

3.6.6. Modelo matemático de la estructura en software

Consiste en la idealización de la configuración estructural de la edificación propuesta en el software de análisis especializado a través de la incorporación de las características arquitectónicas, modelo matemático, cargas gravitacionales, cargas sísmicas y secciones de elementos estructurales prediseñadas; determinados en los apartados del 3.6.1 al 3.6.5.

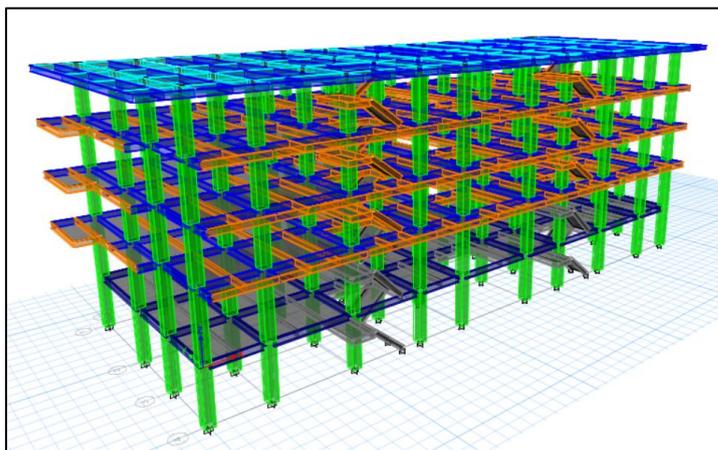


Figura 20. Modelo de la estructura en software de análisis

Finalizado este proceso se obtuvo como resultado un modelo matemático estructural que refleja las condiciones más próximas a la realidad en la que la edificación propuesta estará sometida en materia de dimensionamiento, uso de materiales e influencia de cargas gravitacionales y demandas sísmicas. Consecuentemente, en la figura 20 se evidencia el modelamiento de la estructura en estudio.

3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico

La información recolectada fue sometida a una etapa de procesamiento, a través del uso de equipamiento informático y software especializado, con el fin de reflejar resultados y, posteriormente analizados e interpretados, servirán de fundamento para la resolución del problema de investigación, objetivos e hipótesis de estudio.

Los datos de entrada, descritos en el apartado 3.6, fueron procesados a través de software especializado en análisis y diseño sismorresistente de sistemas estructurales en acero, como material predominante; como también el uso de software de análisis por elementos finitos. Ambos con licencias estudiantiles.

3.7.1. Metodología para el análisis y diseño estructural

Los modelos analizados fueron verificados bajo lo establecido en la norma nacional NEC 2015 y los reglamentos extranjeros: AISC 341-16 [5], AISC 360-16 [6] y ASCE 7-16 [25]. La determinación del sistema estructural óptimo, en cuanto a desempeño sismorresistente, se lo realizó una vez finalizada la verificación de las consideraciones de estados límites de resistencia y servicio; siendo estos: periodo de vibración, corrección del cortante basal estático y dinámico, evaluación de derivas y caracterización de los modos de vibración (traslacionales y rotacionales), coeficientes de estabilidad y frecuencia de vibración; determinando así secciones estructurales con índices de esfuerzo que reflejan que la capacidad del elemento es superior a las demandas ocupacionales y sísmicas, características para una edificación a ser implantada en la ciudad de Ambato.

Adicionalmente, el diseño estructural contempla el cálculo de conexiones a momento, corte y placa base; concernientes a la unión entre columna y viga principal, viga secundaria a viga principal y columna a cimentación, respectivamente.

3.7.2. Metodología para el diseño de vigas aligeradas

La secuencia de cálculo definida para el diseño de vigas aligeradas, con aberturas rectangulares y circulares, fue desarrollada con respecto a la Guía de Diseño en Acero No. 2 de la AISC [1] y los requerimientos establecidos en el código AISC 360-16 [6] y AISC 341-16 [5] para elementos con secciones sísmicamente compactas. El diseño de vigas con aberturas circulares también fue desarrollada con la metodología descrita en la Guía de Diseño en Acero No. 31: Diseño de vigas alveolares y celulares [20]; denominado como método 2 para establecer las diferencias entre los dos (2) métodos aplicados.

Previo al diseño de aberturas rectangulares y circulares de una viga principal, fue predominante la determinación de su resistencia a la flexión y corte de este elemento estructural en condiciones homogéneas; con el fin de establecer una sección equivalente que absorba las mismas solicitaciones, tras ser sometida a un proceso de incorporación de aberturas geométricas, distribuidas en toda la longitud de su alma.

La resistencia a la flexión y corte determinadas para las secciones aligeradas (con aberturas rectangulares y circulares) deben cumplir con los requerimientos de proporcionalidad de las aberturas con respecto a la sección de la viga; es decir, se verificaron las relaciones ancho-espesor del ala comprimida, ancho-espesor del alma, dimensiones de la abertura, profundidad de la región T superior e inferior, relación de aspecto, pandeo de la región T a compresión y radios en las esquinas de las aberturas. Adicionalmente, se determinó la localización de estas aberturas, con respecto a su espaciamiento entre ellas y la distancia desde el apoyo a la primera abertura.

Como resultado de este proceso de cálculo se determinaron las secciones de vigas principales, con características aligeradas, que absorben las mismas demandas a las que están sujetas las vigas con alma homogénea; estableciendo así, nueve (9) secciones

aligeradas: tres (3) con aberturas rectangulares, tres (3) con aberturas circulares por el método 1 y tres (3) con aberturas circulares por el método 2.

3.7.3. Metodología para el análisis económico

Se determinaron presupuestos aproximados, concernientes a la estructura a ser implanta en la ciudad de Ambato, bajo tres (3) escenarios: estructura idealizada con vigas principales con alma homogénea, estructura con vigas principales con aberturas rectangulares y estructura con vigas principales con aberturas circulares. Para esto, fue necesaria la cuantificación del peso estructural de cada uno de estos escenarios y la determinación del costo, relacionado al suministro y montaje, del acero por kilogramo, vigente en el mercado local. La determinación del costo del acero está basada bajo las características de dos (2) cotizaciones, adjuntadas en el apartado de anexos 5.4.4 Proformas para análisis económico, que fueron solicitadas a negocios locales relacionados al suministro y montaje de estructuras de acero.

3.8. Variables de respuesta o resultados alcanzados

El análisis estructural de los modelos definidos y desarrollados en la etapa de procesamiento de información fueron verificados por medio de la revisión de los estados límite de resistencia y servicio; siendo estos: periodo de vibración, modos de vibración, validez de análisis dinámico, derivas de piso, índices de estabilidad, deflexiones y vibraciones; según lo establecido en las normas NEC-SE-DS [23], AISC 341-16 [5], AISC 360-16 [6] y ASCE/SEI 7-16 [25].

Las vigas aligeradas, con características equivalentes a una viga de alma homogénea, fueron sometidas a un análisis estático estructural aplicando el método de elementos finitos, a través del software ANSYS 2022 R2, con licencia estudiantil, para la obtención de resultados con respecto a su comportamiento estructural bajo una condición de carga controlada. Las variables de respuesta determinadas para la definición del comportamiento estructural, para cada uno de los escenarios propuestos, conciernen a la cuantificación de las deformaciones verticales, deformaciones laterales y esfuerzos de von Mises. Con esta información fue posible establecer las diferencias

y similitudes, en cuanto al desempeño sismorresistente, entre los sistemas estructurales definidos por cada tipo de abertura en el alma de las vigas aligeradas.

Finalmente, se procedió al análisis económico de los diferentes modelos definidos anteriormente con el objetivo de establecer el sistema estructural con mayor grado de beneficio económico para ser considerado como sistema óptimo para su construcción, dentro del contexto de la ciudad de Ambato.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Análisis estructural

Este proceso consiste en el cumplimiento del modelo matemático a los requerimientos y metodologías establecidas para el diseño sismorresistente de la edificación en cuestión; por tanto, las secciones preliminares de los elementos estructurales fueron modificados hasta dar cumplimiento a lo que está establecido en la normativa.

4.1.1. Periodo de vibración

Este chequeo radica en relacionar el periodo de vibración obtenido en el análisis por software con los periodos T y T_{max} , determinados en el apartado de “Cargas sísmicas” del presente documento. Como se visualiza en la tabla 3, el periodo de vibración de la estructura obtenido por software es 0.63 seg; y cuya cuantía deberá estar dentro de los valores de T y T_{max} .

Tabla 3. Periodos y frecuencias

TABLE: Modal Periods And Frequencies					
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.63	1.587	9.9687	99.3757
Modal	2	0.625	1.599	10.0492	100.9856
Modal	3	0.594	1.683	10.5722	111.7708
Modal	4	0.151	6.616	41.5671	1727.8261
Modal	5	0.15	6.655	41.8171	1748.6733
Modal	6	0.145	6.893	43.3117	1875.9049
Modal	7	0.106	9.45	59.3732	3525.1722
Modal	8	0.09	11.058	69.4821	4827.767
Modal	9	0.083	12.101	76.0355	5781.3961
Modal	10	0.071	14.118	88.7055	7868.669
Modal	11	0.067	14.82	93.1157	8670.5275
Modal	12	0.062	16.128	101.3345	10268.6733
Modal	13	0.062	16.194	101.7509	10353.2395
Modal	14	0.059	16.823	105.7018	11172.8635
Modal	15	0.057	17.46	109.7025	12034.6358

$$T < T_{software} < T_{max}$$

$$0.5116 \text{ seg} < 0.63 \text{ seg} < 0.6651 \text{ seg}$$

El periodo de vibración del software se encuentra dentro de las cuantías de los periodos de vibración calculados con la normativa; dando cumplimiento satisfactorio a este requerimiento.

4.1.2. Corrección del cortante basal estático y dinámico

De acuerdo a la NEC-SE-DS [23], el valor del cortante basal dinámico no deberá ser:

- < 80% del cortante basal estático V para estructuras regulares
- < 85% del cortante basal estático V para estructuras irregulares

Para esto, se recurre al peso reactivo de la estructura W determinado por el software, como se visualiza en la tabla 4:

Tabla 4. Peso y cortante basal de la estructura

TABLE: Load Pattern Definitions - Auto Seismic - User Coefficient							
Name	Ecc Ratio	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
Sx	0.05	N+11.80	N+0.20	0.2204	1.008	1147.92999	253.0038
Sy	0.05	N+11.80	N+0.20	0.2204	1.008	1147.92999	253.0038

$$W = 1147.93 \text{ t}$$

El cortante basal V , para la dirección X como para la dirección Y será:

$$V = 0.2449 * W = 0.2449 * 1147.93t = 253.00 \text{ t}$$

Se procede a revisar los cortantes basales dinámicos determinados en el software, como se visualiza en la tabla 5:

Tabla 5. Cortante basal estático y dinámico de la estructura

TABLE: Story Forces						
Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf
N+0.20	Sx	LinStatic	Top	0	-253.0038	0
N+0.20	Sx	LinStatic	Bottom	0	-253.0038	0
N+0.20	Sy	LinStatic	Top	0	0	-253.0038
N+0.20	Sy	LinStatic	Bottom	0	0	-253.0038
N+0.20	EspectroX	LinRespSpec	Top	0	244.5502	3.2907
N+0.20	EspectroX	LinRespSpec	Bottom	0	244.592	3.2906
N+0.20	EspectroY	LinRespSpec	Top	0	3.5084	256.8498
N+0.20	EspectroY	LinRespSpec	Bottom	0	3.5057	256.8794

Se procede a la determinación de la relación entre estos dos (2) cortantes para cada una de las direcciones, como se muestra a continuación:

$$\frac{V_{dinámico\ x}}{V_{estático\ x}} = \frac{244.55t}{253.00t} * 100\% = 96.66\%$$

$$\frac{V_{dinámico\ y}}{V_{estático\ y}} = \frac{256.85t}{253.00t} * 100\% = 101.52\%$$

El modelo matemático es satisfactorio en torno a la relación de cortantes; puesto que, el cortante basal dinámico de cada uno de las direcciones principales de la edificación no son menores a 85%.

4.1.3. Evaluación de derivas

La normativa NEC-SE-DE [23] establece límites permisibles para las derivas de piso Δ_{max} para estructuras metálicas, teniendo esta una cuantía de 0.02. Por consiguiente, la respuesta máxima inelástica fue determinada con la expresión:

$$\Delta_{max} = 0.75 * R * \Delta_E$$

Las derivas elásticas de piso se revisaron en las dos (2) direcciones principales; como se muestra en la figura 21:

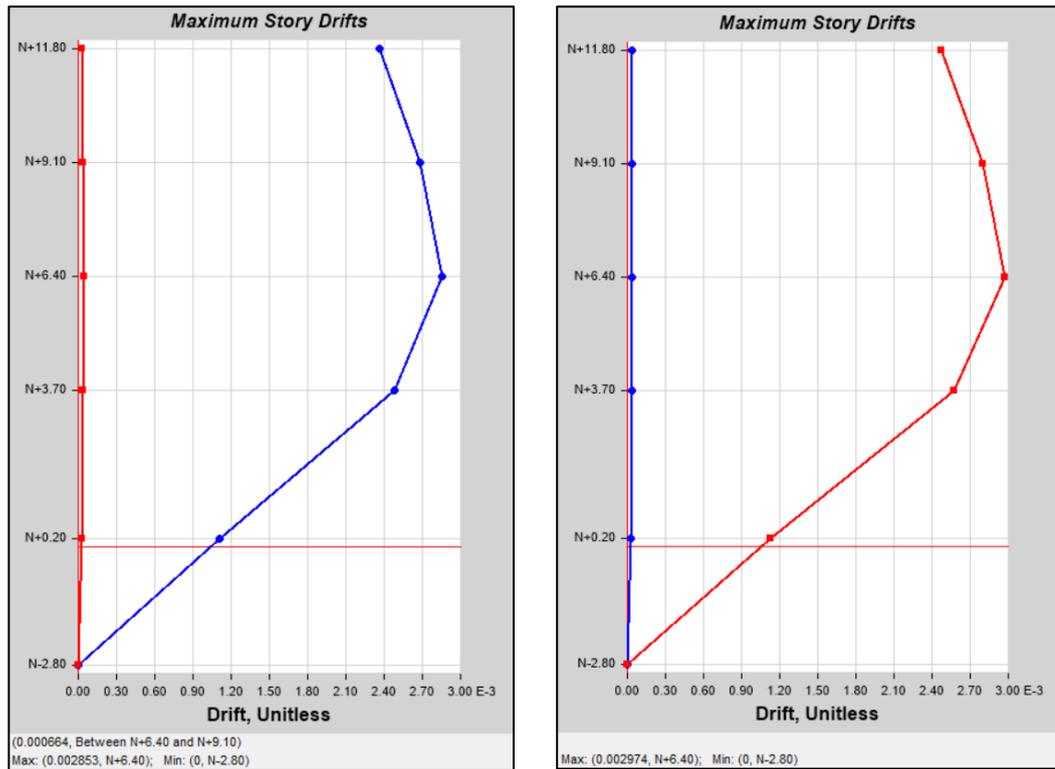


Figura 21. Derivas elásticas en dirección X y Y, obtenidas como consecuencia de la aplicación de acciones laterales de diseño

En sentido X:

$$\Delta_{max} = 0.75 * R * \Delta_E = 0.75 * 6 * 0.002853 = 0.012839$$

En sentido Y:

$$\Delta_{max} = 0.75 * R * \Delta_E = 0.75 * 6 * 0.002974 = 0.013383$$

Las derivas inelásticas son satisfactorias, puesto que son inferiores a la deriva de piso máxima Δ_{max} de 0.02.

4.1.4. Modos de vibración

Se basa en la relación entre los valores de R_z , U_x y U_y de cada modo de vibración de la estructura para determinar si se trata de un modo de vibración traslacional o rotacional. Se establece que los dos (2) primeros modos de vibración, concernientes a

las dos (2) direcciones principales de la estructura, deben ser traslacionales y el tercero rotacional, según la NEC-SE-DS [23]; con el fin de descartar el fenómeno de torsión en planta en la estructura analizada. Un modo de vibración es considerado traslacional cuando $\frac{Rz}{Ux} < 30\%$, congruente con la metodología desarrollada por [26]; por tanto:

Tabla 6. Participación modal y relación de masas

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period sec	UX	UY	RZ
Modal	1	0.630	0.000001	0.734400	0.025500
Modal	2	0.626	0.755000	0.000200	0.006800
Modal	3	0.599	0.006200	0.024200	0.741700
Modal	4	0.152	0.000001	0.129600	0.008400
Modal	5	0.150	0.135700	0.000100	0.000900
Modal	6	0.146	0.001300	0.009000	0.121900
Modal	7	0.105	0.000003	0.000100	0.000023
Modal	8	0.089	0.000000	0.000010	0.000200
Modal	9	0.082	0.000001	0.000300	0.000028
Modal	10	0.070	0.000200	0.000200	0.000100
Modal	11	0.067	0.000002	0.000039	0.000001
Modal	12	0.062	0.002600	0.056100	0.001300
Modal	13	0.062	0.058300	0.002600	0.000200
Modal	14	0.060	0.000200	0.001300	0.051500
Modal	15	0.057	0.000000	0.000500	0.000001

- Para el modo 1

$$\frac{Rz}{Uy} = \frac{0.025500}{0.734400} = 3.47\% < 30\% \rightarrow \text{Traslacional}$$

- Para el modo 2

$$\frac{Rz}{Ux} = \frac{0.006800}{0.755000} = 0.90\% < 30\% \rightarrow \text{Traslacional}$$

- Para el modo 3

$$\frac{Rz}{Ux} = \frac{0.741700}{0.024200} = 3064.88\% > 30\% \rightarrow \text{Rotacional}$$

4.1.5. Índices de estabilidad

La NEC-SE-DS [23] establece que el índice de estabilidad Q_i debe ser menor a 0.30. En el caso de ser mayor, la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse. Por lo tanto, se procede a calcular este índice para cada uno de los pisos de la estructura en estudio y para cada sentido. Se deben considerar efectos $P - \Delta$ en la dirección bajo estudio cuando $0.1 < Q_i < 0.3$. Consecuentemente, las tablas 7 y 8 presentan los índices determinados para los sentidos X y Y, respectivamente.

Tabla 7. Coeficientes de estabilidad – Sentido X

COEFICIENTES DE ESTABILIDAD - SENTIDO X					
Nivel	Altura Piso h_i (m)	Carga Vertical P_i (m)	Rigidez Vx_i/Δ_{xi} (T/m)	Índice Estabilidad Q_i	Chequeo
N+11.80	2.70	444.5790	10562.6620	0.0156	OK
N+9.10	2.70	855.2472	21343.5750	0.0148	OK
N+6.40	2.70	1265.9153	28379.4580	0.0165	OK
N+3.70	3.50	1691.1045	29124.5200	0.0166	OK
N+0.20	3.00	2139.6959	77897.5410	0.0092	OK

Tabla 8. Coeficientes de estabilidad – Sentido Y

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD - SENTIDO Y					
Nivel	Altura Piso h_i (m)	Carga Vertical P_i (m)	Rigidez Vx_i/Δ_{xi} (T/m)	Índice Estabilidad Q_i	Chequeo
N+11.80	2.70	444.5790	10441.4350	0.0158	OK
N+9.10	2.70	855.2472	21114.1510	0.0150	OK
N+6.40	2.70	1265.9153	28036.4260	0.0167	OK
N+3.70	3.50	1691.1045	28943.8010	0.0167	OK
N+0.20	3.00	2139.6959	76449.6950	0.0093	OK

Como se puede apreciar, los índices de estabilidad determinados son inferiores 0.1, para cada uno de los pisos de la estructura y en sus dos (2) direcciones; por tanto, se deduce que la estructura es estable y no requiere ser intervenida por actividades de rigidización. Adicionalmente, no se deben considerar los efectos $P - \Delta$ en el presente caso debido a que estos índices no se encuentran dentro del rango descrito anteriormente.

4.1.6. Deflexiones

El código ASCE/SEI 7-16 [25] establece que los límites de deflexión comunes para elementos horizontales son $L/360$ para pisos sujetos a carga nominal total y $L/240$ para elementos de techo. Para el presente caso, el límite de deflexión asumido fue $L/360$ y se verificó en las vigas principales de mayor dimensión de cada piso, tanto en dirección X como en dirección Y, como se muestra en la tabla 9:

Tabla 9. Verificación de deflexiones

VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES					
Nivel	Elemento	Longitud (mm)	Deflexión (mm)	Deflexión adm. (mm)	Chequeo
N+0.20	Viga X	4580	4.00	12.72	OK
	Viga Y	5480	1.34	15.22	OK
N+3.70	Viga X	4580	4.25	12.72	OK
	Viga Y	5480	1.41	15.22	OK
N+6.40	Viga X	4580	4.25	12.72	OK
	Viga Y	5480	1.41	15.22	OK
N+9.10	Viga X	4580	4.24	12.72	OK
	Viga Y	5480	1.4	15.22	OK
N+11.80	Viga X	4580	4.25	12.72	OK
	Viga Y	5480	1.75	15.22	OK

Como se puede apreciar, las deflexiones determinadas en el modelo matemático son inferiores a las deflexiones mínimas establecidas por el código; consecuentemente, se garantiza la integridad de elementos arquitectónicos en general, como también de revestimientos. Adicionalmente, el funcionamiento de los componentes móviles como puertas, ventanas y tabiques deslizantes no se verán afectados.

4.1.7. Vibraciones y aceleraciones

De igual forma, ASCE/SEI 7-16 [25] menciona que muchas de las actividades humanas comunes imparten fuerzas dinámicas a un piso a frecuencias en el rango de 2 a 6 Hz. Si la frecuencia fundamental de vibración del sistema de piso está en este rango puede ocurrir una amplificación resonante. Para evitar la resonancia de las actividades rítmicas, el sistema de suelo debe ajustarse de manera que su frecuencia natural esté bien alejada de los armónicos de la frecuencia de excitación.

Adicionalmente, se recomienda que es necesario mantener la frecuencia fundamental de vibración por encima de 8 Hz [25]. Bajo lo antes expuesto, se procedió al cálculo de la frecuencia de vibración, para cada una de las vigas con mayores dimensiones de cada piso, como se muestra en la tabla 10, siendo $f_o \approx 18/\sqrt{Deflexión(mm)}$ [25]:

Tabla 10. Verificación de vibraciones

VERIFICACIÓN DE VIBRACIONES					
Nivel	Elemento	Longitud mm	Deflexión mm	Frecuencia Vibración Hz	Chequeo
N+0.20	Viga X	4580	4.00	9.00	OK
	Viga Y	5480	1.34	15.55	OK
N+3.70	Viga X	4580	4.25	8.73	OK
	Viga Y	5480	1.41	15.16	OK
N+6.40	Viga X	4580	4.25	8.73	OK
	Viga Y	5480	1.41	15.16	OK
N+9.10	Viga X	4580	4.24	8.74	OK
	Viga Y	5480	1.40	15.21	OK
N+11.80	Viga X	4580	4.25	8.73	OK
	Viga Y	5480	1.75	13.61	OK

Las frecuencias de vibración determinadas en el modelo matemático son superiores a 8 Hz, por lo que se descarta la ocurrencia de amplificaciones resonantes en sectores críticos de la estructura, siempre y cuando no exista variación con respecto a las actividades ocupacionales que fueron idealizadas para el diseño estructural del predio (actividades comerciales y residenciales).

En cuanto al análisis de aceleraciones admisibles, el código ASCE/SEI 7-16 [25] describe que la percepción y la tolerancia de las personas a las vibraciones depende de la ocupación del edificio y su nivel de actividad en el momento en que ocurre la vibración. Las vibraciones continuas con una aceleración de orden 0.005 g a 0.01 g son molestas para la mayoría de las personas que realizan actividades tranquilas o de característica residencial.

La edificación propuesta como objeto de análisis del presente estudio posee características residenciales en todos sus niveles; por tanto, para realizar la verificación de aceleraciones en el modelo matemático es necesario ingresar las condiciones ocupacionales en todas las vigas secundarias, como se muestra en la figura 22:

las características de los pórticos de la estructura y el método de análisis; siendo estos los códigos AISC 360-16 [6] y AISC 341-16 [5], los pórticos resistentes a momentos o SMF y el método LRFD, respectivamente.

Una vez configurados estos parámetros, se realizó el diseño sismorresistente de los diferentes elementos estructurales. En la figura 24 se visualizan los pórticos del eje 1 con los índices de esfuerzo en sus vigas y columnas.

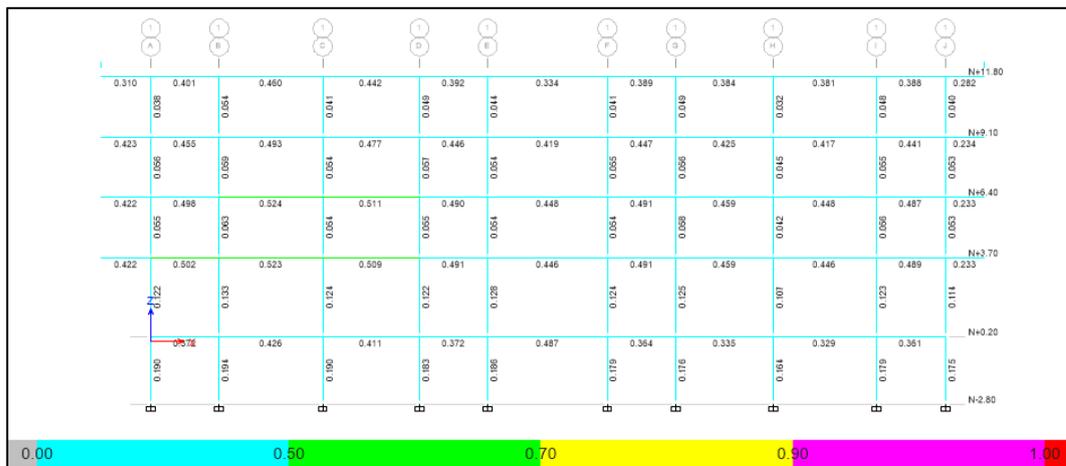


Figura 24. Índices de esfuerzos en vigas y columnas de los pórticos del eje 1

De igual forma, en la figura 25 se presentan los índices de esfuerzo en vigas principales y vigas secundarias del nivel N+0.20. En el anexo 5.4.3 Resultados del diseño estructural, se proyectan los demás resultados a mayor detalle.

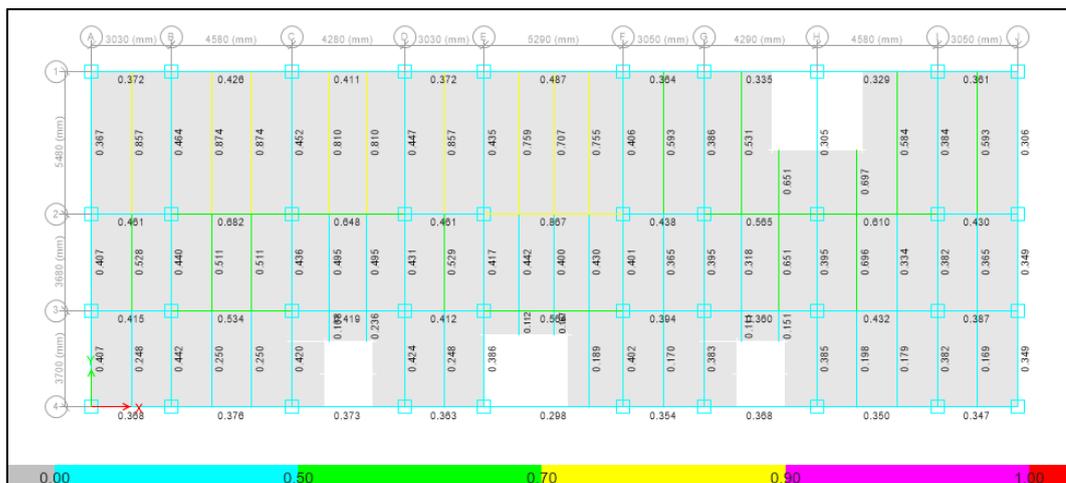


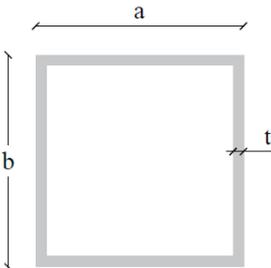
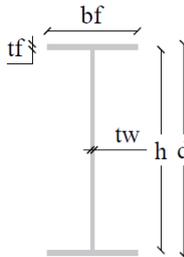
Figura 25. Índices de esfuerzo en vigas del segundo nivel

Los índices de esfuerzo indican la relación entre la demanda y la capacidad de los elementos estructurales para absorber las solicitaciones consideradas para su diseño sismorresistente; consecuentemente, se consideró un índice de esfuerzo límite de 0.95 para garantizar que la capacidad de estos elementos estructurales siempre sea mayor a las diferentes demandas que actúan sobre estos.

Como se puede observar en la figura 25, se obtuvieron índices de esfuerzo con cuantías minúsculas en las columnas, demostrando que estos elementos estructurales están trabajando tan solo con el 20% de su capacidad, aproximadamente. Sin embargo, las secciones de las columnas asumidas en este diseño permitieron controlar las derivas de piso; por lo que si se desea reducir la sección transversal de las columnas es necesario la incorporación de otros elementos estructurales tales como muros de corte u otro sistema de arriostramiento lateral.

Por tanto, las secciones transversales de los elementos estructurales que satisfacen los requerimientos de las normativas utilizadas, en materia de diseño sismorresistente, son las que se detallan en la tabla 11:

Tabla 11. Secciones transversales definitivas de elementos estructurales

SECCIONES TRANSVERSALES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES						
						
Nivel	Elemento	Tipo	a (mm)	b (mm)	t (mm)	
-	Columna	O	500	500	30	
Nivel	Elemento	Tipo	d (mm)	bf (mm)	tf (mm)	tw(mm)
N+0.20	Vigas principales	I	360	140	10	8
	Vigas secundarias	I	300	130	10	5
N+3.70, N+6.40, N+9.10	Vigas principales	I	320	130	10	6
	Vigas secundarias	I	300	120	10	5
N+11.80	Vigas principales	I	300	130	10	5
	Vigas secundarias	I	280	120	10	5

4.2.2. Diseño de conexiones

Se ejecutó el diseño de las conexiones a momento entre columnas y vigas principales; como también la conexión a corte entre una viga principal y una viga secundaria. Estos dos (2) tipos de conexiones predominan en la configuración estructural de la edificación; por tal motivo, se describe el diseño de cada una de estas para la condición más crítica.

La condición crítica se presenta en la losa del nivel N+0.20; la cual, está distribuida arquitectónicamente por locales comerciales. Por lo tanto, se debe garantizar la unión entre los elementos estructurales que conforman este nivel para que trabajen armoniosamente en conjunto; con base técnica en los requerimientos establecidos en el código AISC 360-16 [6], por el método LRFD.

- **Conexión a momento: Columna – Viga principal**

Al tratarse de una conexión metálica a momento con una columna de característica tubular, se procedió a su diseño estructural bajo la metodología descrita en la Guía de diseño para uniones a columnas de perfiles tubulares estructurales [27]. Esta base de diseño propone una conexión a momento denominada “Unión atornillada con diafragmas pasantes”; siendo esta una conexión rígida de resistencia total aplicada específicamente a condiciones de cargas sísmicas, y que se ajusta a las características estructurales del presente caso.

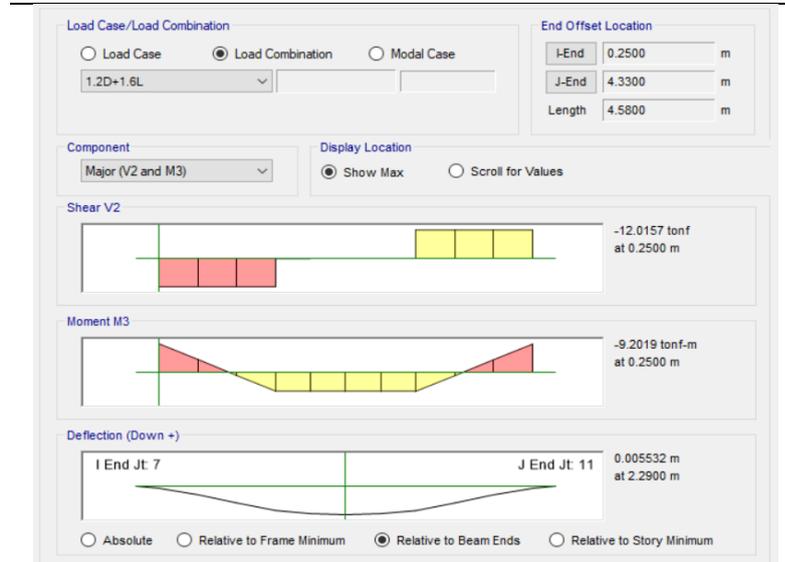
La característica principal de esta conexión es que los diafragmas pasantes se extienden lo suficiente para acomodar los empalmes de viga atornillados utilizados para uniones en obra; de igual forma, es posible utilizar un diafragma pasante con el mismo espesor que el del ala de la viga si se preparan cartelas horizontales.

El procedimiento de cálculo de esta conexión inicia con la determinación de la demanda de momento en la cara de la columna. Posteriormente, se calcula la capacidad resistente a flexión de la ménsula corta; por último, se ejecuta el diseño del empalme de la viga.

Previo a esto, se procede a la identificación de los esfuerzos de corte y momento, actuantes en este caso:

Tabla 12. Fuerzas actuantes en la conexión a momento

**FUERZAS ACTUANTES EN LA CONEXIÓN A CORTE
VIGA SECUNDARIA**



$$V_u = 12.02 \text{ t} = 117.88 \text{ kN}$$

$$M_u = 9.2 \text{ t.m} = 90.22 \text{ kN.m}$$

Posteriormente, se definen las características geométricas de esta conexión, como se muestra en la tabla 13, con respecto a la figura 26:

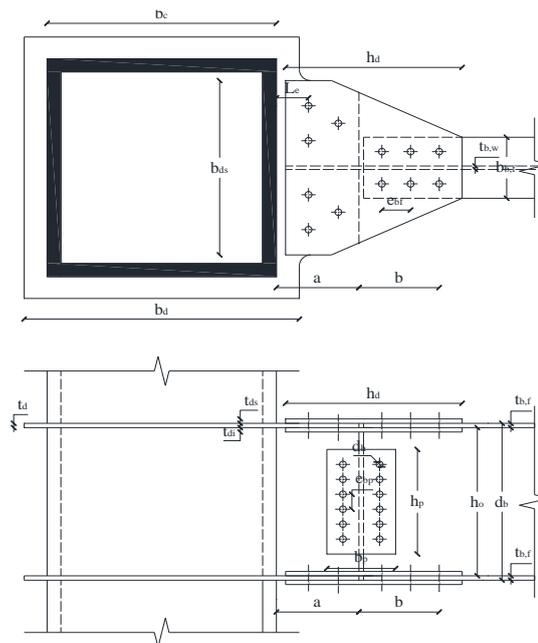


Figura 26. Características geométricas - unión atornillada con diafragmas pasantes

Tabla 13. Características geométricas – unión atornillada con diafragmas pasantes

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA CONEXIÓN		
L_b	Longitud de la viga (mm)	4580.00
a	Longitud del empale de la viga (mm)	180.00
b	Longitud desde el empalme a la última fila de tornillos en el ala (mm)	175.00
$S_c = L_e$	Distancia entre los primeros tornillos y la cara de la columna (mm)	70.00
b_d	ancho del diafragma (mm)	400.00
h_d	altura del diafragma (mm)	300.00
h_p	altura de la placa del alma (mm)	240.00
b_c	Ancho de la columna (mm)	500.00
$b_{b,f}$	Ancho del ala de la viga (mm)	140.00
h_o	Altura del alma (mm)	340.00
n	Razón tensión columna dividido tensión fluencia columna	2.00
d_h	Diámetro del orificio = Diámetro del tornillo (mm)	20.00
$t_{b,f}$	Espesor del ala de la viga (mm)	10.00
d_b	Altura de la viga (mm)	360.00
$t_{b,w}$	Espesor del alma de la viga (mm)	10.00
I_{bx}	Inercia de la viga con respecto al eje X (mm ⁴)	118526666.67
W_{pl}	Módulo resistente plástico de la viga con respecto al eje X (mm ³)	779000.00
A_t	Área del tornillo (mm ²)	314.16
γ_{Mb}	Coefficiente parcial de seguridad para capacidad resistente	1.00

De igual forma, se debe definir la resistencia a fluencia y resistencia última para cada uno de los elementos que intervienen en la conexión en cuestión; como se muestra en la tabla 14:

Tabla 14. Definición de resistencia a fluencia y última de elementos de conexión

Elemento	Resistencia fluencia		Resistencia última	
	Kg/cm ²	N/mm ²	Kg/cm ²	N/mm ²
Columna	2530.00	250.00	4080.00	400.00
Viga	2530.00	250.00	4080.00	400.00
Tornillos	9100.00	900.00	10200.00	1000.00

A continuación, se determinó la demanda de momento en la cara de la columna; la cual, tiene relación directa con la distancia desde el eje neutro hasta el interior del ala comprimida, la relación de la capacidad resistente a flexión en la sección neta y el momento de plastificación de la viga; tal como se presenta en la tabla 15:

Tabla 15. Demanda de momento en la cara de la columna

DEMANDA DE MOMENTO EN LA CARA DE LA COLUMNA		
$M_{b,n}^* = \left(b_{b,f} - \frac{n}{2} d_h\right) t_{b,f} (d_b - t_{b,f}) f_{b,u} + (d_b - 2t_{b,f} - x) x t_{b,w} f_{b,y}$	237690000.00	Nmm
	237.69	kNm
Distancia desde el eje neutro hasta el interior del ala comprimida		
$x = \frac{h_b - 2t_{b,f}}{2} - \frac{nd_h t_{b,f} f_{b,u}}{2 t_{b,w} f_{b,y}}$	138.00	
Relación capacidad resistente a flexión en la sección neta - momento de plastificación de la viga		
$\frac{M_{b,n}^*}{W_{pl} f_{b,y}}$	1.22	
Demanda de momento necesaria en la cara de la columna		
$M_{cf} = \frac{L}{L - S_l} M_{b,n}^*$	287767121.66	Nmm
	287.77	kNm
L	2040	mm
S_l	355	mm

De igual forma, para el cálculo de la cuantía de la capacidad resistente a flexión de la ménsula corta se procedió con la secuencia descrita en la tabla 16:

Tabla 16. Capacidad resistente a flexión de la ménsula corta

CAPACIDAD RESISTENTE A FLEXIÓN DE LA MÉNSULA CORTA		
$M_{b,n}^* = (b_d - nd_h) t_{b,f} (d_b - t_{b,f}) f_{b,u} + (d_b - 2t_{b,f} - x) x t_{b,w} f_{b,y}$	566010000.00	Nmm
	566.01	kNm
$x = \frac{h_b - 2t_{b,f}}{2} - nd_h \frac{t_{b,f} f_{b,u}}{t_{b,w} f_{b,y}}$	106.00	mm
$M_{j,cf}^* = \frac{L}{L - S_c} M_{b,n}^*$	586.12	kNm
Resistencia a flexión de las alas de la viga		
$M_{b,f,u} = (b_d - 2nd_h) t_{b,f} (d_b - t_{b,f}) f_{b,u}$	448000000	Nmm
	448.00	kNm
$M_{b,w,u} = m W_{pl,b,w,n} f_{b,y} + \frac{L_e t_{b,w} (d_b - 2t_{b,f}) f_{b,u}}{\sqrt{3}}$	96579745.63	Nmm
	96.58	kNm
$m = 4 \frac{t_{b,f}}{h_o} \sqrt{\frac{hp^* f_{c,y}}{t_{b,w}^* f_{b,y}}}$	0.576	
$M_{b,n}^* = M_{b,f,u} + M_{b,w,u}$	544.58	kNmm

Por último, para diseño del empalme de la viga fue necesario al cálculo de la resistencia al aplastamiento de los tornillos, como información preliminar. Con esto, fue posible definir la resistencia a flexión y corte del empalme de la viga, que al ser comparados con la demanda de momento necesaria en la cara de la columna M_{cf} y el cortante último V_u generado en la unión entre la viga principal y la columna, se concluye que la conexión es factible para su implementación en el sistema constructivo de la edificación en cuestión.

Tabla 17. Capacidad resistente a flexión de la ménsula corta

DISEÑO DEL EMPALME DE LA VIGA				
$V_b^* = \frac{0.6 * f_{b,u} * A_b}{\gamma_{Mb}}$			188496.00 N	
			188.50 kN	
$2V_b^*$			377.00 kN	
Resistencia al aplastamiento de un tornillo				
Elemento	Domina la distancia al borde kN	242.00	Domina separación tornillos kN	210.54
Ala	B_{bf1}		B_{bf2}	
Alma	B_{bw1}	152.00	B_{bw2}	132.24
Capacidad resistente a flexión del empalme de la viga				
$M_{bs}^* = (2 * B_{bf1} + 4B_{bf2}) * (d_b - t_{b,f}) + 2 * B_{bw1} * h_d$			555356 Nm	
			555.36 kNm	
$M_{bs,cf}^* = M_{bs}^* * \frac{L}{L - 4}$			609.10 kNm	
Chequeo				
$M_{bs,cf}^* > M_{cf}$		609.10 kNm	>	287.77 kNm
				OK
Calculo del esfuerzo cortante				
$V_{bs}^* = 2 * B_{bw2}$			264.48 kN	
Chequeo				
$V_{bs}^* > M_u$		264.48 kN	>	117.88 kN
				OK

Por tanto: el diseño de la conexión a momento entre columnas y vigas principales poseen las siguientes características:

- **Diafragmas pasantes:** dimensiones de 600x600x10mm, dispuestos frente a las alas de la viga principal.
 - **Empalme de la viga:** tendrá el mismo alto y espesor del alma de la viga y se extenderá a una longitud de 180mm.
 - **Cartelas horizontales:** se dispondrán de cuatro (4) cartelas horizontales de 10mm de espesor para permitir la conexión entre el diafragma pasante y las alas de la viga principal por medio de tornillos de 20mm A325.
 - **Placa de fijación:** con dimensiones 240x150x10mm dispuestas a ambos lados del alma de la viga, permitiendo la conexión entre el empalme y el alma de la viga principal a través de doce (12) tornillos de 20mm A325, distribuidos en dos (2) columnas.
 - **Soldadura:** tipo de penetración profunda con un tamaño de 10mm para los elementos que están en contacto con las alas de la viga y el diafragma pasante, y 8mm para elementos en contacto con el alma de la viga; con electrodo E70xx
-
- **Conexión a corte: viga principal – viga secundaria**

Al igual que la conexión a momento, para partir con el diseño de la conexión a corte es necesaria la identificación de las fuerzas que intervienen en esta unión. Para el presente caso, serán las fuerzas que transmiten las vigas secundarias hacia las vigas principales. En la tabla 18 se evidencia la fuerza de corte que transmite la viga secundaria hacia la viga principal; y la figura 27 presenta las secciones transversales utilizadas para este diseño.

Tabla 18. Fuerzas actuantes en la conexión a corte

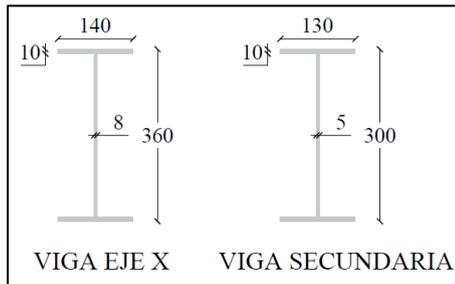
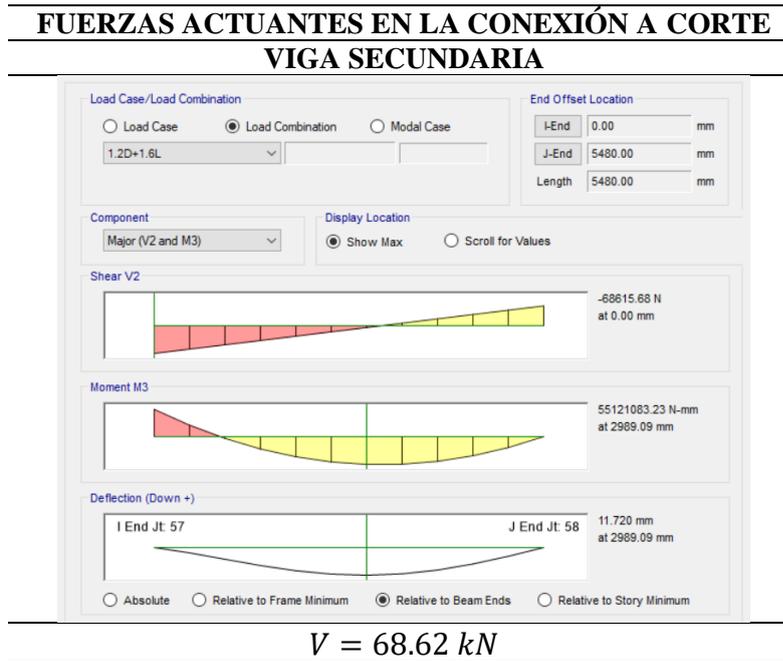


Figura 27. Secciones transversales de elementos para conexión a corte

Esta conexión a corte, entre una viga secundaria y una viga principal se idealizó de la siguiente manera:

- El alma de la viga secundaria está conectada al alma de la viga principal a través de dos (2) ángulos atornillados
- Se suelda una placa rigidizadora en toda la altura del alma de la viga principal, al lado opuesto de la conexión de la viga secundaria

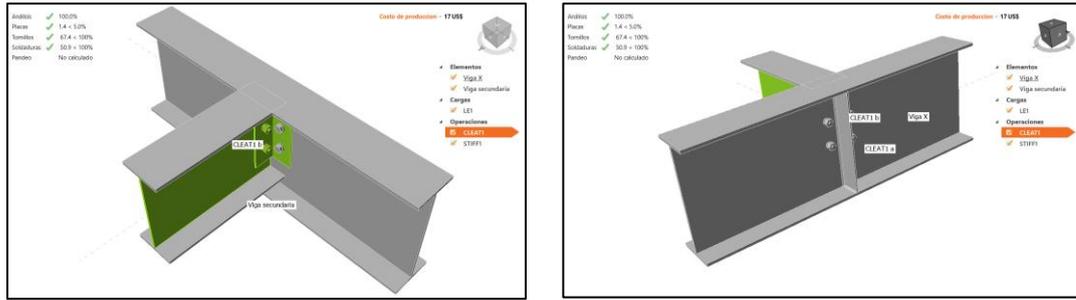


Figura 28. Modelado y análisis de la conexión a corte

Al igual que el caso anterior, se verificó el diseño de las placas, tornillos y soldaduras que intervienen en esta conexión a corte; como se evidencia en los reportes del software presentados en las siguientes figuras:

Resumen		
Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	1.4 < 5.0%	OK
Tornillos	67.3 < 100%	OK
Soldaduras	55.9 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Figura 29. Estado de verificación del diseño de la conexión a corte

Verificación en placas:

Placas							
Nombre	f_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{cEd} [MPa]	Estado de la verificación
Viga X-tfl 1	248.2	10.0	LE1	113.1	0.0	0.0	OK
Viga X-bfl 1	248.2	10.0	LE1	112.7	0.0	0.0	OK
Viga X-w 1	248.2	6.0	LE1	222.0	0.0	75.1	OK
Viga secundaria-tfl 1	248.2	8.0	LE1	68.7	0.0	0.0	OK
Viga secundaria-bfl 1	248.2	8.0	LE1	68.7	0.0	0.0	OK
Viga secundaria-w 1	248.2	5.0	LE1	226.2	1.4	49.3	OK
CLEAT1 a-bfl 1	248.2	5.0	LE1	223.7	0.1	200.2	OK
CLEAT1 a-w 1	248.2	5.0	LE1	224.0	0.3	200.2	OK
CLEAT1 b-bfl 1	248.2	5.0	LE1	223.7	0.1	198.4	OK
CLEAT1 b-w 1	248.2	5.0	LE1	224.0	0.3	198.4	OK
STIFF1	248.2	5.0	LE1	81.0	0.0	0.0	OK

Figura 30. Estado de verificación en placas de la conexión a corte

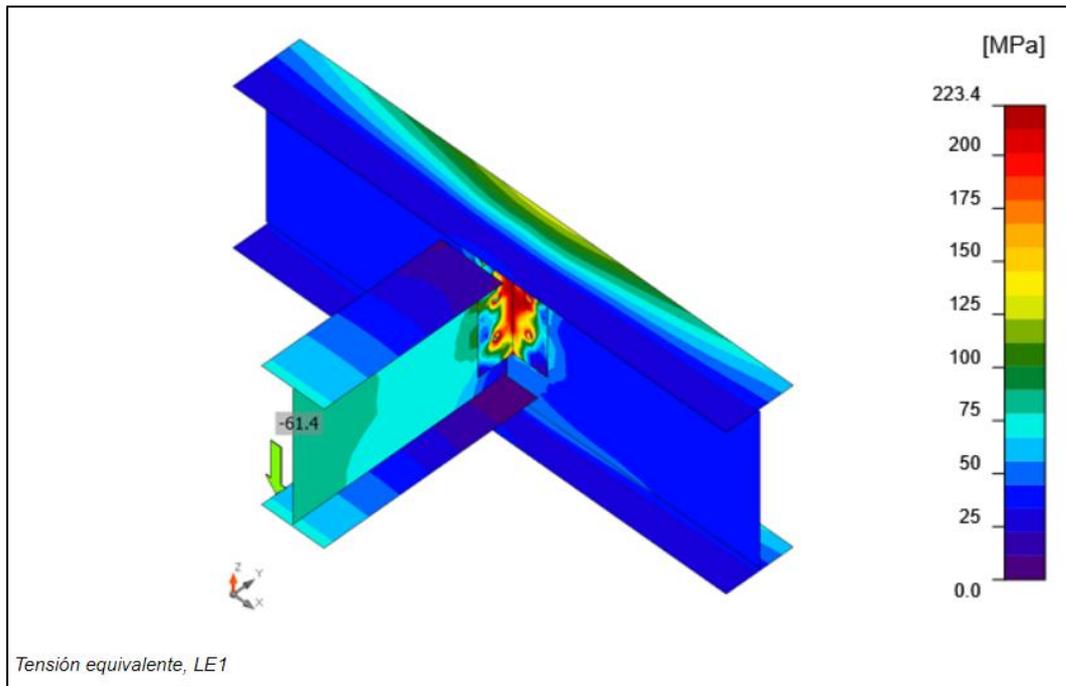


Figura 31. Tensiones equivalentes en placas de la conexión a corte

Verificación en tornillos:

Tornillos										
Forma	Ítem	Calidad	Cargas	F_t [kN]	V [kN]	$\phi R_{n,portante}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Estado
	B1	1/2 A325 - 1	LE1	6.3	15.4	45.7	10.7	67.3	-	OK
	B2	1/2 A325 - 1	LE1	10.9	15.3	45.7	18.6	67.1	-	OK
	B3	1/2 A325 - 1	LE1	21.2	15.4	45.7	36.0	43.5	41.6	OK
	B4	1/2 A325 - 1	LE1	8.8	15.8	45.7	14.9	44.6	-	OK
	B5	1/2 A325 - 1	LE1	21.3	15.4	45.7	36.1	43.6	41.8	OK
	B6	1/2 A325 - 1	LE1	8.8	15.8	45.7	15.0	44.6	-	OK

Figura 32. Estado de verificación de tornillos de la conexión a corte

Verificación de la soldadura:

Weld sections											
Ítem	Borde	Xu	T _n [mm]	L _s [mm]	L [mm]	L _c [mm]	Cargas	F _n [kN]	φR _n [kN]	Ut [%]	Estado
Viga X-bfl 1	STIFF1	E70xx	▲3.5	▲5.0	67	33	LE1	6.0	29.5	20.4	OK
Viga X-w 1	STIFF1	E70xx	▲3.5	▲5.0	329	41	LE1	26.4	47.2	55.9	OK
Viga X-tfl 1	STIFF1	E70xx	▲3.5	▲5.0	67	33	LE1	6.8	28.6	23.7	OK

Figura 33. Estado de verificación en soldadura en conexión a corte

Por tanto, el diseño de la conexión a corte entre una viga principal y una viga secundaria estará caracterizada de la siguiente manera:

- **Placas:** acero A36, se realizará la conexión de la viga secundaria en el alma de la viga principal a través de un (1) ángulo atornillado de sección 75x75x5mm y una longitud de 20mm. Adicionalmente, se soldará una (1) placa rigidizadora, de espesor e=5mm, en el alma de la viga principal, en el lado opuesto de la conexión con la viga secundaria
- **Tornillos:** dos (2) tornillos de tipo 1/2 A325 por cada ángulo, dispuestos a 40mm del centroide del alma
- **Soldadura:** tipo filete con un tamaño de 5mm para fijar la placa rigidizadora en el alma de la viga principal, con electro E70xx.

4.2.3. Diseño de placa base

En el presente apartado se describe el diseño de este elemento estructural; el cual, constituye la interface entre la columna de acero y la cimentación de hormigón.

Previamente, se identifican las fuerzas que recibirá la placa base a través de la columna con mayor demanda en torno momentos (Eje E2) y que distribuirá a un área mayor de concreto; como se presenta en la figura 34.

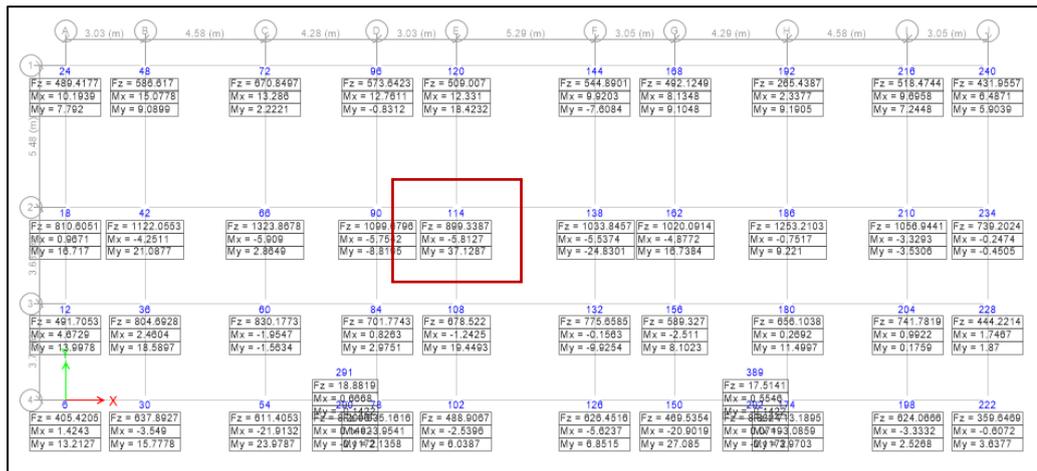


Figura 34. Fuerza axial y momentos en los apoyos de la estructura

El diseño de esta placa se lo realizó en el mismo software de análisis de la conexión a corte, descrita anteriormente. En la figura 35 se presenta el modelo matemático para este escenario.

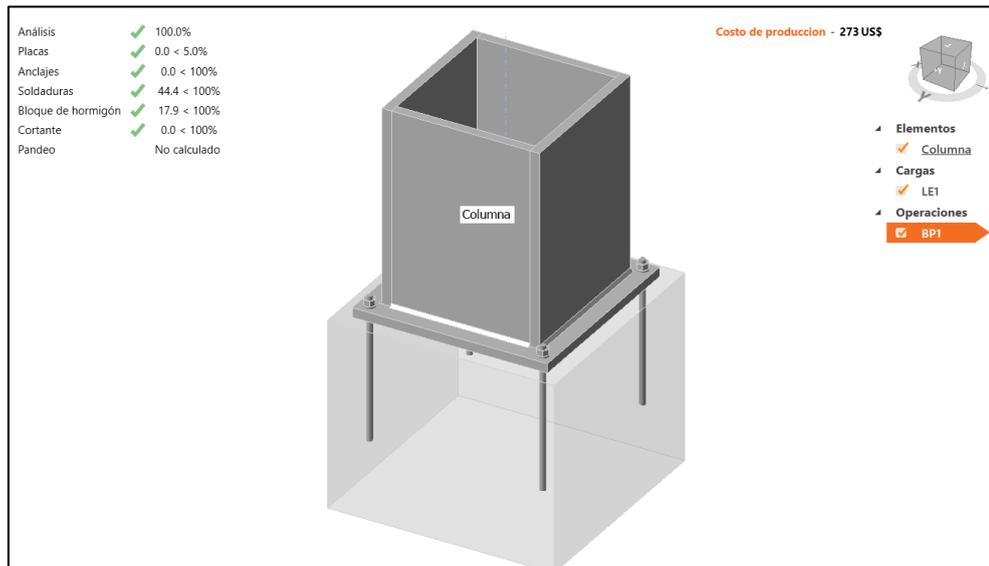


Figura 35. Modelado y análisis de placa base

En el contexto de diseño de placa base, se ha realizado el análisis y estado de verificación para las placas, anclajes, soldadura, bloque de hormigón y diseño a cortante. En la figura 36 se presenta el análisis satisfactorio de cada uno de estos componentes:

Resumen		
Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	OK
Placas	0.0 < 5.0%	OK
Anclajes	0.0 < 100%	OK
Soldaduras	44.4 < 100%	OK
Bloque de hormigón	17.9 < 100%	OK
Cortante	0.0 < 100%	OK
Pandeo	No calculado	

Figura 36. Estado de verificación del diseño de la placa base

En lo que concierne a la verificación de las placas de la columna y la propia placa base, en la figura 37 se evidencia que el valor de f_y , propio del acero A36, es superior a la cuantía de las tensiones de contacto σ_{Ed} . De igual forma, la deformación plástica ϵ_{Pl} es menor al límite de deformación plástica ϵ_{lim} del 5%. Adicionalmente, la figura 38 presenta la distribución de las tensiones que actúan en esta conexión.

Placas							
Nombre	f_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{Ed} [MPa]	Estado de la verificación
Columna-tfl 1	248.2	30.0	LE1	25.6	0.0	0.0	OK
Columna-bfl 1	248.2	30.0	LE1	27.5	0.0	0.0	OK
Columna-w 1	248.2	30.0	LE1	12.8	0.0	0.0	OK
Columna-w 2	248.2	30.0	LE1	21.1	0.0	0.0	OK
BP1	248.2	30.0	LE1	34.5	0.0	0.0	OK

Figura 37. Estado de verificación en placas para diseño de placa base

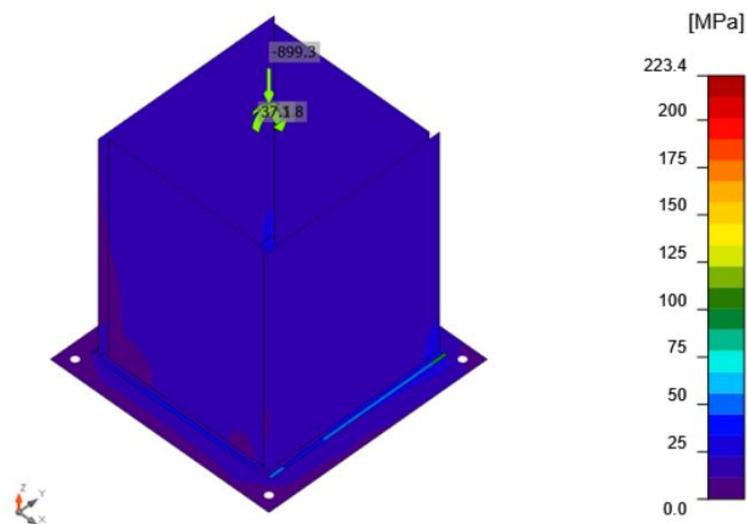


Figura 38. Tensiones equivalentes en placas para diseño de la placa base

Verificación de los anclajes:

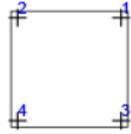
Anclajes									
Forma	Ítem	Cargas	N_f [kN]	V [kN]	ϕV_{cp} [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Estado
	A1	LE1	0.0	0.0	199.4	0.0	0.0	0.0	OK
	A2	LE1	0.0	0.0	199.4	0.0	0.0	0.0	OK
	A3	LE1	0.0	0.0	199.4	0.0	0.0	0.0	OK
	A4	LE1	0.0	0.0	199.4	0.0	0.0	0.0	OK

Figura 39. Estado de verificación de anclajes para diseño de la placa base

La longitud de los anclajes fueron determinados en base a la recomendaciones emitidas por la Guía de diseño No.1: Placas base de columna [28], la cual, está definida por $17d$ para anclajes A325, siendo este de 400mm; como se muestra en la figura 40:

Bolt Type, Material	Minimum Embedded Length	Minimum Embedded Edge Distance
A307, A36	$12 d$	$5 d > 4 \text{ in.}$
A325, A449	$17 d$	$7 d > 4 \text{ in.}$

Figura 40. Longitud mínima para embebido de anclajes en el hormigón [28]

Verificación de la soldadura:

Weld sections											
Ítem	Borde	X_u	T_h [mm]	L_s [mm]	L [mm]	L_c [mm]	Cargas	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	U_t [%]	Estado
BP1	Columna-tfl 1	E70xx	▲7.1	▲10.0	499	38	LE1	34.9	83.8	41.6	OK
BP1	Columna-bfl 1	E70xx	▲7.1	▲10.0	499	38	LE1	37.3	84.1	44.4	OK
BP1	Columna-w 1	E70xx	▲7.1	▲10.0	439	40	LE1	15.8	91.9	17.2	OK
BP1	Columna-w 2	E70xx	▲7.1	▲10.0	439	40	LE1	26.2	91.9	28.5	OK

Figura 41. Estado de verificación de soldadura para diseño de la placa base

Verificación del bloque de hormigón:

Bloque de hormigón						
Ítem	Cargas	A ₁ [mm ²]	A ₂ [mm ²]	σ [MPa]	Ut [%]	Estado
CB 1	LE1	373529	516684	2.4	17.9	OK

Figura 42. Estado de verificación del bloque de hormigón para diseño de la placa base

Verificación de cortante en el plano de contacto:

Cortante en el plano de contacto						
Ítem	Cargas	V [kN]	φV _r [kN]	μ [-]	Ut [%]	Estado
BP1	LE1	0.0	234.0	0.40	0.0	OK

Figura 43. Estado de verificación de cortante en el plano de contacto para diseño de la placa base

Posterior al cumplimiento satisfactorio de los requerimientos establecidos en las normas técnicas para el diseño de esta placa base, se describen las características de este componente estructural:

- **Placa base:** acero A36, con dimensiones de 620x620 mm y un espesor de 30 mm
- **Anclajes:** cuatro (4) tornillos tipo ¾ A325, embebidos en el bloque de hormigón a 400 mm
- **Soldadura:** conexión de columna y placa base a través de soldadura continua de penetración completa con electrodo E70xx
- **Bloque de hormigón:** resistencia a la compresión de f'_c de 210 Kg/cm², con una sección de 0.72x0.72 m y una profundidad mínima de 0.60 m.

4.2.4. Diseño de cimentación

El diseño estructural de la cimentación de la edificación en cuestión fue idealizado con hormigón armado; el cual, tiene una resistencia a la compresión f'_c de 210 Kg/cm², con acero de refuerzo corrugado de resistencia la fluencia f_y de 4200 Kg/cm².

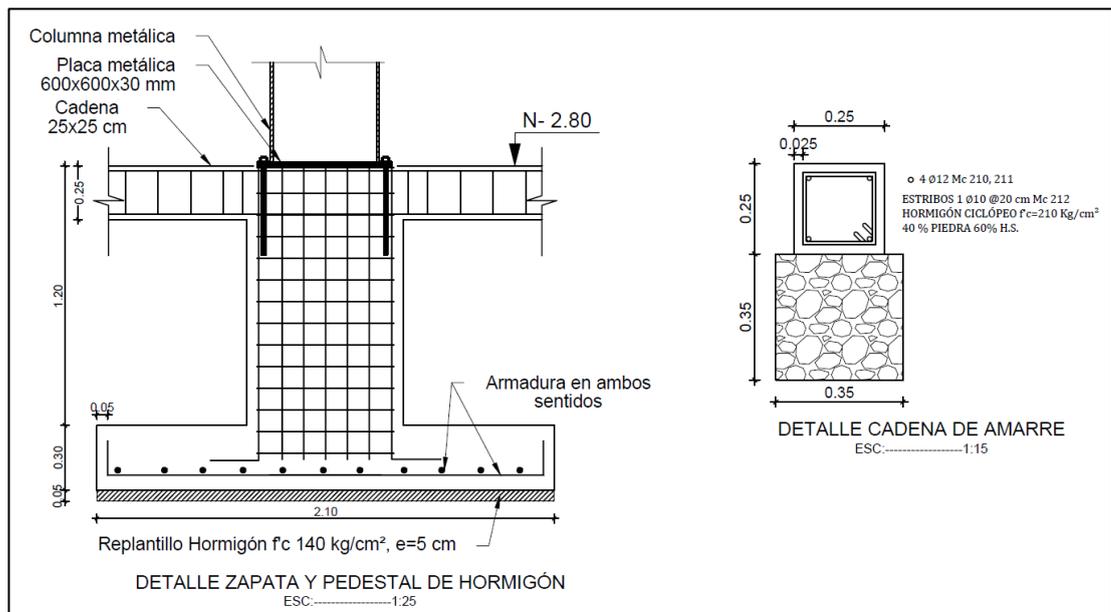


Figura 44. Detalle constructivo de la cimentación

El dimensionamiento y la disposición de la cuantía de acero necesaria para este elemento estructural, cumplen con los requerimientos establecidos en las bases de diseño ACI 318-19 [29]. Por tanto, el detalle constructivo se presenta en el plano estructural dispuesto en el anexo 5.4.5: Plano estructural de la edificación.

Como datos preliminares para el diseño estructural de una zapata aislada fue la determinación de las cargas de servicio que transmiten las columnas hacia el suelo. De igual forma, para el presente caso, se asumió como capacidad portante del suelo $q_{adm} = 25 t/m^2$, la cual deberá ser verificada en sitio previo a su construcción; y un factor de mayoración $FM = 1.25$, debido a la presencia de momentos en la base de la columna.

El diseño estructural tomó en consideración la revisión de los esfuerzos producidos por las cargas de servicio; y estos, son inferiores al esfuerzo admisible del suelo.

Adicionalmente, se verificaron los esfuerzos en condiciones unidireccionales (producidos a una distancia d , medida desde la cara de la columna) y bidireccionales (producidos a una distancia $d/2$, medida desde la cara de la columna).

La revisión del aplastamiento de la cimentación fue desarrollada a partir de los requerimientos establecidos en el código ACI 318-19 [29]; siendo la resistencia admisible de aplastamiento en la zapata definida por la ecuación (4.1), con un factor de resistencia de diseño de $\phi = 0.65$.

$$\sigma_{adm-apl} = 2 * 0.85 * \phi f'_c \quad (4.1)$$

Para la definición de la cuantía de acero, el ACI 318-19 [29] dispone que en elementos bidireccionales tales como zapatas o losas de cimentación se debe colocar como armadura mínima para temperatura el resultado de la ecuación (4.2), cuando se cuenta con acero de refuerzo de $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$:

$$A_{S_{min}} = 0.0018 * b * h \quad (4.2)$$

Por último, el coeficiente de balasto K (módulo de reacción del suelo) está en función de la capacidad admisible del suelo asumido para el presente caso. Por tanto, para el diseño de esta cimentación se tomó una cuantía de $K = 5000 \text{ t/m}^3$, tomada en base a la referencia [30].

4.3. Diseño de vigas aligeradas

Previo al diseño de una viga aligerada con aberturas rectangulares y circulares es necesaria la identificación de las vigas de alma homogénea que están sometidas a demandas críticas en la estructura analizada. Para el presente caso, se identificaron tres (3) vigas concernientes al nivel N+0.20: establecimientos comerciales, N+3.70 al N+9.10: residenciales y N+11.80: áreas verdes, local privado y sala comunal; las cuales, tienen una luz de 4.58m y están arriostradas por dos (2) vigas secundarias, distribuidas uniformemente a 1.53m. Por tal motivo, se detalla el proceso de

determinación de la resistencia a flexión y a cortante de cada una de estas vigas, llevada a cabo por medio de una hoja de cálculo, conforme a lo establecido en la normativa AISC 360-16 [6] y AISC 341-16 [5]:

4.3.1. Viga N+0.20

Para demostrar la validez del diseño estructural descrito anteriormente, se procede a la determinación de la resistencia a flexión y cortante de esta viga. La figura 45 muestra las demandas máximas de corte y momento sobre este elemento estructural:

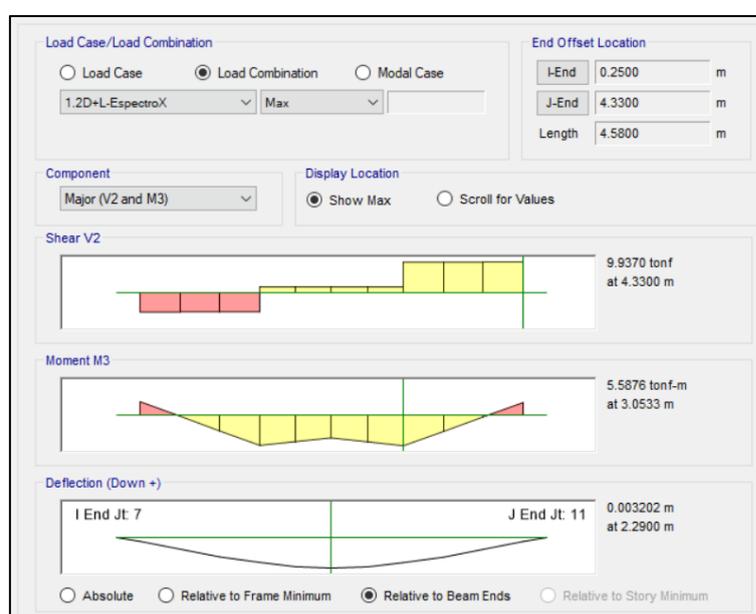


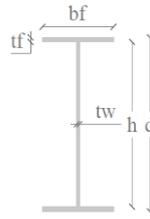
Figura 45. Demandas máximas de corte y momento – Viga N+0.20

En la tabla 19 y 20 se muestran los datos de entrada necesarios para esta actividad y las propiedades geométricas de la sección de esta viga.

Tabla 19. Datos de entrada – Viga N+0.20

DATOS DE ENTRADA		
Límite elástico del acero (Kg/cm ²)	F_y	2530.00
Módulo elástico del acero (Kg/cm ²)	E	2.10E+06
Momento último (t.m)	M_u	5.59
Cortante último (t)	V_u	9.94
Longitud de trabajo (m)	L_b	1.53

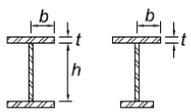
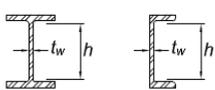
Tabla 20. Propiedades geométricas de la sección – Viga N+0.20



PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN		
Profundidad (mm)	d	360.00
Altura del alma (mm)	h	340.00
Ancho del ala (mm)	b_f	140.00
Espesor del alma (mm)	t_w	8.00
Espesor del ala (mm)	t_f	10.00
Distancia entre centroides de alas (mm)	h_o	350.00
Área bruta (mm ²)	A_g	5520.00
Área del alma (mm ²)	A_w	2880.00
Constante de alabeo (mm ⁶)	C_w	1.41E+11
Constante torsional (mm ⁴)	J	153066.67
Módulo plástico en X (mm ³)	Z_x	721200.00
Módulo plástico en Y (mm ³)	Z_y	103440.00
Módulo elástico en X (mm ³)	S_x	622088.89
Módulo elástico en Y (mm ³)	S_y	65540.57
Radio de giro en X (mm)	r_x	142.43
Radio de giro en Y (mm)	r_y	28.83
Momento de inercia en X (mm ⁴)	I_x	111976000.00
Momento de inercia en Y (mm ⁴)	I_y	4587840.00

El cálculo de la resistencia de una viga de acero está directamente relacionado con las características de esbeltez de las alas y almas de la sección. Por tanto, en la tabla 21 se presenta la determinación de la relación de esbeltez de estos elementos; siendo estos de características compactas.

Tabla 21. Relación de esbeltez – Viga N+0.20

RELACIÓN DE ESBELTEZ					
(a) Alas					
11	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ ^{[a] [b]}	
	k_c	λ	λ_{pf}	λ_{rf}	Característica
	0.6136	7.00	10.95	25.63	Elemento compacto
(b) Almas					
15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	λ	λ_{pw}	λ_{rw}	Característica	
	42.50	108.33	164.22	Elemento compacto	

Posteriormente, se determinaron las longitudes límite para el cálculo de resistencia a flexión, como se muestra en la tabla 22:

Tabla 22. Longitudes límite – Viga N+0.20

LONGITUDES LÍMITE PARA EL CÁLCULO DE RESISTENCIA A FLEXIÓN			
(a) Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia			
$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	L_p	1.46	m
(b) Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico			
$L_r = 1.95r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$			$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$
<i>c = 1, para secciones I con doble simetría</i>			
	r_{ts}^2	1292.89	cm ²
	r_{ts}	3.60	cm
	L_r	4.56	m

Debido que la sección transversal de la viga de acero posee alas y almas compactas, como se mostró en la tabla 21, se procede al cálculo de la resistencia nominal a flexión para miembros compactos; de igual forma, esta cuantía está relacionada a la longitud de trabajo no arriostrada L_b y debe ser comparada con las longitudes L_p y L_r , determinadas en la tabla 22. Debido que $L_p < L_b \leq L_r$, la resistencia a flexión está dominada por el pandeo lateral torsional y su capacidad se encuentra dentro de un rango inelástico; consecuentemente, tiene una cuantía de $\phi M_n = 16.05 \text{ t.m.}$. Adicionalmente, se nota que el valor de $\phi M_n = 16.05 \text{ t.m.}$ es mayor a la sollicitación de $M_u = 5.59 \text{ t.m.}$; por tanto, la sección propuesta es satisfactoria para absorber las diferentes sollicitaciones de carga a las que puede estar sometida. En la tabla 23 se proyecta parte de la hoja de cálculo programada para la determinación de esta resistencia, considerando las condiciones de fluencia y de pandeo lateral torsional, en el caso de ser aplicada:

Tabla 23. Resistencia nominal a la flexión – Viga N+0.20

RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN				
F2. MIEMBROS COMPACTOS				Si aplica
1. Fluencia				
$L_b \leq L_p$	$M_n = M_p = F_y Z_x$			
No aplica	M_n	1824636.00		Kg.cm
		18.25		t.m
	ϕM_n	16.43		t.m
2. Pandeo lateral torsional				
(a)	$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$			
$L_p < L_b \leq L_r$	$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$			
Si aplica	M_n	1783459.42		Kg.cm
		17.83		t.m
	ϕM_n	16.05		t.m
(b)	$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p$			
$L_b > L_r$	$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_s h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2}$			
No aplica	F_{cr}	11474.75		Kg/cm ²
	M_n	7138314.49		Kg.cm
		71.38		t.m
	ϕM_n	64.24		t.m
RESULTADO				
$\phi M_n > M_u$	16.05	>	5.59	OK
	t.m		t.m	

La resistencia nominal a corte está directamente influenciada con la relación entre la altura y el espesor del alma. El cálculo del coeficiente C_{v1} depende de la relación h/t_w , por lo que su valor es 1 al cumplir con la condición (a), como se muestra en la tabla 24. Por tanto, la resistencia nominal a corte es $\phi V_n = 43.72 t$, y al ser comparada con $V_u = 9.94 t$ se determina que el diseño es satisfactorio ante esta demanda.

Tabla 24. Resistencia nominal a corte – Viga N+0.20

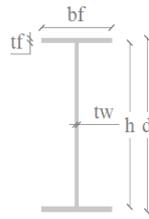
RESISTENCIA A CORTE			
(a)	Si aplica		
$h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$	42.50	\leq	73.23
$k_v = 5.34$ para almas no rigidizadas		C_{v1}	1.00
(b)	No aplica		
$h/t_w > 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$	42.50	$>$	73.23
$C_{v1} = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / F_y}}{\frac{h}{t_w}}$		C_{v1}	1.72
	$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1}$	V_n	43718.40 43.72 Kg t
RESULTADO			
$\phi V_n > V_u$	43.72 t	$>$	9.94 t OK

Una vez comprobado el diseño estructural de esta viga de alma homogénea, se procede al diseño de una sección que soporte las mismas demandas, con la incorporación de aberturas rectangulares en su alma, distribuidas en toda su longitud. Al igual que el análisis de la viga con alma homogénea, se definieron los datos de entrada y las propiedades geométricas de esta nueva sección de acero, como se muestran en las tablas 25 y 26:

Tabla 25. Datos de entrada para viga con aberturas rectangulares – Viga N+0.20

DATOS DE ENTRADA		
Límite elástico del acero (Kg/cm ²)	F_y	2530.00
Módulo elástico del acero (Kg/cm ²)	E	2.10E+06
Longitud de trabajo (m)	L_b	4.58
Momento Ultimo (t.m)	M_u	5.59
Cortante Ultimo (t)	V_u	9.94
Carga Uniforme (t/m)	w	4.34
Capacidad a cortante de la viga sin abertura (t)	\bar{V}_p	52.59

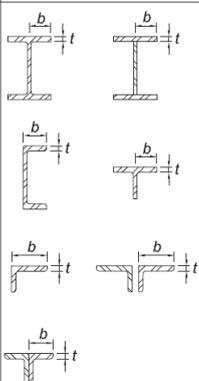
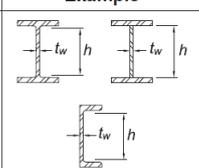
Tabla 26. Propiedades geométricas viga con aberturas rectangulares – Viga N+0.20



PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LA SECCIÓN		
Profundidad (mm)	d	450.00
Ancho del alma (mm)	h	430.00
Ancho del ala (mm)	b_f	140.00
Espesor del alma (mm)	t_w	8.00
Espesor del ala (mm)	t_f	10.00
Distancia entre centroides de alas (mm)	h_o	440.00
Área bruta (mm ²)	A_g	6240.00
Área del alma (mm ²)	A_w	3600.00
Constante de alabeo (mm ⁶)	C_w	2.22E+11
Constante torsional (mm ⁴)	J	168426.67
Módulo plástico en X (mm ³)	Z_x	985800.00
Módulo plástico en Y (mm ³)	Z_y	104880.00
Módulo elástico en X (mm ³)	S_x	837991.11
Módulo elástico en Y (mm ³)	S_y	65595.43
Radio de giro en X (mm)	r_x	173.83
Radio de giro en Y (mm)	r_y	27.13
Momento de inercia en X (mm ⁴)	I_x	188548000.00
Momento de inercia en Y (mm ⁴)	I_y	4591680.00

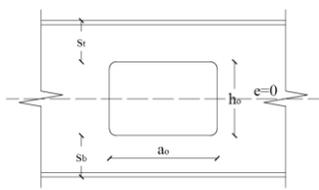
Es importante garantizar que la nueva sección aligerada propuesta para su incorporación en la estructura metálica tenga características sísmicamente compactas en sus elementos; por tanto, se procede a analizar este factor con respecto a lo establecido en la AISC 341-16 [5], como se muestra en la tabla 27:

Tabla 27. Relación de esbeltez viga con aberturas rectangulares – Viga N+0.20

RELACIÓN DE ESBELTEZ DE LA SECCIÓN CON ABERTURAS				
(a) Alas				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
λ	λ_{hd}	λ_{md}	Característica	
7.00	7.53	9.41	Sísmicamente compacto	
(b) Almas				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	h/t_w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
λ	λ_{pw}	Característica		
53.75	60.46	Sísmicamente compacto		

Posteriormente, se procede al dimensionamiento de las aberturas rectangulares conforme con la Guía de diseño en acero No. 2 [15], como se muestra en la tabla 28:

Tabla 28. Dimensionamiento de aberturas rectangulares – Viga N+0.20



DIMENSIONAMIENTO DE ABERTURAS RECTANGULARES		
Longitud abertura (mm)	a_o	300.00
Profundidad (mm)	h_o	260.00
Profundidad T superior (mm)	S_t	95.00
Profundidad T inferior (mm)	S_b	95.00
Excentricidad apertura (mm)	e	0.00
Reduccion neta del area de la sección (mm ²)	ΔA_s	2080.00

La abertura propuesta debe cumplir con un determinado número de requerimientos de proporcionalidad, con el fin de aprovechar la máxima capacidad de la sección. Consecuentemente, en la tabla 29 se proyectan estos requerimientos, demostrando la factibilidad en el dimensionamiento establecido de la abertura rectangular en la tabla 28.

Tabla 29. Requerimientos de proporcionalidad abertura rectangular – Viga N+0.20

PROPORCIONALIDAD ABERTURA CON RESPECTO A LA SECCIÓN DE LA VIGA						
A. Propiedades de la sección y límites de cortante nominal de la abertura						
1. Dimensiones de la viga y límites de cortante nominal de la abertura						
(a) Relación ancho espesor del ala comprimida						
$\frac{b_f}{2t_f} < \frac{65}{\sqrt{F_y}}$	7.00	<	10.83		OK	
(b) Relación ancho espesor del alma						
$\frac{d - 2t_f}{t_w} \leq \frac{420}{\sqrt{F_y}}$	53.75		70.00		Si aplica	
$\frac{a_o}{h_o} < 3$	1.15	<	3.00		OK	
$V_m < \frac{2}{3} \bar{V}_p$	11.10 Kg	<	35.06 Kg		OK	
$\frac{420}{\sqrt{F_y}} < \frac{d - 2t_f}{t_w} \leq \frac{520}{\sqrt{F_y}}$	70.00	<	53.75	86.67	No aplica	
$\frac{a_o}{h_o} < 2.2$			1.15	<	2.20	No aplica
$V_m < 0.45 \bar{V}_p$			11.10 Kg	<	23.67 Kg	No aplica
2. Dimensiones de aberturas						
$h_o \leq 0.7d$	260.00		315.00		OK	
$p_o = \left(\frac{a_o}{h_o}\right) + \left(\frac{6h_o}{d}\right) \leq 5.6$	4.62		5.60		OK	
3. Dimensiones de las regiones T						
(a) Profundidad						
$s_t \geq 0.15d$	95.00		67.50		OK	
$s_b \geq 0.15d$	95.00		67.50		OK	
(b) Relación de aspecto						
$v_t = \frac{a_o}{s_t} \leq 12$	3.16		12.00		OK	
$v_b = \frac{a_o}{s_b} \leq 12$	3.16		12.00		OK	
B. Otras consideraciones						
(a) Pandeo de la región T a compresión						
$v_t = \frac{a_o}{s_t} < 4$	3.16	<	4.00		OK	
(b) Radios de las esquinas de las aberturas						
$2t_w$	16.00	mm		Asumido		
$\frac{5}{8} in$	15.88	mm	16.00	mm	OK	

Posterior a esta verificación, se procede al cálculo de la máxima capacidad a flexión ϕM_m y corte ϕV_m de la abertura, como se muestra en la tabla 30. La determinación de los coeficientes α_{vb} y α_{vt} , que relacionan la capacidad nominal máxima a corte con la capacidad plástica a corte, tanto para la T superior como para la T inferior, fue posible a través del gráfico de la figura 46, proyectando los valores de relación de aspecto v_t y v_b , correspondientes a cada T, para un coeficiente $\mu = 0$.

Tabla 30. Cálculo de la máxima capacidad a flexión y corte de la viga con aberturas rectangulares – Viga N+0.20

CÁLCULO DE LA MÁXIMA CAPACIDAD A FLEXIÓN			
$M_p = F_y Z_x$	M_p	24.94	t.m
$\phi M_m = \phi M_p \left[1 - \frac{\Delta A_s \left(\frac{h_o}{4} + e \right)}{Z_x} \right]$	ϕM_m	19.37	t.m
CÁLCULO DE LA MÁXIMA CAPACIDAD A CORTE			
(a) T inferior			
$V_{pb} = \frac{F_y t_w S_b}{\sqrt{3}}$		11.10	t
α_{vb}		0.50	Según gráfico
$V_{mb} = V_{pb} \alpha_{vb}$		5.55	t
(b) T superior			
$V_{pt} = \frac{F_y t_w S_t}{\sqrt{3}}$		11.10	t
α_{vt}		0.50	Según gráfico
$V_{mt} = V_{pt} \alpha_{vt}$		5.55	t
(c) Capacidad total a corte			
$V_m = V_{mb} + V_{mt}$		11.10	t
ϕV_m		9.99	t

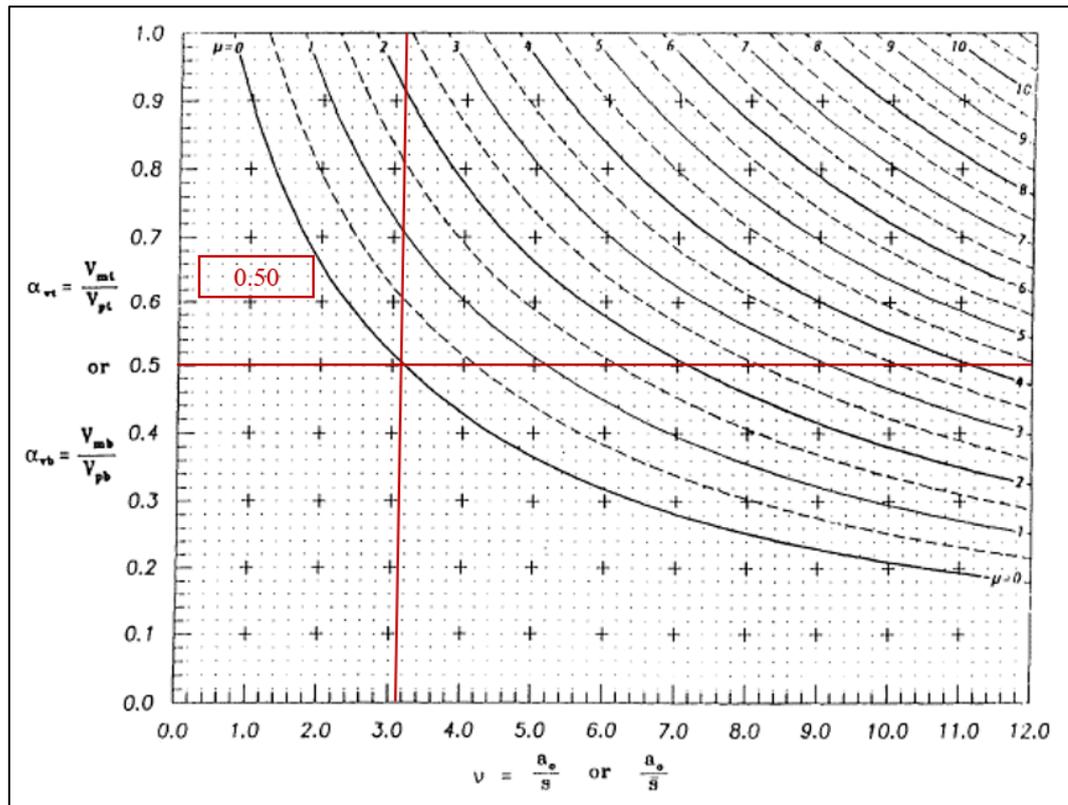


Figura 46. Relación entre capacidad nominal máxima a corte con la capacidad plástica a corte, tanto para la T superior como para la T inferior – Viga N+0.20

Conocidas las cuantías de las máximas capacidades a flexión ϕM_m y corte ϕV_m de las aberturas rectangulares, se procede a verificar la factibilidad para la distribución de estas aberturas en toda la longitud del alma de la viga. Para esto, se presenta la tabla 31 en la que se analiza la distribución de las demandas últimas de momento M_u y corte V_u en cinco (5) puntos de la mitad de la longitud total de la viga en cuestión (4.58m).

Tabla 31. Localizaciones admisibles de aberturas rectangulares – Viga N+0.20

LOCALIZACIONES ADMISIBLES ABERTURAS RECTANGULARES								
Punto	Distancia		$V_u (t)$	$M_u (t.m)$	$V_u / \phi V_m$	$M_u / \phi M_m$	ϕV_n	R
	desde	apoyo						
1	0.46		7.95	4.11	0.7958	0.2122	9.93	0.8006
2	0.92		5.96	7.31	0.5966	0.3774	9.27	0.6429
3	1.38		3.98	9.58	0.3984	0.4946	6.99	0.5694
4	1.84		1.99	10.94	0.1992	0.5648	3.47	0.5735
5	2.30		0.00	11.38	0.0000	0.5875	-	-

Como se puede apreciar, el factor $R = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{M_u}{\phi M_n}$ posee cuantías inferiores a 1.00 en los cinco (5) puntos analizados; por tanto, la distribución de las aberturas se puede realizar en toda la longitud total de la viga en cuestión.

Por último, se define la distribución de las aberturas rectangulares con respecto al distanciamiento entre estas y la distancia desde el apoyo a la primera abertura, como se muestra en la tabla 32.

Tabla 32. Distribución entre aberturas rectangulares – Viga N+0.20

DISTRIBUCIÓN ENTRE ABERTURAS RECTANGULARES			
(a) Distancia entre aberturas			
$S \geq h_o$	260.00 mm		Asumido
$S \geq a_o \left(\frac{\frac{V_u}{\phi V_p}}{1 - \frac{V_u}{\phi V_p}} \right)$	79.75 mm	260.00 ≤ mm	260.00 mm Si cumple
(b) Distancia desde el apoyo a la primera abertura			
$S_o \geq d + \frac{a_o}{2}$	600.00 mm	600.00 ≤ mm	600.00 mm Si cumple

Como resultado, se presenta en la figura 47 el diseño definitivo de una viga con aberturas rectangulares, capaz de absorber las diversas demandas de carga que fueron sometidas sobre la viga de alma homogénea durante el análisis y diseño estructural por software, descritas en los apartados 4.1 y 4.2, respectivamente, de la presente investigación.

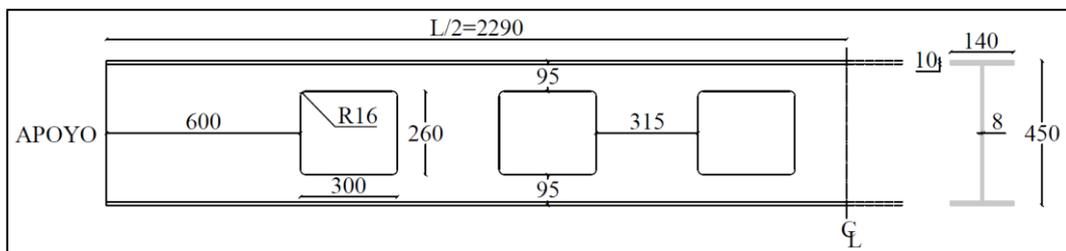


Figura 47. Diseño definitivo de viga con aberturas rectangulares – Viga N+0.20

Como se describió en el apartado 2.3.5 del presente estudio, es posible diseñar vigas aligeradas con aberturas circulares a partir de vigas rectangulares, sustituyendo la profundidad h_o y longitud a_o por el diámetro de la abertura circular D_o . En efecto, se realiza la misma metodología de diseño de aberturas rectangulares, denominada como “Método 1” para el diseño de aberturas circulares. En la tabla 33 y 34 se refleja el dimensionamiento propuesto de la abertura circular y su verificación de proporcionalidad, respectivamente:

Tabla 33. Dimensionamiento de aberturas circulares – V+0.20

DIMENSIONAMIENTO DE ABERTURAS CIRCULARES		
Longitud abertura (mm)	D_o	320.00
Profundidad T superior (mm)	S_t	81.00
Profundidad T inferior (mm)	S_b	81.00
Excentricidad apertura (mm)	e	0.00
Reducción neta del área de la sección (mm ²)	ΔA_s	2560.00

Tabla 34. Verificación de proporcionalidad de aberturas circulares – Viga N+0.20

PROPORCIONALIDAD DE LA ABERTURA CON RESPECTO A LA SECCIÓN DE LA VIGA

A. Propiedades sección y límites de cortante nominal de la abertura

1. Dimensiones de las regiones T

(a) Profundidad

$s_t \geq 0.15d$	81.00	\geq	67.50	OK
------------------	-------	--------	-------	----

$s_b \geq 0.15d$	81.00	\geq	67.50	OK
------------------	-------	--------	-------	----

(b) Relación de aspecto

$v_t = \frac{a_o}{s_t} \leq 12$	1.78	\leq	12.00	OK
---------------------------------	------	--------	-------	----

$v_b = \frac{a_o}{s_b} \leq 12$	1.78	\leq	12.00	OK
---------------------------------	------	--------	-------	----

B. Otras consideraciones

(a) Pandeo de la región T a compresión

$v_t = \frac{a_o}{s_t} < 41.78$	$<$	4.00	OK
---------------------------------	-----	------	----

Posteriormente, se ejecuta el cálculo de la máxima capacidad a flexión y corte de estas aberturas, determinando los valores de relación de aspecto v_t y v_b , correspondientes a cada T, para un coeficiente $\mu = 0$, como se muestra en el gráfico de la figura 48:

Tabla 35. Cálculo de la máxima capacidad a flexión y corte de la viga con aberturas circulares – Viga N+0.20

CÁLCULO DE LA MÁXIMA CAPACIDAD A FLEXIÓN			
$M_p = F_y Z_x$	M_p	24.94	t.m
$\phi M_m = \phi M_p \left[1 - \frac{\Delta A_s \left(\frac{D_o}{4} + e \right)}{Z_x} \right]$	ϕM_p	17.78	t.m
CÁLCULO DE LA MÁXIMA CAPACIDAD A CORTE			
(a) T inferior			
$V_{pb} = \frac{F_y t_w S_b}{\sqrt{3}}$		9.47	t
α_{vb}		0.70	Según gráfico
$V_{mb} = V_{pb} \alpha_{vb}$		6.63	t
(b) T superior			
$V_{pt} = \frac{F_y t_w S_t}{\sqrt{3}}$		9.47	t
α_{vt}		0.70	Según gráfico
$V_{mt} = V_{pt} \alpha_{vt}$		6.63	t
(c) Capacidad total a corte			
$V_m = V_{mb} + V_{mt}$		13.26	t
ϕV_m		11.93	t

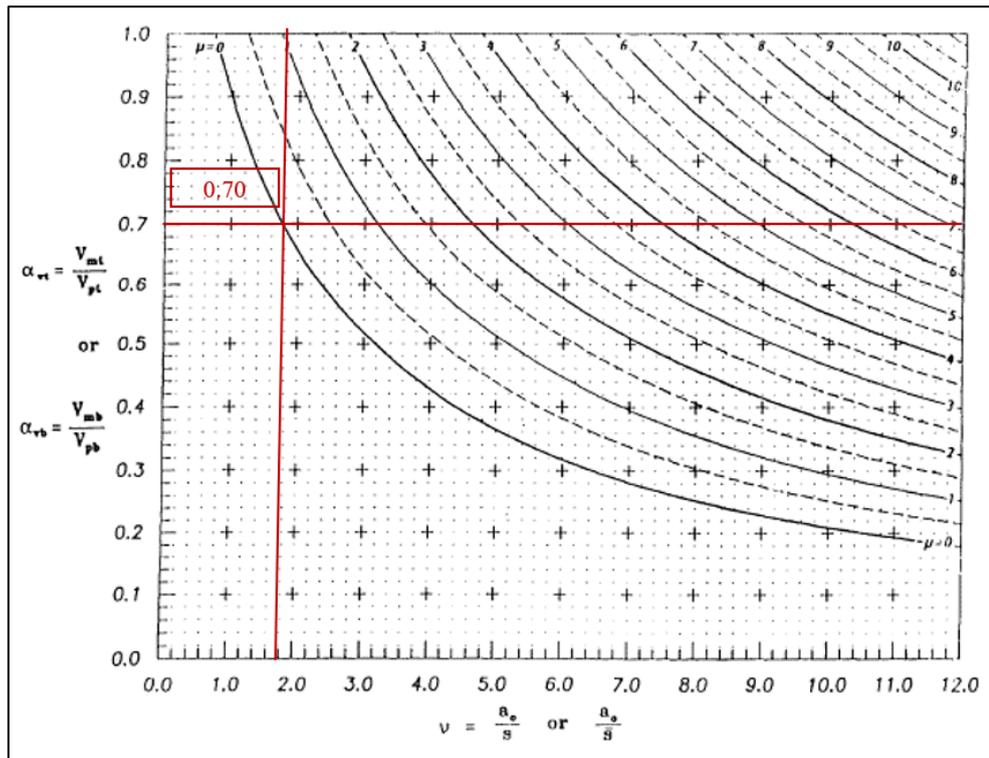


Figura 48. Relación entre capacidad nominal máxima a corte con la capacidad plástica a corte, tanto para la T superior como para la T inferior – Viga N+0.20

Se procede a verificar la factibilidad para la distribución de estas aberturas en toda la longitud del alma de la viga, con la misma metodología ejecutada para el análisis de aberturas rectangulares, como se visualiza en la tabla 36:

Tabla 36. Localizaciones admisibles de aberturas circulares – Viga N+0.20

LOCALIZACIONES ADMISIBLES ABERTURAS CIRCULARES								
Punto	Distancia		V_u (t)	M_u (t.m)	$V_u/\phi V_m$	$M_u/\phi M_m$	ϕV_n	R
	desde	apoyo						
1	0.46		7.95	4.11	0.6664	0.2312	11.77	0.6754
2	0.92		5.96	7.31	0.4996	0.4111	10.29	0.5792
3	1.38		3.98	9.58	0.3336	0.5388	6.88	0.5785
4	1.84		1.99	10.94	0.1668	0.6153	3.21	0.6199
5	2.30		0.00	11.38	0.0000	0.6400	-	-

Finalmente, se define la distribución de las aberturas circulares con respecto al distanciamiento entre estas y la distancia desde el apoyo a la primera abertura, como se muestra en la tabla 37:

Tabla 37. Distribución entre aberturas circulares – Viga N+0.20

DISTRIBUCIÓN ENTRE ABERTURAS CIRCULARES			
(a) Distancia entre aberturas			
$S \geq h_o$	320.00	Asumido	
	mm	320.00	Si cumple
$S \geq a_o \left(\frac{\frac{V_u}{\phi V_p}}{1 - \frac{V_u}{\phi V_p}} \right)$	38.28		
	mm	mm	
(b) Distancia desde el apoyo a la primera abertura			
$S_o \geq d + \frac{a_o}{2}$	522.00	Asumido	
		530.00	Si cumple

Como resultado, se presenta en la figura 49 el diseño definitivo de una viga con aberturas circulares con el método 1, capaz de absorber las diversas demandas de carga que fueron sometidas sobre la viga de alma homogénea.

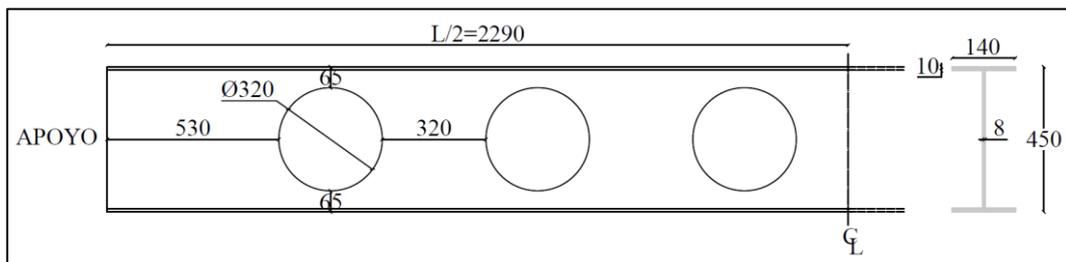


Figura 49. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 1 – Viga N+0.20

A continuación, se presenta la secuencia de diseño estructural de una viga aligerada con aberturas circulares bajo el método 2 con las mismas condiciones de carga con la que fue idealizada la viga del método 1.

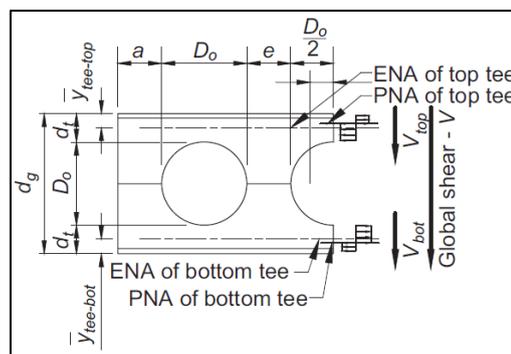


Figura 50. Caracterización de variables para diseño aberturas circulares, Método 2

El método 2 consiste en la definición de las propiedades de una viga con alma homogénea y las propiedades de la sección crítica de una viga tras ser sometida a un proceso de perforación en su alma. Por tanto, se presentan las siguientes tablas concernientes a los datos de entrada para el diseño y las propiedades mencionadas anteriormente. Adicionalmente, la dimensión de la abertura debe cumplir con límites establecidos por este documento técnico para su aplicabilidad. Para el presente caso, se procede a realizar el diseño de una viga con abertura circular de diámetro $D_o = 320\text{mm}$ para el nivel N+0.20 con una longitud de 4.58m.

Tabla 38. Datos de entrada viga abertura circular, Método 2 – Viga N+0.20

DATOS ENTRADA	
D (Kg/m)	1026.20
L (Kg/m)	871.18
w (Kg/m)	2625.33
G (Kg/cm ²)	787450.00
E (Kg/cm ²)	2.10E+06
F_y (Kg/cm ²)	2530.00
F_u (Kg/cm ²)	4080.00
L_b (m)	4.58

Tabla 39. Propiedades de viga homogénea, Método 2 – Viga N+0.20

PROPIEDADES VIGA HOMOGENEA	
A (mm ²)	6200.00
d (mm)	360.00
h (mm)	340.00
b_f (mm)	140.00
t_w (mm)	10.00
t_f (mm)	10.00
S_x (mm ³)	658481.48
Z_x (mm ³)	779000.00
I_x (mm ⁴)	118526666.67

Tabla 40. Dimensiones de la abertura, Método 2 – Viga N+0.20

DIMENSIONES ABERTURA		CHEQUEO LÍMITES APLICABILIDAD		
D_o (mm)	320	S/D_o	1.19	OK
S (mm)	380			
e (mm)	60.00		$1.08 < S/D_o < 1.5$	
$loss$ (mm)	2.84			
d_g (mm)	517.16	d_g/D_o	1.62	OK
d_{t-net} (mm)	98.58			
y (mm)	142.88		$1.25 < d_g/D_o < 1.75$	
d_{t-crit} (mm)	115.70			

Tabla 41. Propiedades de la sección T de la viga, Método 2 – Viga N+0.20

CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA SECCIÓN T DE LA VIGA	
A_{net} (mm^2)	4571.6
\bar{y} (mm)	258.58
$d_{efec-net}$ (mm)	468.96
I_{x-net} (mm^4)	255168441.26
S_{x-net} (mm^3)	986806.56
Z_{x-net} (mm^3)	1071948.77

Tabla 42. Propiedades de la sección crítica de la viga, Método 2 – Viga N+0.20

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN CRÍTICA DE LA VIGA	
A_{crit} (mm^2)	4914
\bar{y} (mm)	258.58
$d_{efec-crit}$ (mm)	457.38
I_{x-crit} (mm^4)	263020612.48
S_{x-crit} (mm^3)	1017173.07
Z_{x-crit} (mm^3)	1123782.66

Tabla 43. Propiedades de la sección gruesa de la viga, Método 2 – Viga N+0.20

PROPIEDADES DE LA SECCIÓN GRUESA DE LA VIGA	
A_{gross} (mm^2)	7771.6
$I_{x-gross}$ (mm^4)	282475107.93
$S_{x-gross}$ (mm^3)	1092408.96

Tabla 44. Propiedades de las secciones T superior e inferior en el centro de la
abertura, Método 2 – Viga N+0.20

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES T SUPERIOR E INFERIOR EN EL CENTRO DE LA ABERTURA			
$A_{tee-net}$ (mm^2)	2285.80	x (mm)	92.67
$\bar{y}_{tee-net}$ (mm)	74.48	S_{x-top} (mm^3)	79209.42
$I_{x-tee-net}$ (mm^4)	1908947.07	I_y (mm^4)	2375246.67
r_x (mm)	28.90	r_y (mm)	32.24
S_{x-bot} (mm^3)	25630.33	Z_x (mm^3)	55470.35
J (mm^4)	77860.00	y_o (mm)	70.76

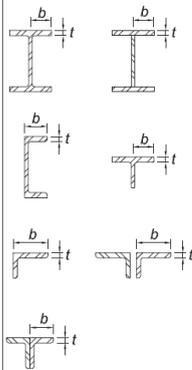
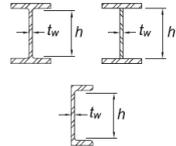
Tabla 45. Propiedades de las secciones T superior e inferior de la sección crítica,

Método 2 – Viga N+0.20

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES T SUPERIOR E INFERIOR EN LA SECCIÓN CRÍTICA			
$A_{tee-crit} (mm^2)$	2457.00	$x (mm)$	108.76
$\bar{y}_{tee-crit} (mm)$	85.81	$S_{x-top} (mm^3)$	100748.68
$I_{x-tee-crit} (mm^4)$	3011377.98	$I_y (mm^4)$	2392366.67
$r_x (mm)$	35.009	$r_y (mm)$	31.20
$S_{x-bot} (mm^3)$	35093.56	$Z_x (mm^3)$	73640.89
$J (mm^4)$	83566.667	$y_o (mm)$	81.52

Al igual el método 1, se procede a la verificación de la relación de esbeltez de la sección determinada por este método para garantizar un comportamiento sísmicamente compacto de este perfil, como se presenta en la tabla 46:

Tabla 46. Relación de esbeltez de la sección con aberturas, Método 2 – Viga N+0.20

RELACIÓN DE ESBELTEZ DE LA SECCIÓN CON ABERTURAS				
(a) Alas				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
λ	λ_{hd}	λ_{md}	Característica	
7.00	7.53	9.41	Sísmicamente compacto	
(b) Almas				
Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio		Example
		λ_{hd} Highly Ductile Members	λ_{md} Moderately Ductile Members	
Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces	h/t_w	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
λ	λ_{pw}	Característica		
49.72	59.75	Sísmicamente compacto		

Una vez definidos estos parámetros geométricos, se realiza el “Chequeo a Flexión Vierendeel”; el cual, consiste en el cálculo de los siguientes parámetros:

- Cortante y momento global en cada abertura

Tabla 47. Cortante y momento global en cada abertura, Método 2 – Viga N+0.20

CORTANTE Y MOMENTO GLOBAL EN CADA ABERTURA							
No. Abertura	X_i (m)	CORTE GLOBAL			MOMENTO GLOBAL		
		D (Kg)	L (Kg)	V_r (Kg)	D (Kg)	L (Kg)	M_r (Kg – m)
0	0.00	2350.00	1995.00	6012.00	0.00	0.00	0.00
1	0.22	2124.24	1803.34	5434.43	492.17	417.82	1259.12
2	0.60	1734.28	1472.29	4436.80	1225.29	1040.19	3134.65
3	0.98	1344.32	1141.24	3439.17	1810.22	1536.76	4631.08
4	1.36	954.37	810.20	2441.56	2246.97	1907.53	5748.41
Bm. CL	2.29	0.00	0.00	0.00	2690.75	2284.27	6883.73

- Fuerza axial local y momento Vierendeel en cada abertura

Tabla 48. Fuerza axial local y momento Vierendeel en cada abertura, Método 2 – Viga N+0.20

FUERZA AXIAL LOCAL Y MOMENTO VIERENDEEL EN CADA ABERTURA					
No. Abertura	X_i (m)	FUERZAS AXIALES		MOMENTOS VIERENDEEL	
		Momento global M_r (Kg – m)	Fuerza axial local P_r (Kg)	Corte global V_r (Kg)	Momento Vierendeel local M_{Vr} (Kg – m)
0	0.00	0.00	0.00	6012.00	240.48
1	0.22	1259.12	2752.90	5434.43	217.38
2	0.60	3134.65	6853.49	4436.80	177.47
3	0.98	4631.08	10125.24	3439.17	137.57
4	1.36	5748.41	12568.13	2441.56	97.66
Bm. CL	2.29	6883.73	15050.35	0.00	0.00

- Cálculo del cortante admisible y resistencia a flexión de la región T superior e inferior en la sección crítica

Tabla 49. Relación límite ancho – espesor alas y alma, Método 2 – Viga N+0.20

RELACIONES LÍMITE ANCHO - ESPESOR PARA ALAS Y ALMA					
(a) Relación límite entre ancho y espesor en las alas					
λ_p	10.95				
λ	7.00	OK	$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda = \frac{b}{t}$	
(b) Relación límite entre ancho y espesor del ala					
λ_r	21.61				
λ	11.57	OK	$\lambda_r = 0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$\lambda = \frac{d_{t-crit}}{t_w}$	
* Las alas y el alma de las regiones T de la sección crítica tienen características no esbeltas; por tal motivo, no es necesario considerar el cálculo de la resistencia admisible a compresión, según AISC 360-16, sección E7.					

- Cálculo del esfuerzo axial admisible (compresión) de la región T

Tabla 50. Esfuerzo axial admisible (compresión) de la región T, Método 2 – Viga
N+0.20

CÁLCULO DEL ESFUERZO AXIAL ADMISIBLE (COMPRESIÓN) DE LA REGIÓN T			
(a) Pandeo por flexión			
$\frac{L_c}{r_x} = \frac{K_x \left(\frac{D_o}{2}\right)}{r_x}$	2.97	No gobierna	
$\frac{L_c}{r_y} = \frac{K_y \left(\frac{D_o}{2}\right)}{r_y}$	5.13	Gobierna	
$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}$	787564.88		Kg/cm ²
El cálculo de esta variable está en función de las siguientes tres (3) condiciones:			
	$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	135.70	
(1)	$\frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Si aplica	$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$ 2526.60 Kg/cm²
(2)	$\frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No aplica	$F_{cr} = 0.877 F_e$ 690694.40 Kg/cm ²
	$P_n = F_{cr} A_{tee-crit}$	62078.56	Kg/cm²
(b) Pandeo flexo-torsional			
	$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y}\right)^2}$	788116.27	Kg/cm ²
	$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(L_{cz})^2} + GJ \right] \frac{1}{A_{tee-crit} \bar{r}_o^2}$	3065.23	Kg/cm ²
	$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$	88.45	cm ²
	$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}$	0.25	
	$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right]$	3056.31	Kg/cm ²
	$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$	1789.16	Kg/cm ²
	$P_n = F_{cr} A_{tee-crit}$	43959.66	Kg
Tomado de tabla: FUERZA AXIAL LOCAL Y MOMENTO VIERENDEEL EN ABERTURAS			
	P_r	15050.35	Kg
	$P_u = \phi_c P_n$	39563.694	Kg
		OK	

- Cálculo de la resistencia admisible a flexión de la región T

Tabla 51. Resistencia admisible a flexión de la región T, Método 2 – Viga N+0.20

CÁLCULO DE LA RESISTENCIA ADMISIBLE A FLEXIÓN DE LA REGIÓN T						
(a) Fluencia						
$M_p = M_y = F_y S_{x-bot}$		88786.71		Kg-cm		
(b) Pandeo local del alma de la T						
$\frac{d}{t_w}$	11.57	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	24.20	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	43.79	
Se aplican tres (3) condiciones para el cálculo de Mn:						
(1)	$\frac{d}{t_w} \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Si aplica	$F_{cr} = F_y$	2530.00 Kg/cm ²	$M_n = F_{cr} S_x$	88786.71 Kg-cm
(2)	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_w} \leq 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No aplica	$F_{cr} = (1.43 - 0.515 \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}}) F_y$	3094.65 Kg/cm ²	$M_n = F_{cr} S_x$	108602.29 Kg-cm
(3)	$\frac{d}{t_w} > 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	No aplica	$F_{cr} = \frac{1.52E}{(\frac{d}{t_w})^2}$	23844.94 Kg/cm ²	$M_n = F_{cr} S_x$	836803.83 Kg-cm
Tomado de tabla: FUERZA AXIAL LOCAL Y MOMENTO VIERENDEEL EN ABERTURAS						
M_{vr}		240.48		Kg-m		
$M_u = \phi_b M_n$		799.08		Kg-m		
		OK				

Posteriormente, se realiza el chequeo de la región T para cargas combinadas axiales y de flexión. Este chequeo consiste en la identificación de las fuerzas locales generadas en las regiones T con respecto a esfuerzos cortantes y momentos en cada una de las aberturas de la viga. El diseño es satisfactorio cuando se han determinado coeficientes $I_{max} < 1$ para cada una de las aberturas.

Tabla 52. Chequeo de la región T para cargas combinadas axiales y de flexión, Método 2 – Viga N+0.20

CHEQUEO LRFD POR ITERACIONES							
No. Abertura	X_i (m)	FUERZAS LOCALES EN T		CHEQUEO LRFD POR ITERACIONES			Iteración
		P_r (Kg)	M_{vr} (Kg.m)	P_r/P_c	EQ. H1-1a	EQ. H1-1b	
0	0.00	0.00	240.48	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.22	2752.90	217.38	0.070	0.312	0.307	0.312
2	0.60	6853.49	177.47	0.173	0.370	0.309	0.370
3	0.98	10125.24	137.57	0.256	0.409	0.300	0.409
4	1.36	12568.13	97.66	0.318	0.427	0.281	0.427
Bm. CL	2.29	15050.35	0.00	0.380	0.380	0.190	0.380
EQ. H1-1a		EQ. H1-1b		$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$	I_{max}	0.427	OK

El chequeo del pandeo post alma consiste en el cálculo de la resistencia a la flexión por pandeo post alma y de la resistencia admisible a la flexión post alma; por tanto, la secuencia de cálculo relacionado a este chequeo se presenta en la tabla 53:

Tabla 53. Chequeo pandeo post alma, Método 2 – Viga N+0.20

CHEQUEO PANDEO POST ALMA				
Post Alma No.	X_i (m)	$T_{r(i)}$ (Kg)	$T_{r(i+1)}$ (Kg)	V_{uh} (Kg)
1	0.41	6853.49	2752.90	4100.59
2	0.79	10125.24	6853.49	3271.75
3	1.17	12568.13	10125.24	2442.89
4	1.55	15050.35	12568.13	2482.22
$V_{rh} = T_{r(i)} - T_{r(i+1)} $			$V_{uh\ max}$ (Kg)	4100.59
(a) Cálculo de la resistencia a la flexión por pandeo post alma				
	$V_{uh\ max}$	4100.59	Kg	
	$M_u = 0.90 \frac{D_o}{2} V_{uh}$	590.48	Kg-m	
(b) Cálculo de la resistencia admisible a la flexión post alma				
	$M_e = \frac{t_w(S - D_o + 0.564D_o)^2}{6} F_y$	2438.52	Kg-m	
	$C1 = 5.097 + 0.1464 \left(\frac{D_o}{t_w}\right) - 0.00174 \left(\frac{D_o}{t_w}\right)^2$	8.00		
	$C1 = 1.441 + 0.0625 \left(\frac{D_o}{t_w}\right) - 0.000683 \left(\frac{D_o}{t_w}\right)^2$	2.74		
	$C1 = 3.645 + 0.0853 \left(\frac{D_o}{t_w}\right) - 0.00108 \left(\frac{D_o}{t_w}\right)^2$	5.27		
	$\frac{M_{allow}}{M_e} = C1 \left(\frac{S}{D_o}\right) - C2 \left(\frac{S}{D_o}\right)^2 - C3$	0.37		
	M_u	590.48	Kg-m	
	$\phi_b \left(\frac{M_{allow}}{M_e}\right) M_e$	812.03	Kg-m	
		OK		

Chequeo del cortante horizontal y vertical

Tabla 54. Chequeo pandeo post alma, Método 2 – Viga N+0.20

CHEQUEO DEL CORTANTE HORIZONTAL Y VERTICAL		
Se toma el valor de la tabla: CHEQUEO PANDEO POST ALMA		
V_{uh}	4100.59	Kg
$\phi_v V_{uh} = 0.6F_y(et_w)$	9108.00	Kg
	OK	

Chequeo del cortante vertical en la sección neta de la viga

Tabla 55. Chequeo del cortante vertical en la sección neta de la viga, Método 2 – Viga N+0.20

CHEQUEO DEL CORTANTE VERTICAL EN LA SECCIÓN NETA DE LA VIGA					
$\frac{h}{t_w} = \frac{d_{t-net}}{t_w}$	9.858	$1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$	34.72	$1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$	43.24
El cálculo de esta variable está en función de las siguientes tres (3) condiciones:					
(1)	$\frac{d_{t-net}}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$	Si aplica	C_{v2}	1.00	
(2)	$1.10 \sqrt{k_v E / F_y} < \frac{d_{t-net}}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$	No aplica	C_{v2}	3.52	
(3)	$\frac{d_{t-net}}{t_w} > 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$	No aplica	C_{v2}	15.37	
Se toma el valor de la tabla: FUERZA AXIAL LOCAL Y MOMENTO VIERENDEEL EN CADA ABERTURA					
	V_u	5434.43	Kg		
	$\phi_v V_{n-net} = \phi_v 0.6 F_y (2 d_{t-net} t_w) C_{v2}$	29928.89	Kg		
		OK			

Chequeo de cortante vertical en la sección gruesa de la viga

Tabla 56. Chequeo del cortante vertical en la sección gruesa, Método 2 – Viga N+0.20

CHEQUEO DE CORTANTE VERTICAL EN LA SECCIÓN GRUESA DE LA VIGA					
$\frac{h}{t_w}$	49.72	$1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$	73.23		
El cálculo de esta variable está en función de las siguientes dos (2) condiciones:					
(1)	$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$	Si aplica	C_{v1}	1.00	
(2)	$\frac{h}{t_w} > 1.10 \sqrt{k_v E / F_y}$	No aplica	C_{v1}	1.47	
Se toma el valor de la tabla: FUERZA AXIAL LOCAL Y MOMENTO VIERENDEEL EN CADA ABERTURA					
	V_u	6012.00	Kg		
	$\phi_v V_{n-gross} = \phi_v 0.6 F_y (d_g t_w) C_{v1}$	70654.40	Kg		
		OK			

Como resumen del diseño de vigas aligeradas con aberturas circulares bajo el método 2 se presenta la tabla 57; la cual, recopila las relaciones entre la demanda y capacidad de la viga aligerada con respecto a sus resistencias a corte horizontales y verticales.

Tabla 57. Chequeo del cortante vertical en la sección gruesa, Método 2 – Viga N+0.20

RESUMEN DE LAS RESISTENCIAS A CORTE DE LA VIGA			
(a) Corte horizontal			
$V_{uh}/\phi_v V_{n-horiz}$	0.450		OK
(b) Corte vertical			
$V_u/\phi_v V_{n-net}$	0.182		OK
(c) Corte vertical - sección gruesa			
$V_u/\phi_v V_{n-gross}$	0.085		OK

Se evidencia que la sección aligerada determinada por este método es satisfactoria para absorber las solicitaciones a cargas gravitacionales y ocupacionales sometidas a su sección de alma homogénea equivalente. Finalmente, la figura 51 representa las características geométricas de esta viga diseñada bajo las bases del método 2.

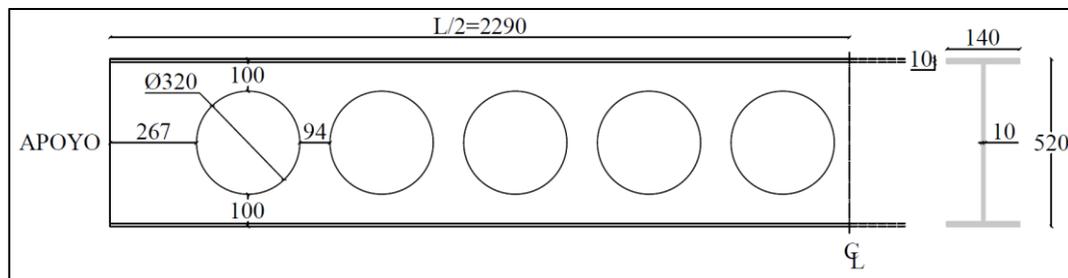


Figura 51. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 2 – Viga N+0.20

Para el diseño estructural de las vigas del nivel N+3.70 al N+9.10 y N+11.80 se realizó el mismo proceso de cálculo descrito anteriormente; subsecuentemente, se proyectan los diseños definitivos de las aberturas rectangulares y circulares, referentes a estas vigas.

4.3.2. Viga N+3.70, N+6.40 y N+9.10

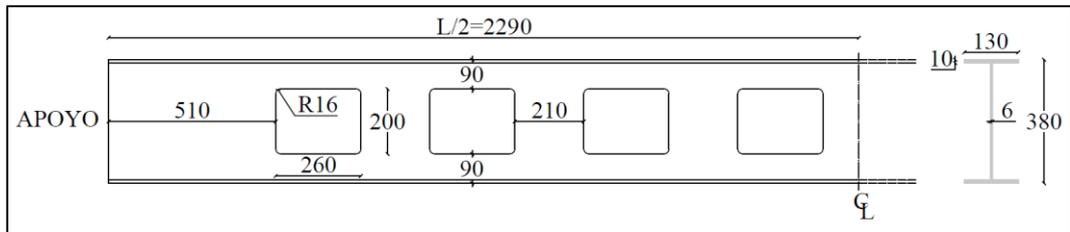


Figura 52. Diseño definitivo de viga con aberturas rectangulares – Viga N+3.70, N+6.40 y N+9.10

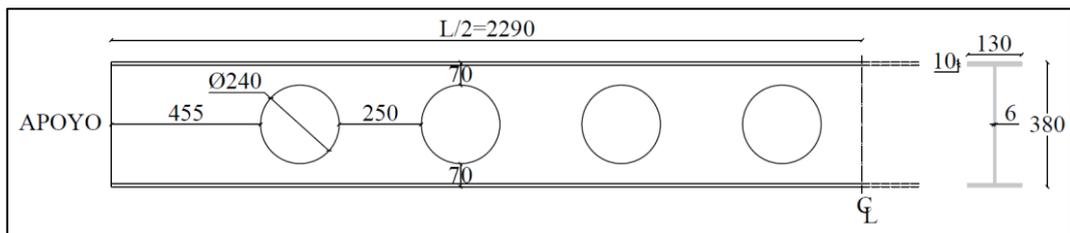


Figura 53. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 1 – Viga N+3.70, N+6.40 y N+9.10

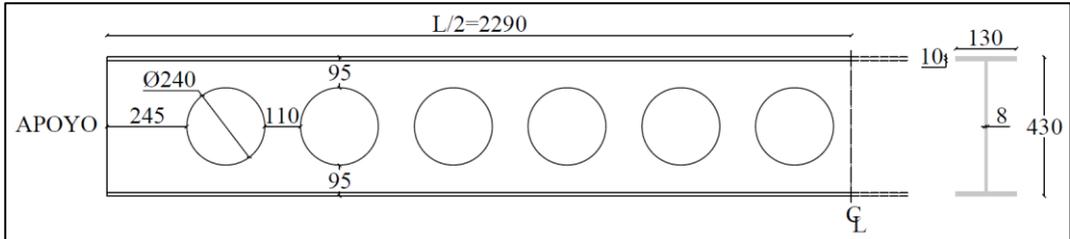


Figura 54. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 2 – Viga N+3.70, N+6.40 y N+9.10

4.3.3. Viga N+11.80

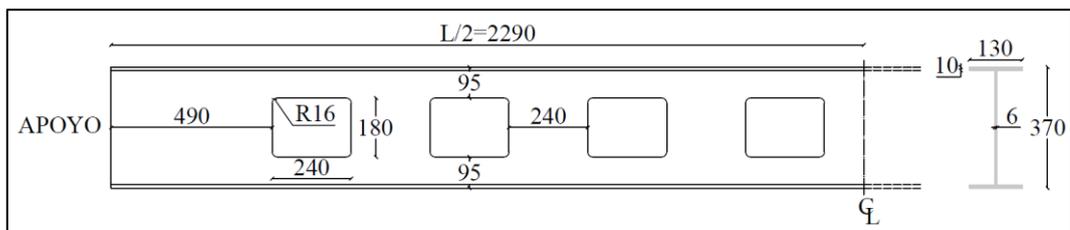


Figura 55. Diseño definitivo de viga con aberturas rectangulares – Viga N+11.80

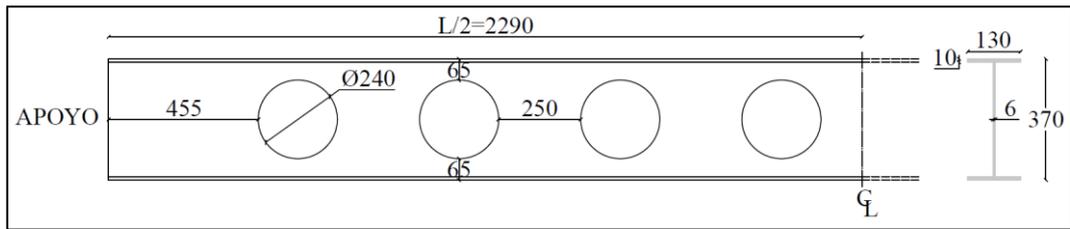


Figura 56. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 1 – Viga N+11.80

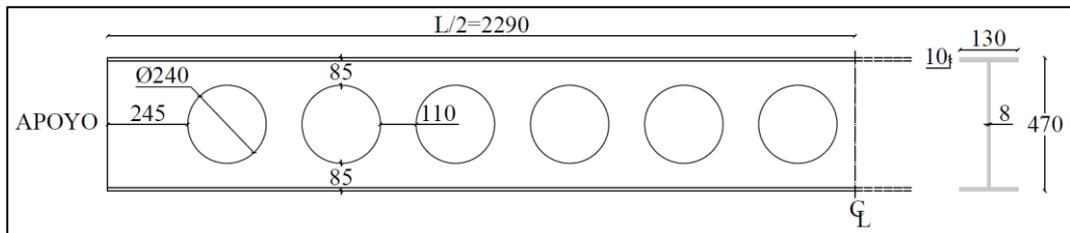


Figura 57. Diseño definitivo de viga con aberturas circulares, Método 2 – Viga N+11.80

4.3.4. Cálculo de deformaciones verticales, deformaciones laterales y esfuerzos de von-Mises entre vigas homogéneas y aligeradas

Las vigas de alma homogénea y sus vigas aligeradas equivalentes, de los niveles descritos anteriormente, fueron sometidas a un análisis estático estructural aplicando el método de elementos finitos, a través del software ANSYS 2022 R2 con licencia estudiantil, para la obtención de resultados con respecto a su comportamiento estructural bajo una condición de carga controlada.

El modelo matemático propuesto para el análisis de deformaciones y esfuerzos consistió en la idealización geométrica de la mitad de la longitud de cada una de estas vigas, con una condición de apoyo empotrada en uno de sus extremos, simulando la conexión a momento entre una viga principal y una columna. Adicionalmente, se dispuso de una carga puntual en su extremo libre que fue incrementada gradualmente por cinco (5) tiempos hasta alcanzar la magnitud equivalente a la demanda real con la que fueron diseñadas estructuralmente cada uno de estos elementos.

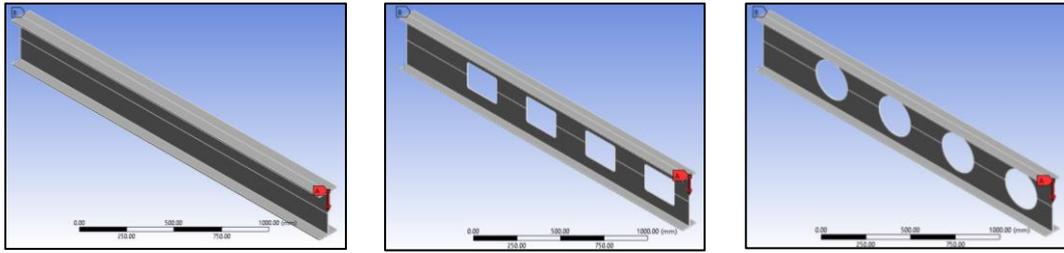


Figura 58. Modelos matemáticos para análisis estático estructural

El mallado del modelo matemático está condicionado a las limitaciones del número de elementos proporcionado por la licencia estudiantil de este software (128000 elementos). Sin embargo, la naturaleza del modelo permitió realizar el mallado con un tamaño de 10mm.

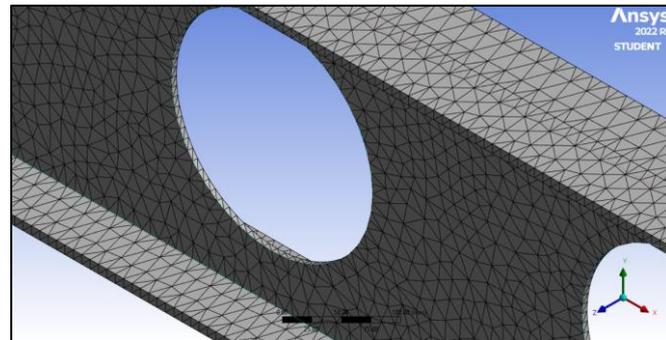


Figura 59. Mallado del modelo matemático

Una vez definido el modelo matemático, condición de apoyo, carga y mallado para cada una de las vigas, fue posible determinar la cuantía de deformaciones verticales, deformaciones horizontales y esfuerzos de von-Mises para cada condición de carga.

- **Deformaciones verticales**

Las figuras 60, 61 y 62 reflejan las deformaciones verticales de las vigas del N+0.20, ocasionadas por la carga máxima equivalente a la demanda de diseño. Las vigas de los niveles N+3.70, N+6.40 y N+9.10; y nivel N+11.80 fueron sometidas a la misma metodología de análisis.

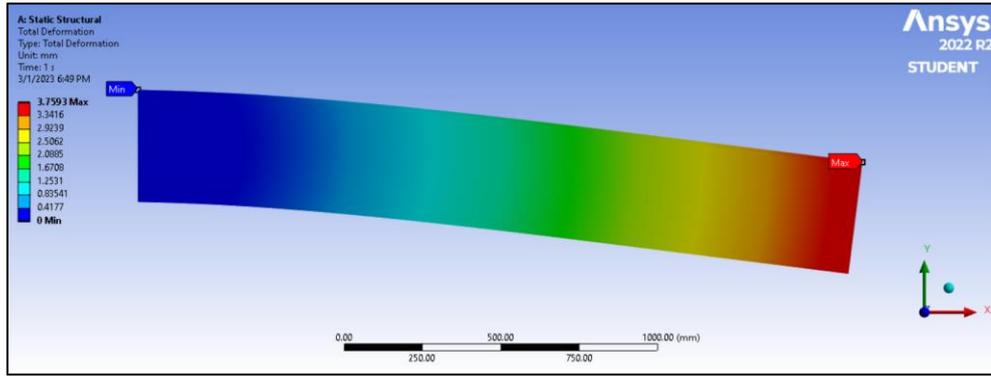


Figura 60. Deformación vertical máxima, viga de alma homogénea – N+0.20

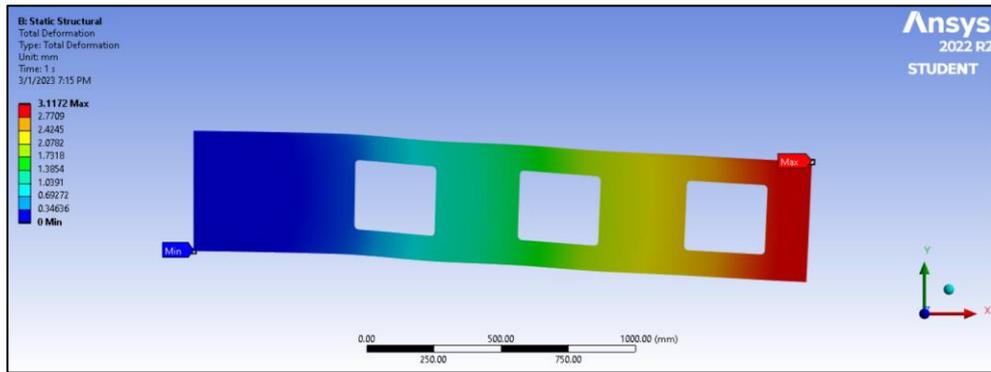


Figura 61. Deformación vertical máxima, viga con abertura rectangular – N+0.20

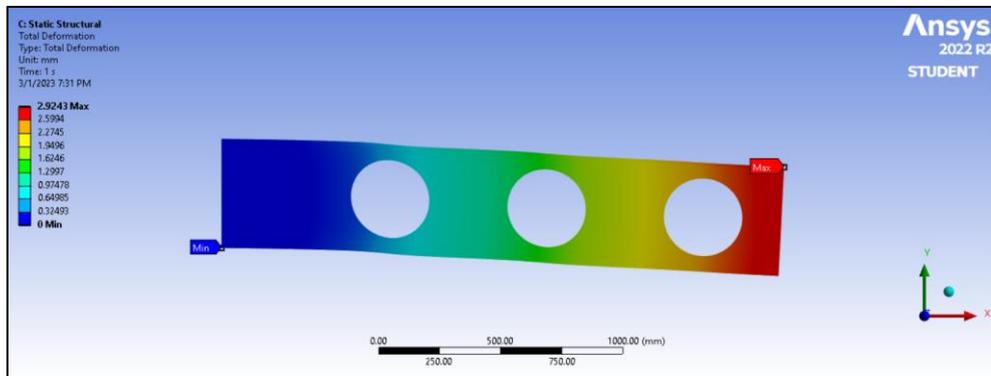


Figura 62. Deformación vertical máxima, viga con aberturas circulares – N+0.20

Consecuentemente, las tablas 58, 59 y 60 describen las deformaciones acontecidas por una carga de magnitud controlada. De forma adicional, las figuras 63, 64 y 65 reflejan la representación gráfica de estos resultados para facilitar la apreciación e interpretación de los resultados.

Tabla 58. Deformaciones verticales, Vigas N+0.20

Fuerza		A. Homogénea	A. Rectangular	A. Circular
		Deformación vertical		
t	N	mm	mm	mm
1.05	10296.98	0.7533	0.6246	0.5860
2.10	20593.97	1.5066	1.2493	1.1720
3.15	30890.95	2.2599	1.8739	1.7579
4.20	41187.93	3.0132	2.4985	2.3439
5.24	51386.85	3.7593	3.1172	2.9243

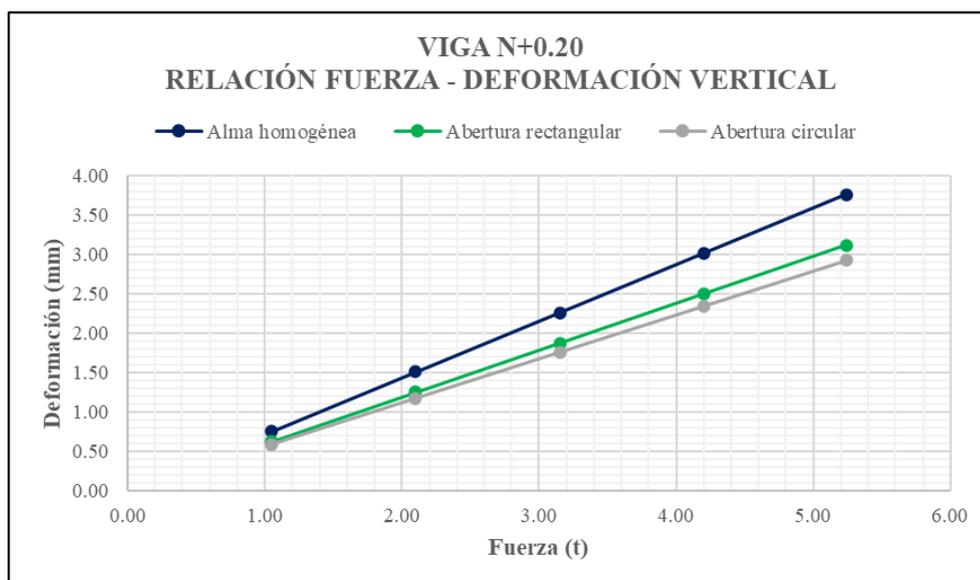


Figura 63. Relación fuerza – deformación vertical, Vigas N+0.20

Tabla 59. Deformaciones verticales, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10

Fuerza		A. Homogénea	A. Rectangular	A. Circular
		Deformación vertical		
t	N	mm	mm	mm
0.81	7943.39	0.8536	0.7678	0.6863
1.62	15886.77	1.7073	1.5356	1.3726
2.43	23830.16	2.5609	2.3033	2.0589
3.24	31773.55	3.4145	3.0711	2.7452
4.03	39520.80	4.2471	3.8200	3.4145

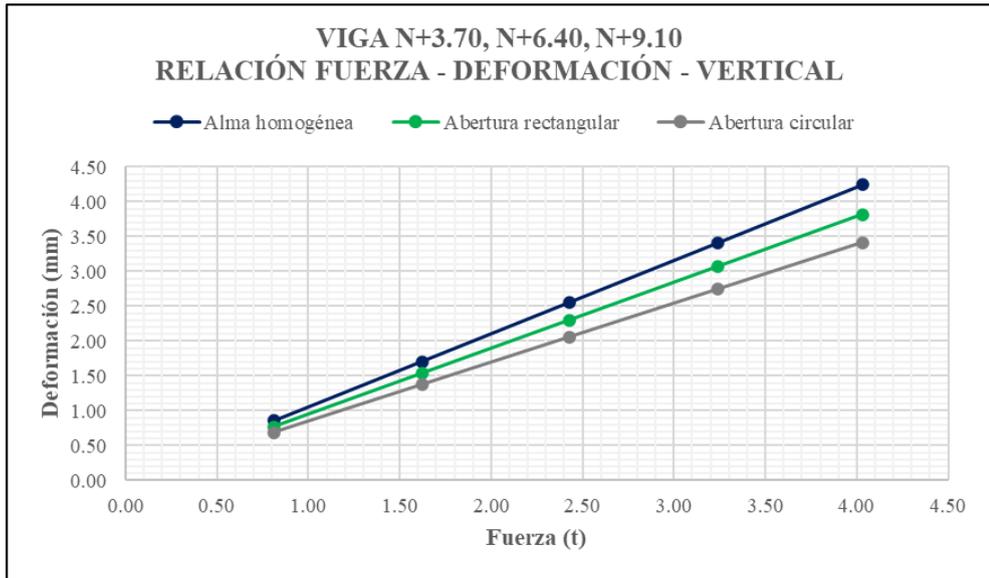


Figura 64. Relación fuerza – deformación vertical, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10

Tabla 60. Deformaciones verticales, Vigas N+11.80

Fuerza t	N	A. Homogénea A. Rectangular A. Circular Deformación vertical		
		mm	mm	mm
0.93	9120.18	1.1264	0.8678	0.8401
1.86	18240.37	2.2528	1.7356	1.6803
2.79	27360.55	3.3792	2.6034	2.5204
3.72	36480.74	4.5056	3.4712	3.3606
4.66	45698.99	5.6441	4.3484	4.2098

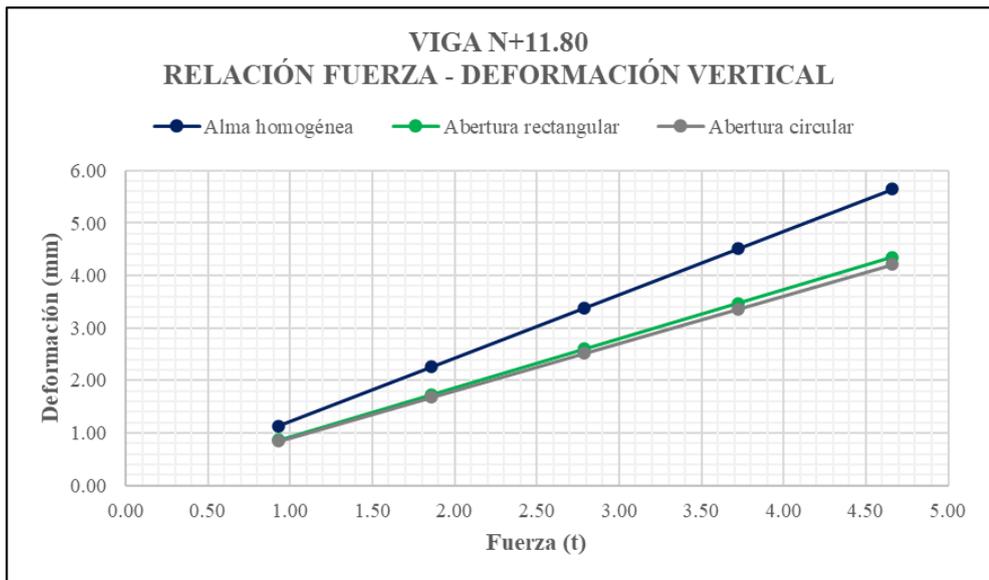


Figura 65. Relación fuerza – deformación vertical, Vigas N+11.80

Como se puede apreciar, la aplicación de la carga en cada una de estas vigas, empotradas en uno de sus apoyos, generan deformaciones comprendidas entre 2.90 y 5.65mm, aproximadamente. Al relacionar estos desplazamientos verticales con las deflexiones admisibles establecidas por el código ASCE/SEI 7-16 [25] para una viga con una luz de 4.58m es 12.72mm, son inferiores; lo que garantiza la validez del diseño estructural de las vigas de alma homogénea, como las vigas aligeradas.

Las vigas con alma homogénea de todos los niveles de la estructura presentaron las mayores deformaciones verticales, seguidas por las vigas con aberturas rectangulares; y por último, las vigas con aberturas circulares presentaron el mejor comportamiento estructural ante cargas verticales, alcanzando hasta una reducción del 23% con respecto a la deformación vertical producida por una viga de alma homogénea.

- **Deformaciones laterales**

Las figuras 66, 67 y 68 reflejan las deformaciones laterales de las vigas del N+0.20, ocasionadas por la carga máxima equivalente a la demanda de diseño. Las vigas de los niveles N+3.70, N+6.40 y N+9.10; y nivel N+11.80 fueron sometidas a la misma metodología de análisis.

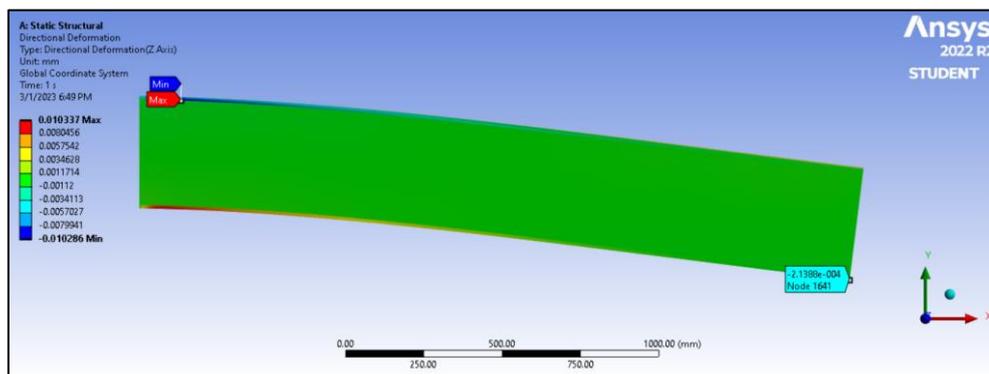


Figura 66. Deformación lateral máxima, viga de alma homogénea – N+0.20

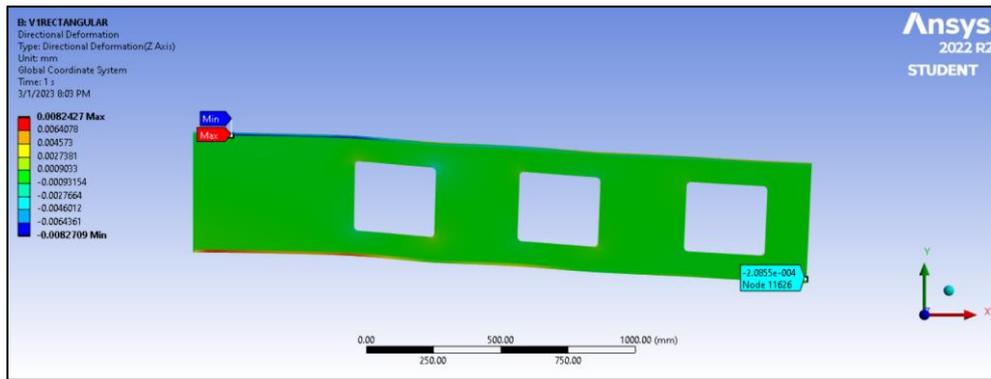


Figura 67. Deformación lateral máxima, viga con aberturas rectangulares – N+0.20

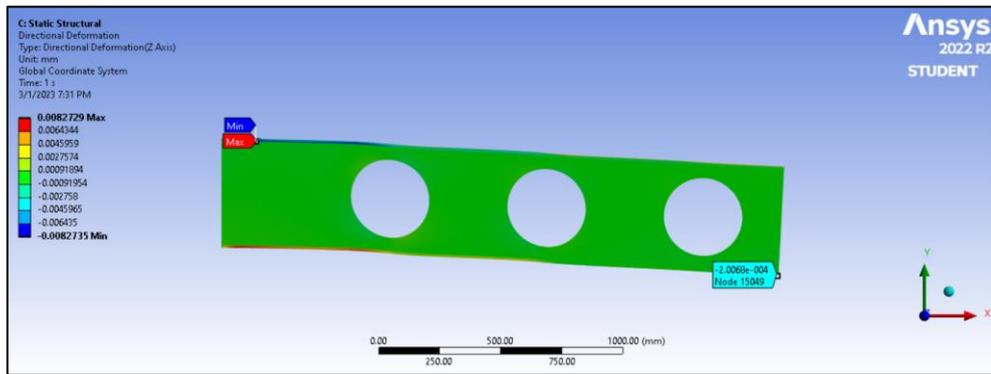


Figura 68. Deformación lateral máxima, viga con aberturas circulares – N+0.20

Seguidamente, las tablas 61, 62 y 63 describen las deformaciones laterales acontecidas por una carga de magnitud controlada. De forma adicional, las figuras 69, 70 y 71 reflejan la representación gráfica de estos resultados para facilitar la apreciación e interpretación de los resultados.

Tabla 61. Deformaciones laterales, Vigas N+0.20

Fuerza	A. Homogénea A. Rectangular A. Circular			
	N	Deformación lateral	Deformación lateral	Deformación lateral
t	N	mm	mm	mm
1.05	10296.98	4.29E-05	4.18E-05	4.02E-05
2.10	20593.97	8.57E-05	8.36E-05	8.04E-05
3.15	30890.95	1.29E-04	1.25E-04	1.21E-04
4.20	41187.93	1.71E-04	1.67E-04	1.61E-04
5.24	51386.85	2.14E-04	2.09E-04	2.01E-04

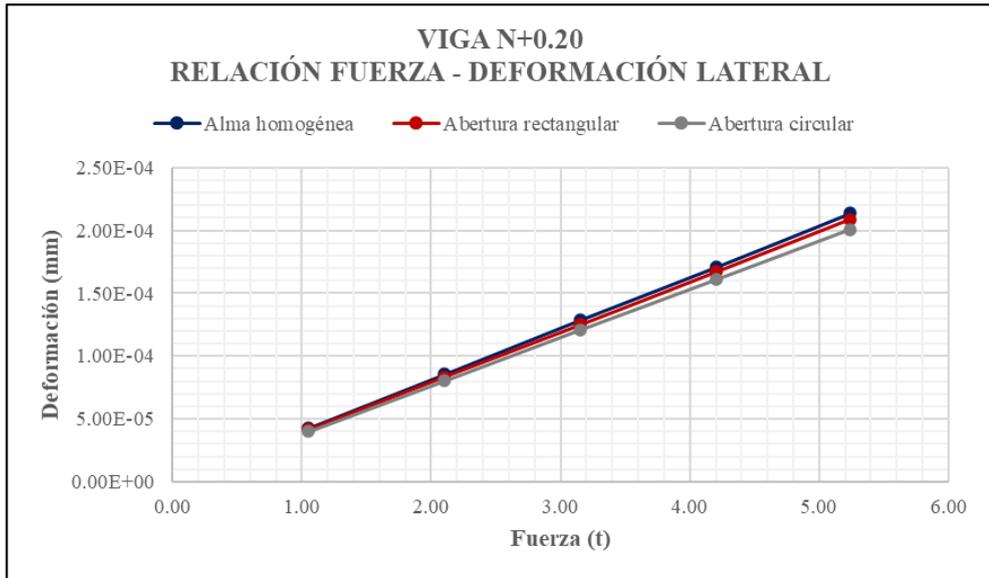


Figura 69. Relación fuerza – deformación lateral, Vigas N+0.20

Tabla 62. Deformaciones laterales, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10

Fuerza t	N	A. Homogénea A. Rectangular A. Circular Deformación lateral		
		mm	mm	mm
0.81	7943.39	1.30E-04	2.84E-05	2.61E-05
1.62	15886.77	2.60E-04	5.68E-05	5.22E-05
2.43	23830.16	3.90E-04	8.51E-05	7.84E-05
3.24	31773.55	5.21E-04	1.14E-04	1.04E-04
4.03	39520.80	6.48E-04	1.41E-04	1.30E-04

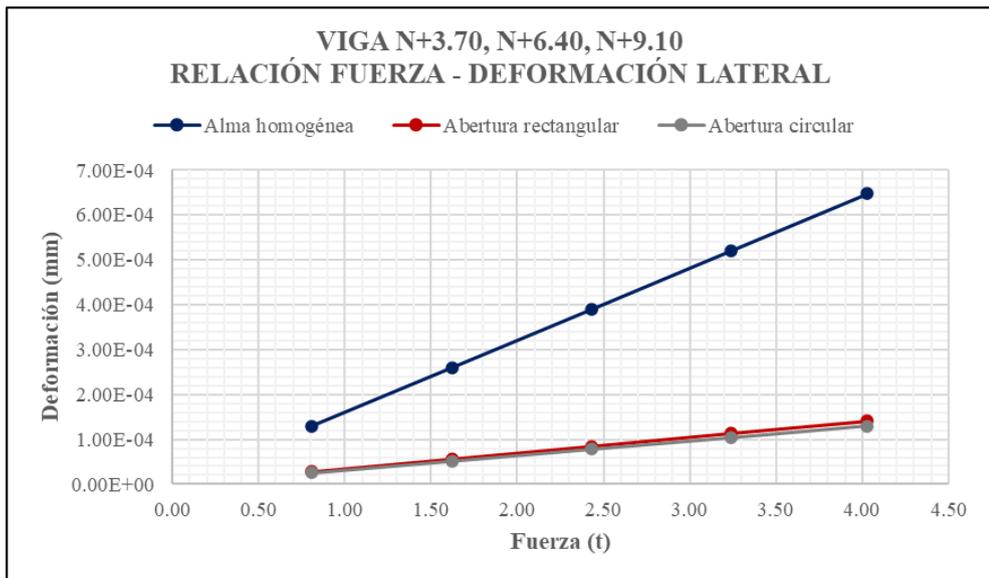


Figura 70. Relación fuerza – deformación lateral, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10

Tabla 63. Deformaciones laterales, Vigas N+11.80

Fuerza t	A. Homogénea N	A. Rectangular A. Circular Deformación lateral		
		mm	mm	mm
0.93	9120.18	1.74E-04	5.16E-05	9.69E-05
1.86	18240.37	3.48E-04	1.03E-04	1.94E-04
2.79	27360.55	5.22E-04	1.55E-04	2.91E-04
3.72	36480.74	6.95E-04	2.07E-04	3.88E-04
4.66	45698.99	8.71E-04	2.59E-04	4.86E-04

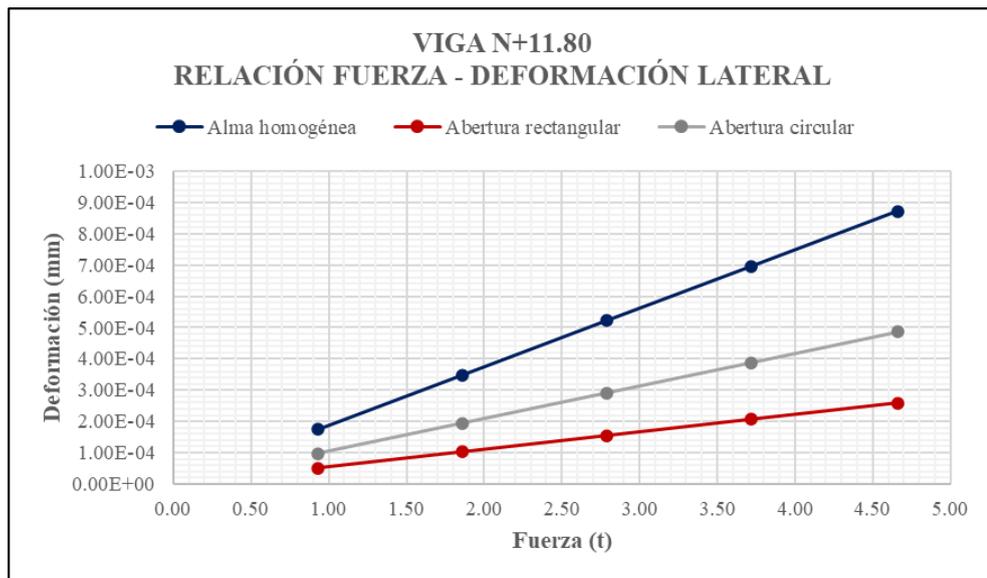


Figura 71. Relación fuerza – deformación lateral, Vigas N+11.80

Como se puede evidenciar, las deformaciones laterales determinadas para cada uno de los modelos matemáticos propuestos son de cuantía minúscula; siendo estas inferiores a 1mm. Estas secciones si pueden llegar a sufrir pandeo lateral torsional, debido a que su longitud de trabajo se encuentra dentro del rango inelástico $L_p < L_b < L_r$, característico para este modo de falla, como se puede evidenciar en la tabla 23 para la determinación de la resistencia nominal a flexión ϕM_n . Sin embargo, esta resistencia es mayor a la demanda M_u , por lo que se descarta este fenómeno para el presente caso.

Las representaciones gráficas de la relación fuerza-deformación lateral demuestra que las vigas aligeradas tienen un mejor comportamiento ante este tipo de desplazamientos, con respecto a una viga de alma homogénea. Al igual que el análisis de deformaciones verticales, las vigas con aberturas circulares tienen un mejor desempeño estructural a comparación de las vigas con aberturas rectangulares y vigas de alma homogénea.

- **Esfuerzos von Mises**

A través del análisis de los esfuerzos von Mises es posible cuantificar los esfuerzos internos de cada una de las vigas sujetas a prueba; como también, localizar las regiones críticas de la viga donde se producen concentraciones de esfuerzos, consecuentes a la disposición de cargas externas. Por tanto, en las figuras 72, 73 y 74 se muestran los resultados concernientes a estos esfuerzos para las vigas del nivel N+0.20.

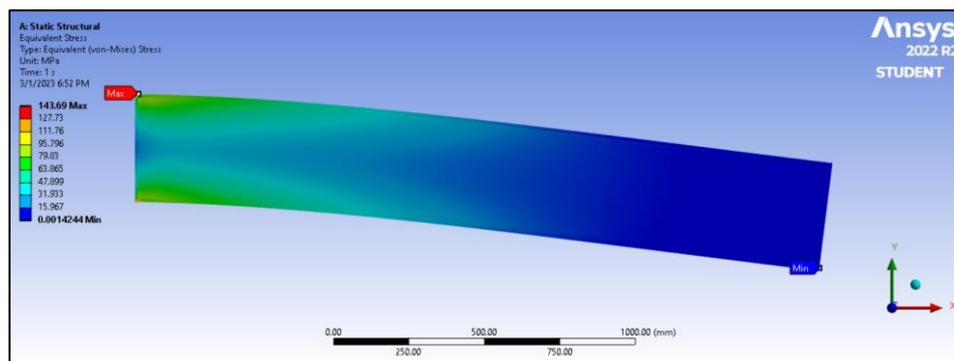


Figura 72. Esfuerzo von Mises de la viga de alma homogénea – N+0.20

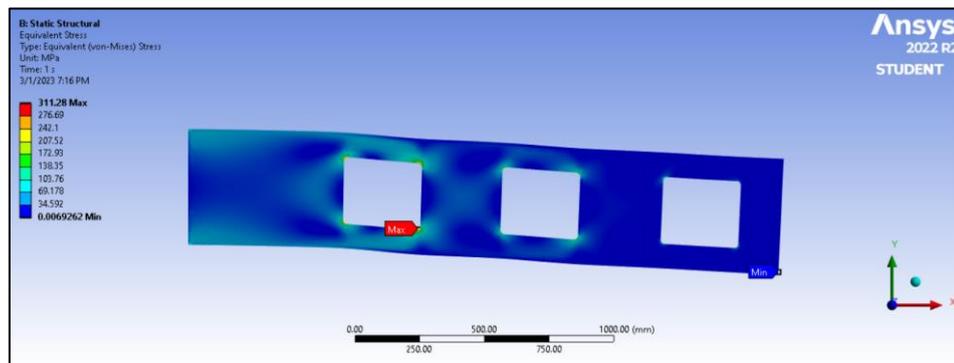


Figura 73. Esfuerzo von Mises de la viga con abertura rectangular – N+0.20

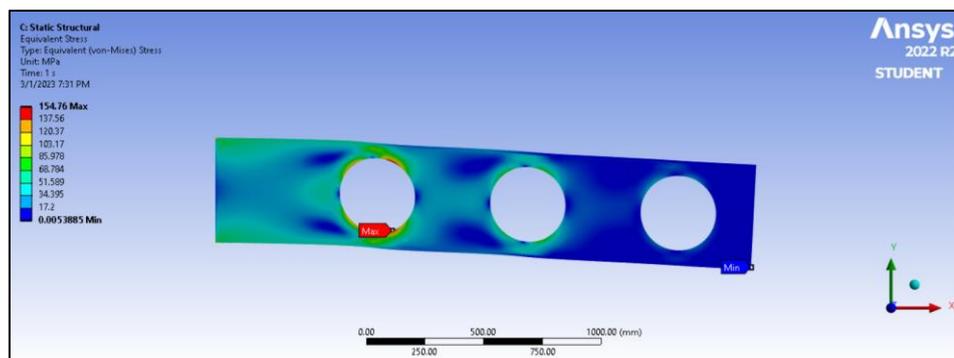


Figura 74. Esfuerzo von Mises de la viga con abertura circular – N+0.20

La cuantificación de los esfuerzos von Mises se presentan en las tablas 64, 65 y 66, con su respectiva representación gráfica en las figuras 75, 76 y 77.

Tabla 64. Esfuerzos von Mises, Vigas N+0.20

Fuerza		A. Homogénea	A. Rectangular	A. Circular
t	N	Esfuerzo von-Mises		
		Mpa	Mpa	Mpa
1.05	10296.98	28.79	62.37	31.01
2.10	20593.97	57.59	124.75	62.02
3.15	30890.95	86.38	187.12	93.03
4.20	41187.93	115.17	249.50	124.04
5.24	51386.85	143.69	311.28	154.76

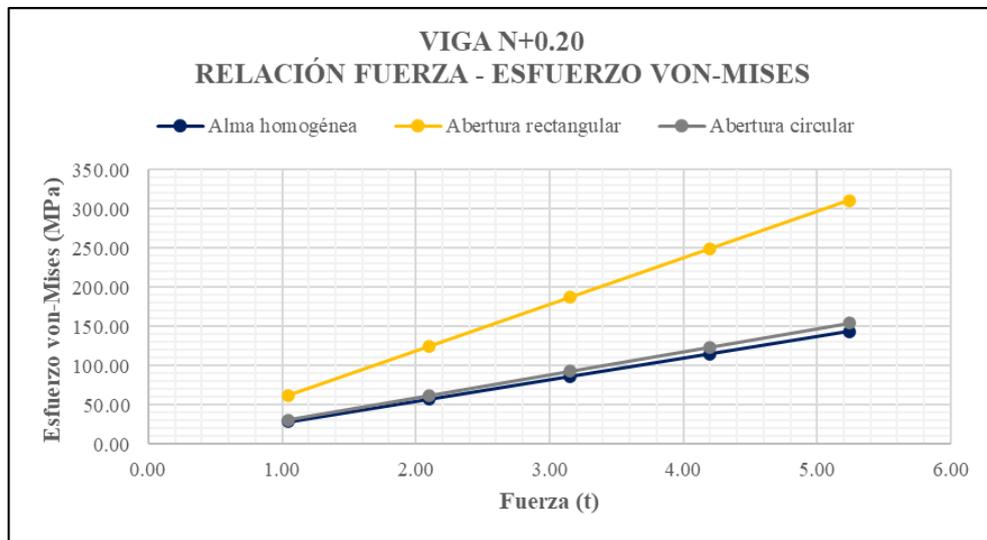


Figura 75. Relación fuerza – Esfuerzo von Mises, Vigas N+0.20

Tabla 65. Esfuerzos von Mises, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10

Fuerza		A. Homogénea	A. Rectangular	A. Circular
t	N	Esfuerzo von-Mises		
		Mpa	Mpa	Mpa
0.81	7943.39	27.37	61.01	29.49
1.62	15886.77	54.75	122.02	58.98
2.43	23830.16	82.12	183.04	88.48
3.24	31773.55	109.49	244.05	117.97
4.03	39520.80	136.19	303.56	146.73

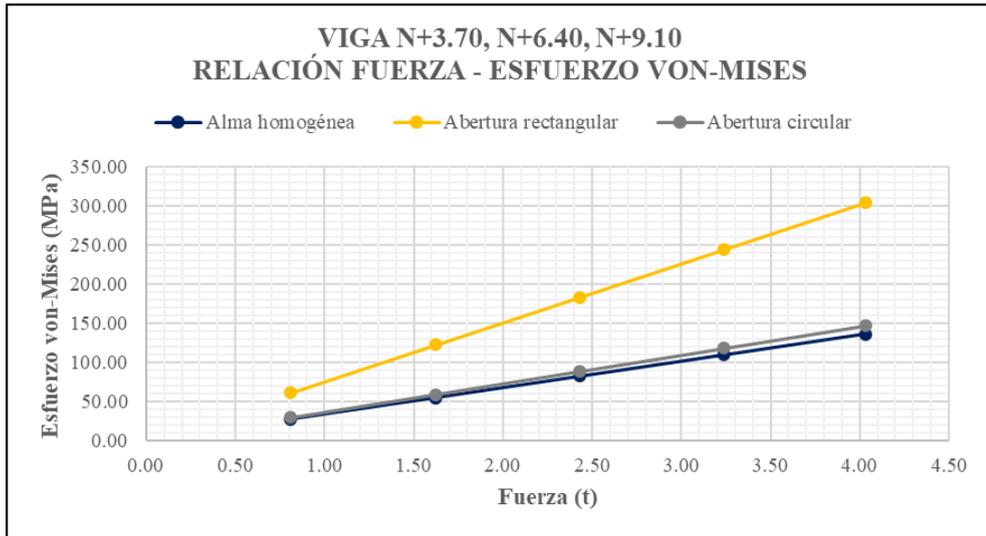


Figura 76. Relación fuerza – Esfuerzo von Mises, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10

Tabla 66. Esfuerzos von Mises, Vigas N+11.80

Fuerza		A. Homogénea	A. Rectangular	A. Circular
		Esfuerzo von-Mises		
t	N	Mpa	Mpa	Mpa
0.93	9120.18	33.83	70.45	36.99
1.86	18240.37	67.65	140.89	73.97
2.79	27360.55	101.48	211.34	110.96
3.72	36480.74	135.30	281.79	147.94
4.66	45698.99	169.49	352.99	185.32

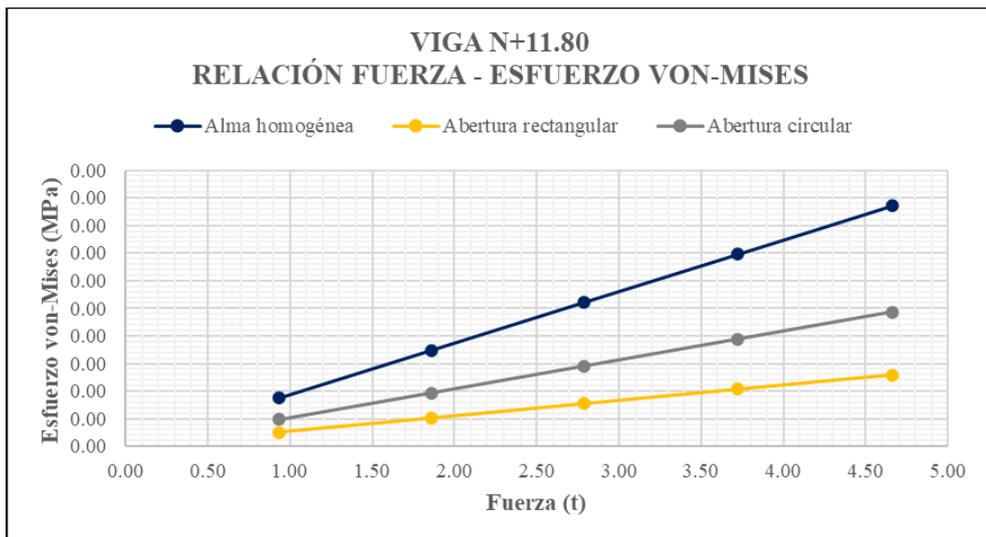


Figura 77. Relación fuerza – Esfuerzo von Mises, Vigas N+11.80

Como se puede apreciar en las figuras anteriores, la incorporación de aberturas en el alma de una viga ocasiona que los esfuerzos, provocados por demandas exteriores, se concentren en los alrededores de las aberturas. En vista de que el modelo matemático propuesto para el análisis estático estructural es una viga en voladizo, las aberturas más cercanas al apoyo presentarán las regiones con características críticas para la concentración de estos esfuerzos.

Al comparar la localización de las regiones críticas de concentración de esfuerzos entre vigas de alma homogénea y vigas aligeradas, se nota que los esfuerzos internos de la sección homogénea se localizan en la conexión viga – columna, cuando su alma no ha sido alterada por cualquier tipo de abertura; por tanto, este fenómeno debe ser controlado por medio de un diseño adecuado de esta conexión metálica a momento.

En cuanto a la geometría de la abertura, una perforación circular posee un mejor comportamiento en torno de este fenómeno, en contraste a una perforación rectangular; en la cual, las regiones críticas están sectorizadas en sus esquinas. Por tal motivo, es recomendable realizar el redondeado de las mismas, de acuerdo a las recomendaciones descritas en el apartado 2.3.4. Dimensionamiento. De igual forma, para reducir la concentración de esfuerzos en las esquinas de las aberturas rectangulares se puede tomar en consideración la incorporación de reforzamientos, mediante la colocación de una barra longitudinal a través de soldadura continua de filete a ambos lados, por debajo y sobre la abertura; como se describió en el apartado 2.3.1. Comportamiento.

Los esfuerzos de von-Mises localizados alrededor de las aberturas rectangulares sobrepasan a las magnitudes identificadas en la unión viga de alma homogénea-columna en 2.15 veces, aproximadamente; en contraste, las vigas con aberturas circulares sobrepasan a los esfuerzos de una viga homogénea por tan solo 1.08 veces, de manera aproximada. Por tanto, cuando una viga es sometida a un proceso de perforación en su alma, contribuye a la concentración de esfuerzos cerca de estas regiones alteradas.

- **Cálculo de deformaciones verticales, deformaciones laterales y esfuerzos von-Mises de vigas con aberturas circulares, determinadas por el Método 1 y 2**

Como se expuso anteriormente, se determinaron secciones de vigas con aberturas circulares bajo dos (2) métodos de cálculo, concernientes a la Guía de Diseño de Acero No. 2 [15] (método 1) y la Guía de Diseño de Acero No. 31 [20] (método 2), con el objetivo de establecer diferencias estructurales entre estas dos (2) metodologías. Por consiguiente, se presentan los resultados obtenidos en materia de deformaciones verticales, deformaciones laterales y esfuerzos de von-Mises, para las vigas del nivel N+0.20.

Tabla 67. Deformaciones verticales, laterales y esfuerzos von-Mises de vigas con aberturas circulares

Fuerza		Abertura Circular Método 1			Abertura Circular Método 2		
		Def. Vertical mm	Def. Lateral mm	Esf. Von-Mises Mpa	Def. Vertical mm	Def. Lateral mm	Esf. Von-Mises Mpa
t	N						
0.81	7943.39	0.8401	9.69E-05	36.99	0.5194	2.30E-05	20.89
1.62	15886.77	1.6803	1.94E-04	73.97	1.0387	4.59E-05	41.77
2.43	23830.16	2.5204	2.91E-04	110.96	1.5580	6.89E-05	62.66
3.24	31773.55	3.3606	3.88E-04	147.94	2.0774	9.18E-05	83.55
4.03	39520.80	4.2098	4.86E-04	185.32	2.5839	1.14E-04	103.92

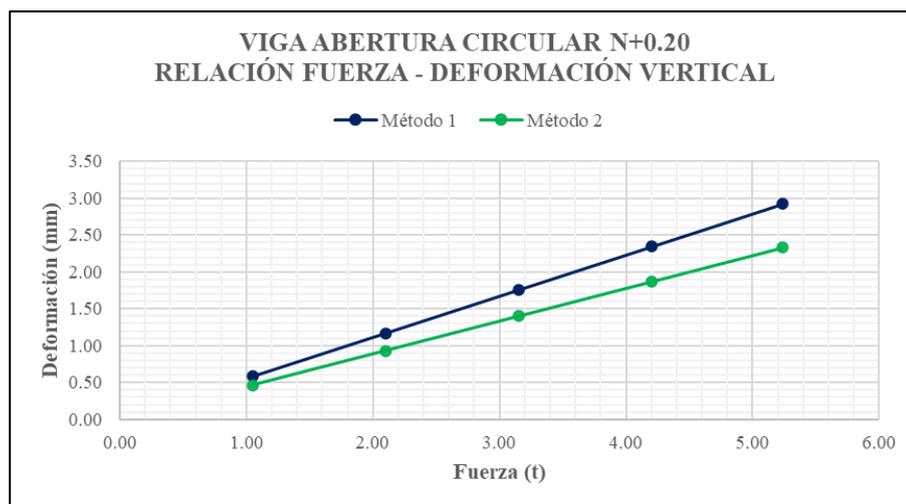


Figura 78. Relación fuerza – deformación vertical, Vigas N+0.20

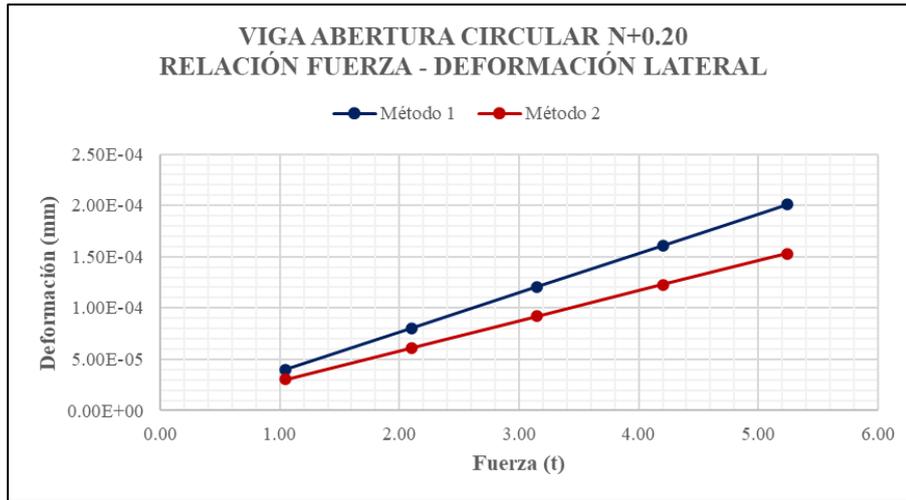


Figura 79. Relación fuerza – deformación lateral, Vigas N+0.20

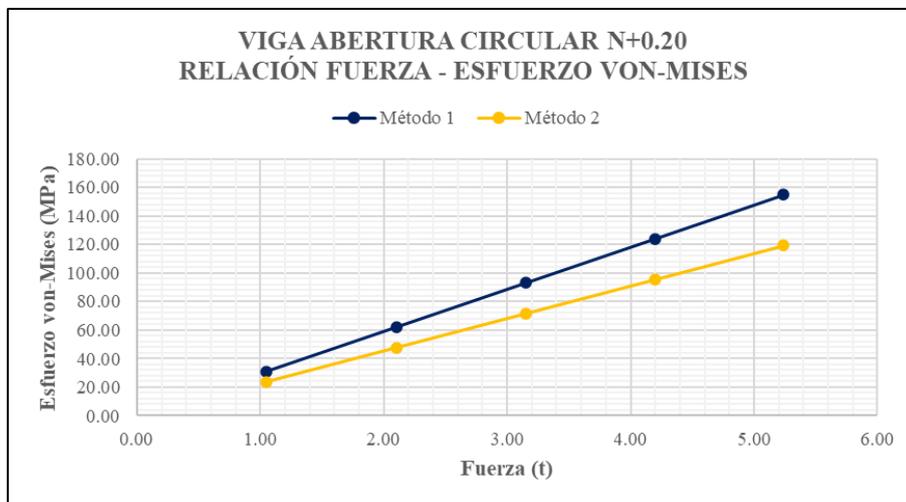


Figura 80. Relación fuerza – esfuerzo von Mises, Vigas N+0.20

Las figuras 78, 79 y 80 proyectan los resultados obtenidos con respecto a deformaciones verticales, deformaciones lateral y esfuerzos de von-Mises para dos (2) vigas idealizadas a partir de los métodos 1 y 2, bajo las mismas condiciones de carga.

Las figuras demuestran que las vigas con aberturas circulares, obtenidas a partir de la secuencia de cálculo del método 2 poseen un mejor comportamiento estructural, con respecto a las vigas con aberturas circulares obtenidas por el método 1; debido a que, los resultados alcanzados por las vigas del método 1 sobrepasan a los resultados del método 2 en 1.30 veces, para los tres (3) casos de análisis.

Desde el punto de vista estructural, las vigas con aberturas circulares determinadas bajo estos dos (2) métodos de diseño son satisfactorios para ser incorporados en el sistema estructural de la estructura propuesta.

Es importante mencionar que el alcance de la Guía de Diseño No. 31 [20], concerniente al método 2, describe que el uso de estas vigas predomina para estructuras industriales, tales como parqueaderos, estadios, fábricas, etc. En contraste, la Guía de Diseño No. 2 [15], concerniente al método 1, plantea metodologías para el diseño de vigas aligeradas con aberturas rectangulares y circulares de acero y compuestas, sin especificar el tipo de estructura que pueden ser incorporadas en su sistema. Para el presente caso en estudio, al tratarse de una estructura metálica en la que predomina la ocupación residencial, las vigas aligeradas con aberturas circulares definidas por el método 1 pueden ser incorporadas en su sistema sin comprometer a su estabilidad y resistencia estructural.

- **Relación de inercias entre vigas homogéneas y aligeradas**

Los perfiles de alma homogénea de las vigas principales de la edificación fueron optimizadas a través de la incorporación de aberturas rectangulares y circulares en toda su longitud y sus almas fueron expandidas en una relación de 1.20 a 1.25, encontrándose dentro de la relación óptima de expansión de peraltes de 1.5 según [9]. Adicionalmente el aumento del peralte del perfil también produce un aumento en su inercia en las regiones gruesas de la viga. Las tablas 68, 69 y 70 reflejan el factor de relación de inercias $r_{inercia}$ para cada uno de los niveles analizados:

Tabla 68. Relación de inercias, Vigas N+0.20

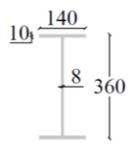
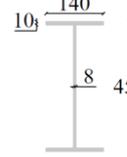
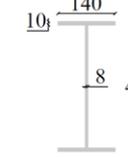
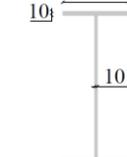
SECCIONES VIGAS N+0.20				
	Alma homogénea	Abertura rectangular	Abertura circular Método 1	Abertura circular Método 2
				
A_g (mm^2)	5520.00	6240.00	6240.00	7771.60
I_x (mm^4)	111976000.00	188548000.00	188548000.00	282475107.93
$r_{inercia}$	1.00	1.68	1.68	2.52

Tabla 69. Relación de inercias, Vigas N+3.70, N+6.40 y N+9.10

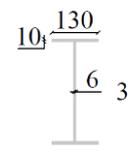
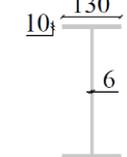
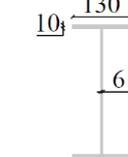
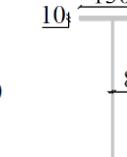
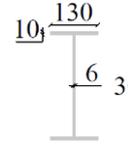
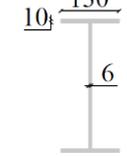
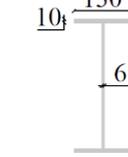
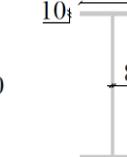
SECCIONES VIGAS N+3.70, N+6.40 y N+9.10				
	Alma homogénea	Abertura rectangular	Abertura circular Método 1	Abertura circular Método 2
				
A_g (mm^2)	4400.00	4760.00	4760.00	5853.28
I_x (mm^4)	75986666.67	112334666.67	112334666.67	157688567.20
$r_{inercia}$	1.00	1.48	1.48	2.08

Tabla 70. Relación de inercias, Vigas N+11.80

SECCIONES VIGAS N+11.80				
	Alma homogénea	Abertura rectangular	Abertura circular Método 1	Abertura circular Método 2
				
A_g (mm^2)	4280.00	4700.00	4700.00	5693.28
I_x (mm^4)	65662666.67	105699166.67	105699166.67	140817470.22
$r_{inercia}$	1.00	1.61	1.61	2.14

Como se puede apreciar, las vigas con aberturas rectangulares y con aberturas circulares del método 1 incrementaron su inercia, a través de la expansión de su peralte, en un rango de 1.48 a 1.68 veces la inercia de su sección homogénea inicial. Por otra parte, las vigas con aberturas circulares determinadas por el método 2 sufrieron un incremento en su inercia en un rango de 2.08 a 2.52 veces, respecto a su sección homogénea equivalente. Consecuentemente, el incremento de esta propiedad geometría está directamente relacionada con la resistencia estructural perfil; demostrada numéricamente en torno al análisis de deformaciones verticales, deformaciones laterales y esfuerzos von-Mises, descritos anteriormente.

4.3.5. Análisis económico

El costo de construcción de una estructura metálica está relacionado directamente con el peso requerido de acero para su montaje y construcción. Por ello, se procede a la determinación de este parámetro de manera particular con las vigas analizadas para, posteriormente, establecer un costo aproximado de la estructura general de la edificación para cada uno de los tipos de vigas en cuestión.

- **Peso propio de las vigas**

Para determinar el peso de cada una de las vigas analizadas en la presente investigación, es necesaria la identificación de las dimensiones de la sección transversal; como también de las dimensiones y número de estas aberturas. Posteriormente, se realizó el cálculo del volumen neto y peso de cada una estas vigas, conocido el valor del peso específico del acero estructural de 7850 Kg/m^3 ; como se visualiza en la tabla 71:

Tabla 71. Determinación del peso de las vigas analizadas

NIVEL	TIPO DE VIGA	A_g cm ²	A_o cm ²	N_o u	L m	V_g cm ³	V_o cm ³	V_n cm ³	P Kg	r
N+0.20	A. Homogénea	55.20	0.00	0	4.58	25281.60	0.00	25281.60	198.46	1.00
	A. Rectangular	62.40	777.80	6	4.58	28579.20	3733.44	24845.76	195.04	0.98
	A. Circular - método 1	62.40	804.25	6	4.58	28579.20	3860.40	24718.80	194.04	0.98
	A. Circular - método 2	78.00	804.25	10	4.58	35724.00	8042.50	27681.50	217.30	1.09
N+3.70, N+6.40, N+9.10	A. Homogénea	44.00	0.00	0	4.58	20152.00	0.00	20152.00	158.19	1.00
	A. Rectangular	47.60	517.80	8	4.58	21800.80	2485.44	19315.36	151.63	0.96
	A. Circular - método 1	47.60	452.39	8	4.58	21800.80	2171.47	19629.33	154.09	0.97
	A. Circular - método 2	58.80	452.39	12	4.58	26930.40	4342.94	22587.46	177.31	1.12
N+11.80	A. Homogénea	42.80	0.00	0	4.58	19602.40	0.00	19602.40	153.88	1.00
	A. Rectangular	47.00	429.80	8	4.58	21526.00	2063.04	19462.96	152.78	0.99
	A. Circular - método 1	47.00	452.39	8	4.58	21526.00	2171.47	19354.53	151.93	0.99
	A. Circular - método 2	62.00	452.39	12	4.58	28396.00	4342.94	24053.06	188.82	1.23
A_g	Área de la sección transversal de la viga				V_g	Volumen de la viga				
A_o	Área de la abertura				V_o	Volumen de las aberturas				
N_o	Número de aberturas				V_n	Volumen neto de la viga				
L	Longitud de la viga				P	Peso total de la viga				
r	Relación en peso de la viga con respecto a la viga de alma homogénea									

La cuantía referente a la relación entre el peso de una viga con respecto a la viga de alma homogénea, r , refleja una reducción del 2% para las vigas aligeradas del nivel N+0.20. De igual forma, las vigas aligeradas de los niveles N+3.70, N+6.40 y N+9.10 presentan una reducción de hasta un 4%; por último, las vigas aligeradas del nivel N+11.80 se establecieron con una reducción del 1%, con respecto a su viga de alma aligerada.

Por otro lado, las vigas aligeradas circulares determinadas a partir del método de diseño 2 reflejan un incremento en su peso estructural, con respecto a su viga de alma homogénea equivalente; determinado un aumento del 9, 12 y 23% de su peso estructural.

Bajo a esta realidad, se procede a la cuantificación del peso de la estructura general idealizada con vigas de alma homogénea, vigas con aberturas rectangulares y vigas con aberturas circulares de los métodos 1 y 2. El costo por cada kilogramo de acero está fundamentado por medio de las proformas solicitadas a negocios locales, destinados al suministro y montaje de estructuras metálicas, adjuntadas en el anexo 5.4.4. Proformas para análisis económico.

El costo por kilogramo para el suministro y montaje de acero, para la fecha en la que se realizó esta investigación, varían entre \$2.90 y \$3.50 para perfiles estructurales con

almas homogéneas. Por otro lado, los perfiles aligerados varían entre \$3.15 y \$3.85; debido al proceso de corte que conlleva la fabricación de este tipo de perfilería metálica. Consecuentemente, se consideró un costo medio para el suministro y montaje de vigas con alma homogénea y vigas aligeradas; siendo \$3.20 y \$3.50, de manera respectiva.

- **Costo estructural con vigas de alma homogénea**

Tabla 72. Presupuesto de la estructura metálica con vigas de alma homogénea

PRESUPUESTO CON VIGAS DE ALMA HOMOGÉNEA						
Ubicación	Elemento	Longitud m	Peso Kg/m	Peso total Kg	Costo \$/Kg	Costo total \$
N+0.20	Vigas principales	240.96	43.33	10440.80	3.20	33410.56
	Vigas secundarias	186.60	31.40	5859.24	3.20	18749.57
	Columnas	120.00	442.74	53128.80	3.20	170012.16
N+3.70	Vigas principales	240.96	34.54	8322.76	3.20	26632.83
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.20	17812.10
	Columnas	140.00	442.74	61983.60	3.20	198347.52
N+6.40	Vigas principales	240.96	34.54	8322.76	3.20	26632.83
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.20	17812.10
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.20	153010.94
N+9.10	Vigas principales	240.96	34.54	8322.76	3.20	26632.83
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.20	17812.10
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.20	153010.94
N+11.80	Vigas principales	240.96	33.60	8096.26	3.20	25908.03
	Vigas secundarias	186.60	25.12	4687.39	3.20	14999.65
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.20	153010.94
Total Kg				329310.97	Total \$	1053795.10

Para la estimación del costo estructural de los sistemas aligerados, el peso por metro lineal fue modificado por el coeficiente r , determinado en la tabla 71; el cual, refleja la variación de peso con respecto a la sección de alma homogénea, como se visualizan en las tablas 73, 74 y 75:

- **Costo estructural con vigas con aberturas rectangulares**

Tabla 73. Presupuesto de la estructura metálica con vigas con aberturas rectangulares

PRESUPUESTO CON VIGAS CON ABERTURAS RECTANGULARES						
Ubicación	Elemento	Longitud m	Peso Kg/m	Peso total Kg	Costo \$/Kg	Costo total \$
N+0.20	Vigas principales	240.96	42.46	10231.16	3.50	35809.06
	Vigas secundarias	186.60	31.40	5859.24	3.50	20507.34
	Columnas	120.00	442.74	53128.80	3.50	185950.80
N+3.70	Vigas principales	240.96	33.16	7990.23	3.50	27965.81
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.50	19481.98
	Columnas	140.00	442.74	61983.60	3.50	216942.60
N+6.40	Vigas principales	240.96	33.16	7990.23	3.50	27965.81
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.50	19481.98
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.50	167355.72
N+9.10	Vigas principales	240.96	33.16	7990.23	3.50	27965.81
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.50	19481.98
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.50	167355.72
N+11.80	Vigas principales	240.96	33.26	8014.33	3.50	28050.16
	Vigas secundarias	186.60	25.12	4687.39	3.50	16405.87
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.50	167355.72
Total Kg				328021.81	Total \$	1148076.36

- **Costo estructural con vigas con aberturas circulares – método 1**

Tabla 74. Presupuesto de la estructura metálica con vigas con aberturas circulares – método 1

PRESUPUESTO CON VIGAS CON ABERTURAS CIRCULARES - MÉTODO 1						
Ubicación	Elemento	Longitud m	Peso Kg/m	Peso total Kg	Costo \$/Kg	Costo total \$
N+0.20	Vigas principales	240.96	42.46	10231.16	3.50	35809.06
	Vigas secundarias	186.60	31.40	5859.24	3.50	20507.34
	Columnas	120.00	442.74	53128.80	3.50	185950.80
N+3.70	Vigas principales	240.96	33.50	8072.16	3.50	28252.56
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.50	19481.98
	Columnas	140.00	442.74	61983.60	3.50	216942.60
N+6.40	Vigas principales	240.96	33.50	8072.16	3.50	28252.56
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.50	19481.98
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.50	167355.72
N+9.10	Vigas principales	240.96	33.50	8072.16	3.50	28252.56
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.50	19481.98
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.50	167355.72
N+11.80	Vigas principales	240.96	33.26	8014.33	3.50	28050.16
	Vigas secundarias	186.60	25.12	4687.39	3.50	16405.87
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.50	167355.72
Total Kg				328267.60	Total \$	1148936.61

- **Costo estructural con vigas con aberturas circulares – método 2**

Tabla 75. Presupuesto de la estructura metálica con vigas con aberturas circulares – método 2

PRESUPUESTO CON VIGAS CON ABERTURAS CIRCULARES - MÉTODO 2						
Ubicación	Elemento	Longitud m	Peso Kg/m	Peso total Kg	Costo \$/Kg	Costo total \$
N+0.20	Vigas principales	240.96	47.23	11380.54	3.50	39831.89
	Vigas secundarias	186.60	31.40	5859.24	3.50	20507.34
	Columnas	120.00	442.74	53128.80	3.50	185950.80
N+3.70	Vigas principales	240.96	38.68	9320.33	3.50	32621.16
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.50	19481.98
	Columnas	140.00	442.74	61983.60	3.50	216942.60
N+6.40	Vigas principales	240.96	38.68	9320.33	3.50	32621.16
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.50	19481.98
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.50	167355.72
N+9.10	Vigas principales	240.96	38.68	9320.33	3.50	32621.16
	Vigas secundarias	186.60	29.83	5566.28	3.50	19481.98
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.50	167355.72
N+11.80	Vigas principales	240.96	41.33	9958.88	3.50	34856.08
	Vigas secundarias	186.60	25.12	4687.39	3.50	16405.87
	Columnas	108.00	442.74	47815.92	3.50	167355.72
Total Kg				335106.04	Total \$	1172871.16

A continuación, la tabla 76 presenta la variación de los costos estructurales para cada uno de los sistemas propuestos:

Tabla 76. Resumen de costos estructurales de cada sistema

Sistema estructural	Peso total Kg	Costo total \$	r
Vigas alma homogénea	329310.97	1053795.10	1.00
Vigas aberturas rectangulares	328021.81	1148076.36	1.09
Vigas aberturas circulares - método 1	328267.60	1148936.61	1.09
Vigas aberturas circulares - método 2	335106.04	1172871.16	1.11

La incorporación de aberturas en el alma de las vigas principales de una estructura a ser implantada en la ciudad de Ambato conlleva a un incremento en el costo estructural del sistema entre un 9 y 11% de su costo total. Sin embargo, este costo puede llegar a aumentar si se realiza el mismo proceso de perforación de las almas de las vigas secundarias. Adicionalmente, se deberá considerar el costo adicional debido al proceso

de sellado de aberturas en los sectores de la viga principal donde se debe realizar la conexión a corte con una viga secundaria.

4.3.6. **Peso estructural y su influencia en la magnitud del cortante basal y derivas de piso**

Los cuatro (4) sistemas estructurales determinados en la presente investigación: sistema estructural con vigas de alma homogénea, vigas con aberturas rectangulares, vigas con aberturas circulares por el método 1 y vigas con aberturas circulares por el método 2; presentan variación con respecto a su peso estructural. Por tanto, se requiere determinar cuál es la influencia de este peso estructural en la magnitud del cortante basal y las derivas de piso de la estructura. Previo a esto, la tabla 77 describe el peso estructural de cada uno de los sistemas analizados, siendo el factor r la relación de peso con respecto a la configuración estructural con vigas de alma homogénea.

Tabla 77. Peso estructural de cada sistema

Sistema estructural	Peso total Kg	r
Vigas de alma homogénea	329310.97	1.0000
Vigas aligeradas con aberturas rectangulares	328021.81	0.9961
Vigas aligeradas con aberturas circulares - método 1	328267.60	0.9968
Vigas aligeradas con aberturas circulares - método 2	335106.04	1.0176

Como se puede apreciar, la incorporación de vigas aligeradas en el sistema estructural principal de una edificación produce una variación minúscula en su peso propio; ocasionando una reducción de tan solo el 0.39% para las vigas con aberturas rectangulares y vigas con aberturas circulares por el método 1. En contraste, la incorporación de vigas con aberturas circulares por el método 2 ocasionó un aumento insignificante de tan solo el 1.76% con respecto al sistema inicial. Se puede inferir que, el cortante basal V , para cada uno de los sistemas analizados, presentará variaciones de igual característica; puesto que su magnitud está directamente relacionada con el peso reactivo de la estructura W , como se muestra en la ecuación (4.3), determinada en el apartado 3.6.4. Cargas sísmicas.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_P * \phi_E} * W = 0.2449 * W \quad (4.3)$$

El estudio llevado a cabo por Cagua y otros [31], concluye que el incremento de la carga reactiva presenta un incremento en el cortante basal, consecuentemente en las fuerzas laterales y en la deriva de la estructura. Adicionalmente, menciona que el incremento de las derivas en función del incremento de cortante basal tiende a ser directamente proporcional.

En concordancia con lo expuesto y en el contexto de esta investigación, las fuerzas laterales, concernientes al diseño sismorresistente de la edificación, y las derivas de piso de los sistemas estructurales conformados por vigas aligeradas con aberturas rectangulares y aberturas circulares por el método 1 resultarán menores con respecto al sistema de vigas con almas homogéneas en 0.9961 y 0.9968 veces, de manera respectiva y aproximada. Y para el caso del sistema con vigas aligeradas con aberturas circulares por el método 2 aumentarán en 1.0176 veces, aproximadamente, con respecto al sistema inicial considerado.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS

5.1. Conclusiones

- La configuración estructural idealizada para la edificación posee características de sismorresistencia ante las diferentes demandas ocupacionales a las que está destinada esta obra civil; como también de las solicitaciones sísmicas, propias de una zona con peligrosidad sísmica establecida como alta, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción. El análisis estructural cumple con los requerimientos planteados por los estados límites de resistencia y servicio. Adicionalmente, la capacidad de los elementos estructurales, propuestos para su montaje y construcción, son superiores a las demandas de diseño; una vez analizados los índices de esfuerzo, determinados en el software especializado en este campo.

- Las vigas con aberturas en el alma fueron diseñadas para absorber las demandas de flexión y corte, que intervinieron en la idealización de la sección de la viga de alma homogénea equivalente. Al realizar la comparación del comportamiento estructural entre las vigas de alma homogénea y las vigas aligeradas, en términos de deformaciones verticales, deformaciones laterales y esfuerzos de von-Mises, los elementos aligerados sufren menores deformaciones, en contraste a los perfiles con almas no alteradas; siendo las aberturas circulares las que poseen un mejor comportamiento estructural ante cargas aplicadas. Adicionalmente, al realizar perforaciones en el alma de una viga, los esfuerzos internos tienden a concentrarse en los alrededores de esta abertura, localizados en mayor proporción en las esquinas de las aberturas rectangulares; por tal motivo, la abertura circular sigue siendo la opción con mayor grado de factibilidad, en términos estructurales, para ser incorporadas en el sistema constructivo de una edificación.

- En términos económicos, la diferencia de costos para la construcción de la edificación, con sistemas estructurales idealizados a través de vigas de alma homogénea y vigas aligeradas, es minúscula a causa del incremento en el costo de fabricación que conlleva el armado de una viga con perforaciones, considerando la realidad constructiva de la ciudad de Ambato. Sin embargo, las vigas aligeradas siguen presentando beneficios, en cuanto a inversión económica, para el suministro, fabricación y montaje de la perfilería metálica. Relacionando esta realidad con los antecedentes investigativos, la diferencia económica será más notable si se analiza una edificación que posee grandes luces y están sometidas a demandas ocupacionales considerables; por ejemplo, cubiertas industriales, estadios o centros comerciales.

5.2. Recomendaciones

- Las secciones transversales de los perfiles metálicos, determinados en el diseño estructural de la edificación, están sujetos a procesos de optimización si se incorporan dispositivos de arriostramiento lateral; por tal motivo, se recomienda dar continuidad al estudio en la incidencia de vigas aligeradas y dispositivos de arriostramiento lateral en el diseño sismorresistente de una edificación, con demandas sísmicas y ocupacionales propias de la ciudad de Ambato.
- Establecer diferencias estructurales entre vigas de almas aligeradas con aberturas hexagonales, octogonales y sinusoidales; con el fin de determinar la geometría óptima para su incorporación en la configuración estructural de la edificación, que posea características similares a las planteadas en la presente investigación.
- La diferencia económica entre los sistemas estructurales analizados podría ser más notable si las vigas secundarias fueran sometidas a procesos de análisis y diseño de aberturas rectangulares y circulares. Bajo esta realidad, es recomendable diseñar perforaciones para estos elementos secundarios.

- Es importante realizar un proceso iterativo en la variación de tamaño de la malla para la discretización del modelo matemático en el análisis estático estructural por elementos finitos de estas vigas; con ello, se alcanza una convergencia en los resultados obtenidos y la valía de éstos es garantizada.

5.3. Bibliografía

- [1] D. Darwin, «Steel and Composite Beams with Web Openings», p. 65, 2003.
- [2] J. W. Cevallos Cabrera, «Diseño por capacidad partiendo de un análisis comparativo entre el método modal espectral y el método tiempo historia con el uso de acelerogramas sintéticos y la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015; de un edificio de 9 pisos en estructura metálica». Universidad Técnica de Ambato, 2022.
- [3] M. Guerra Avedaño, *Diseño sismo resistente de edificios de acero utilizando ETABS y NEC 2015*, Primera. Quito - Ecuador: Bustos Guerra Consultora, 2015.
- [4] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, «Norma Ecuatoriana de la Construcción», en *Estructuras de Acero*, Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- [5] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, «AISC 341-16: SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS», en *SEISMIC PROVISIONS FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS*, Chicago, 2016.
- [6] «ANSI/AISC 360-16 Specification for structural Steel Buildings». 7 de junio de 2010.
- [7] F. P. V. Ferreira, C. H. Martins, y S. De Nardin, «Advances in composite beams with web openings and composite cellular beams», *J. Constr. Steel Res.*, vol. 172, p. 106182, sep. 2020, doi: 10.1016/j.jcsr.2020.106182.
- [8] S. G. Morkhade, M. Kshirsagar, R. Dange, y A. Patil, «Analytical study of effect of web opening on flexural behaviour of hybrid beams», *Asian J. Civ. Eng.*, vol. 20, n.º 4, pp. 537-547, jun. 2019, doi: 10.1007/s42107-019-00122-4.

- [9] S. G. Morkhade, S. Shaikh, A. Kumbhar, A. Shaikh, y R. Tiwari, «COMPARATIVE STUDY OF ULTIMATE LOAD FOR CASTELLATED AND PLAIN-WEBBED BEAMS», p. 13.
- [10] H. Abedi Sarvestani, «Cyclic behavior of hexagonal castellated beams in steel moment-resisting frames with post-tensioned connections», *Structures*, vol. 11, pp. 121-134, ago. 2017, doi: 10.1016/j.istruc.2017.05.001.
- [11] W. Yuan, N. Yu, Z. Bao, y L. Wu, «Deflection of castellated beams subjected to uniformly distributed transverse loading», *Int. J. Steel Struct.*, vol. 16, n.º 3, pp. 813-821, sep. 2016, doi: 10.1007/s13296-015-0120-2.
- [12] A. Kaveh y F. Shokohi, «COST OPTIMIZATION OF CASTELLATED BEAMS USING CHARGED SYSTEM SEARCH ALGORITHM», vol. 38, p. 16, 2014.
- [13] M. D. R. Lopez y J. J. A. Giraldo, «COMPARACION TECNICO-FINANCIERA DEL ACERO ESTRUCTURAL Y EL HORMIGON ARMADO», 2008.
- [14] F. Erdal y M. P. Saka, «Ultimate load carrying capacity of optimally designed steel cellular beams», *J. Constr. Steel Res.*, vol. 80, pp. 355-368, ene. 2013, doi: 10.1016/j.jcsr.2012.10.007.
- [15] R. Redwood y S. H. Cho, «Design of Steel and Composite Beams with Web Openings».
- [16] D. Darwin y R. C. Donahey, «LRFD for Composite Beams with Unreinforced Web Openings», *J. Struct. Eng.*, vol. 114, n.º 3, pp. 535-552, mar. 1988, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:3(535).
- [17] R. G. Redwood y G. Poubouras, «Tests of composite beams with web holes», *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 10, n.º 4, pp. 713-721, dic. 1983, doi: 10.1139/l83-100.
- [18] R. G. Redwood y S. C. Shrivastava, «Design recommendations for steel beams with web holes», *Can. J. Civ. Eng.*, vol. 7, n.º 4, pp. 642-650, dic. 1980, doi: 10.1139/l80-077.
- [19] R. G. Redwood y M. Uenoya, «Critical Loads for Webs with Holes», *J. Struct. Div.*, vol. 105, n.º 10, pp. 2053-2067, oct. 1979, doi: 10.1061/JSDEAG.0005254.

- [20] S. S. Fares, J. Coulson, y D. W. Dinehart, «Castellated and Cellular Beam Design».
- [21] R. Kurlapkar y A. Patil, «Optimization of Various Parameters of Castellated Beam Containing Sinusoidal Openings», *Int. J. Eng. Res.*, vol. 10, n.º 06, p. 5.
- [22] R. W. Frost y R. E. Leffler, «Fatigue Tests of Beams with Rectangular Web Holes», *J. Struct. Div.*, vol. 97, n.º 2, pp. 509-527, feb. 1971, doi: 10.1061/JSDEAG.0002814.
- [23] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. 2014.
- [24] E. X. Salinas Villegas, «Estudio de pórticos arriostrados concéntricamente en V, V invertida y arriostramiento en K y su incidencia en el diseño de un edificio en acero de 7 pisos». Universidad Técnica de Ambato, 2022.
- [25] «ASCE/SEI 7-46: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures», en *ASCE/SEI 7-46: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Building and Other Structures*, Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2017, p. 889.
- [26] C. D. Medina Robalino, «Reducción de la vulnerabilidad en estructuras esenciales y especiales de hormigón armado, situadas en zonas de alto riesgo sísmico en el Ecuador». Escuela Politécnica Nacional, marzo de 2016.
- [27] Y. Kurobane, J. Packer, J. Wardenier, y N. Yeomans, «GUIA DE DISEÑO PARA UNIONES A COLUMNAS DE PERDILES TUBULARES Y ESTRUCTURALES», en *Guía de diseño para uniones a columnas de perfiles tubulares estructurales*, Alemania, 2005.
- [28] J. DeWolf y D. Bicker, «Steel Design Guide Series 1: Column Base Plates», American Institute of Steel Construction, Inc., 1990.
- [29] ACI - Committee 318, *ACI 318-19: Building code requirements for structural concrete*, 2019.^a ed. American Concrete Institute (ACI).
- [30] M. Guerra Avedaño, *Diseño de cimentaciones sismo resistentes utilizando SAFE*, Primera edición. Quito - Ecuador, 2013.

[31] B. Cagua-Gómez, A. Tola-Tola, J. Pilatasig-Caizaguano, y P. Aguilar-Rosero, «Influencia sobre el cortante basal y derivas de edificaciones al incluir una fracción de la carga viva en la carga sísmica reactiva», *Investig. Desarro.*, vol. 16, n.º 1, dic. 2022, doi: 10.31243/id.v16.2022.1667.

5.4. Anexos

5.4.1. Diseño arquitectónico

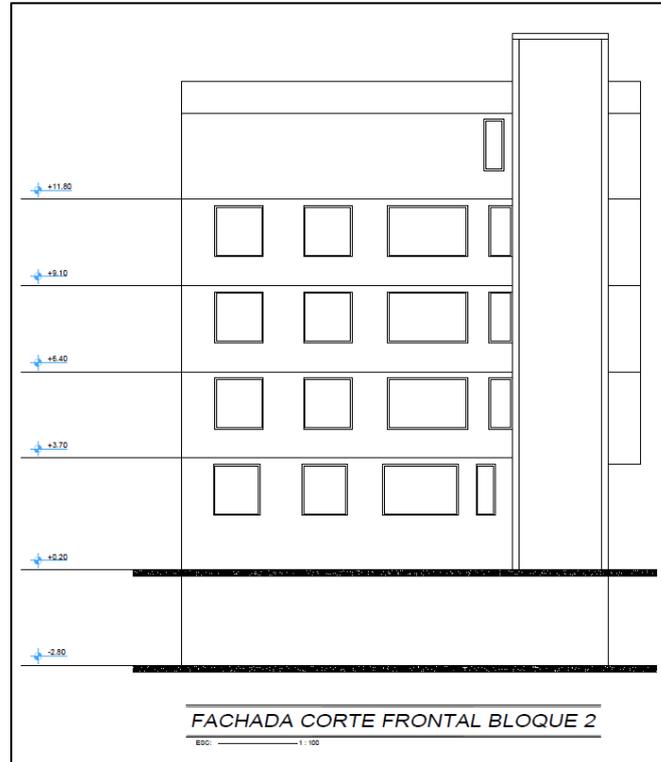


Figura A1. Fachada corte frontal bloque 2

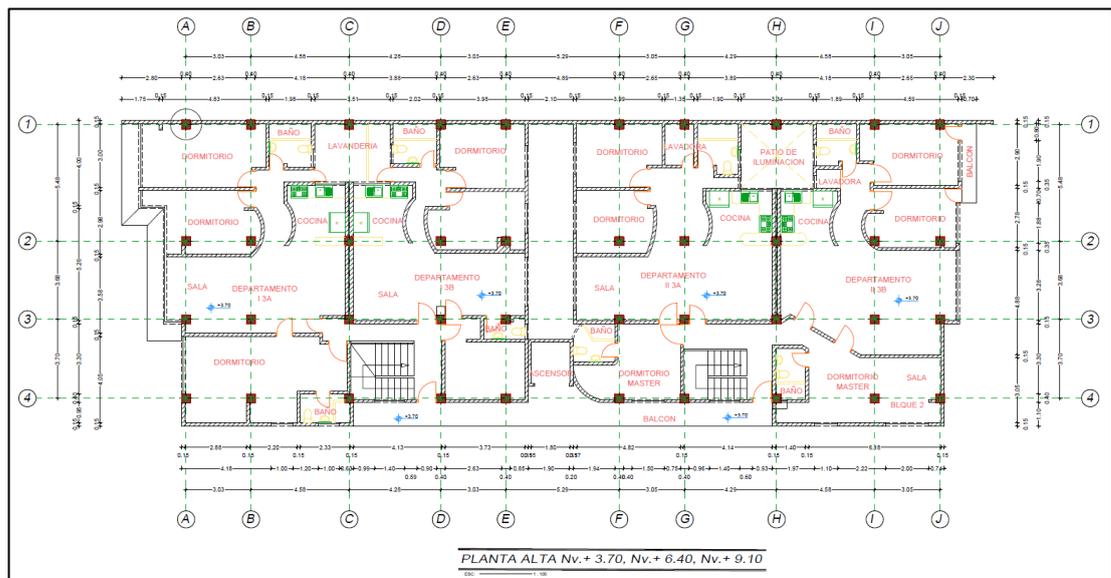


Figura A2. Distribución arquitectónica de las plantas altas Nv.+3.70, Nv.+6.40, Nv.+9.10

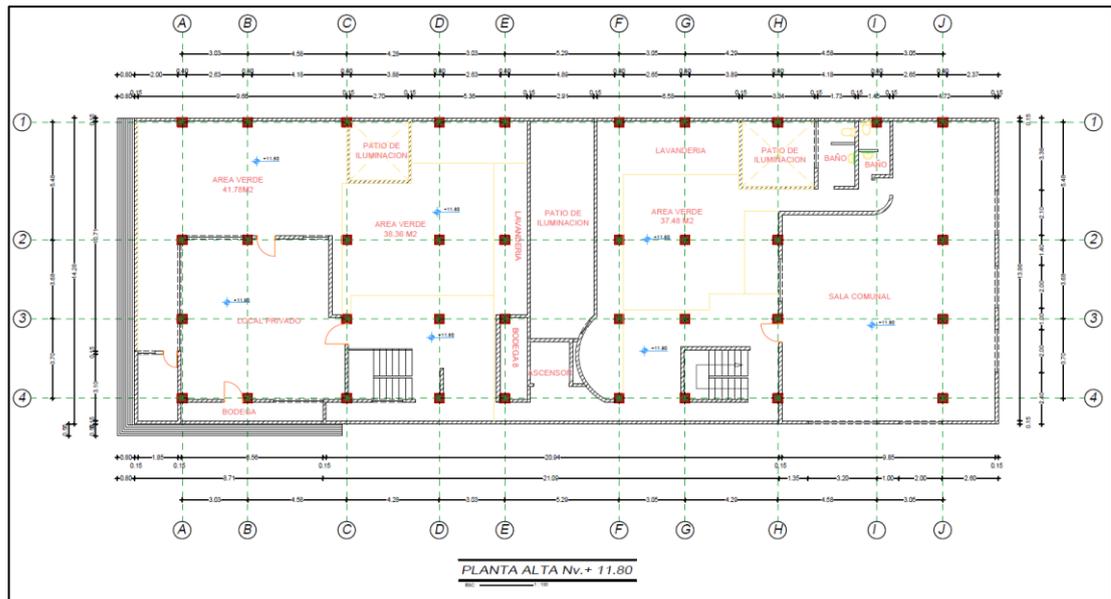


Figura A3. Distribución arquitectónica de la planta alta Nv.+11.80

5.4.2. Predimensionamiento de elementos estructurales

- **Losas**

Las losas de la estructura propuesta estarán formadas por secciones compuestas por placas colaborantes y hormigón; y su predimensionamiento se basa en la separación entre las vigas secundarias, donde descansará el panel.

Se ha tomado como referencia la información de placas colaborantes disponibles en el mercado local, con espesores comerciales de 0.76mm y 1.00 mm para libre elección del diseñador, como se visualiza en la tabla A1. De igual forma, los catálogos de las placas colaborantes disponen de información acerca de la máxima longitud entre apoyos para los espesores disponibles; facilitando así, la selección óptima de la placa a utilizar; como se muestra en la tabla A2.

Tabla A1. Propiedades de la placa colaborante y la sección compuesta

PROPIEDADES DE LA PLACA COLABORANTE					
Espesor (mm)	Peso (Kg/m²)	I(+)(cm⁴/m)	I(-)(cm⁴/m)	S(+)(cm³/m)	S(-)(cm³/m)
0.76	7.47	36.89	11.46	12.81	9.03
1.00	9.82	52.38	16.76	18.84	12.02
PROPIEDADES DE LA SECCIÓN COMPUESTA					
Espesor placa (mm)	Espesor hormigón (cm)	Volumen hormigón (m³/m²)	Peso hormigón (Kg/m²)	Id (cm⁴/m)	
0.76	5	0.07491	179.8	593.57	
1.00	5	0.07473	179.3	654.57	

Tabla A2. Máxima longitud sin apuntalar para disposición de placa colaborante

MÁXIMA LONGITUD SIN APUNTALAR						
Espesor losa hormigón (cm)	e=0.76mm			e=1.00mm		
	1 vano	2 vanos	3 vanos	1 vano	2 vanos	3 vanos
5	1.853	2.230	2.257	2.078	2.785	2.567

Para el presente caso en estudio, la separación máxima entre apoyos del tablero con mayores dimensiones es de 1.53m; por tanto, se selección preliminar de la placa colaborante será de 0.76mm, con un espesor de losa de 5cm.

- **Vigas secundarias**

El predimensionamiento de este elemento estructural depende de la disposición adoptada en el tablero con mayores dimensiones; siendo este de 4.58m y 5.48m, localizado en el primer nivel (uso comercial). El ancho cooperante de las vigas secundarias críticas es de 1.53m, debido a que cada una de estas absorberá las cargas transmitidas por un tercio de la losa compuesta, como se visualiza en/ la figura A4.

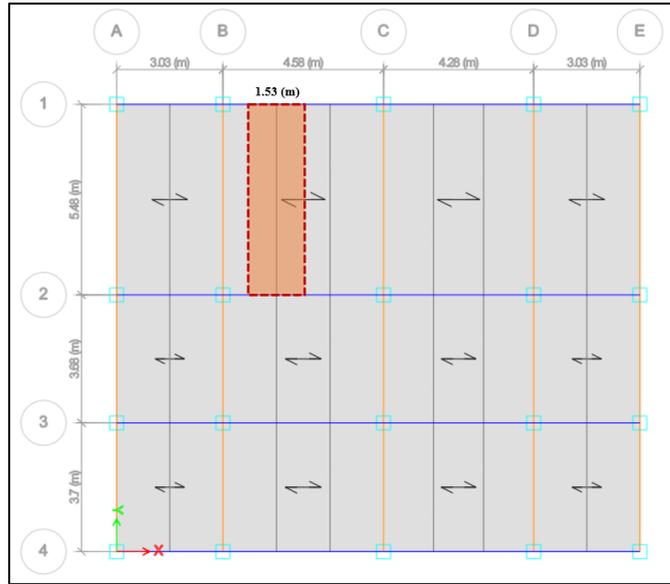


Figura A4. Área cooperante de la viga secundaria crítica para prediseño

Por tanto, las cargas actuantes en el área cooperante de la viga secundaria serán las siguientes, despreciando el peso propio de la viga secundaria:

- Carga muerta (peso placa colaborante + peso hormigón): 187.27 Kg/m²
- Adicional carga muerta: 350 Kg/m²
- Carga viva (locales comerciales): 480 Kg/m²

$$U = 1.2D + 1.6L = 1.2 \left(187.27 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} + 350 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) + 1.6 \left(480 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \right) = 1412.72 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$$

$$U = 1412.72 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * \text{ancho cooperante} = 1412.72 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 1.53\text{m} = 2161.46 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$= 2.16 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

Posteriormente, se procede al cálculo del momento máximo Mu y sus reacciones en sus apoyos R , generados por la carga lineal U en la viga secundaria con longitud L de 5.48m, en condición simplemente apoyada:

$$Mu = \frac{wL^2}{8} = \frac{2.16 \frac{\text{t}}{\text{m}} * (5.48\text{m})^2}{8} = 8.11\text{tm}$$

$$R = \frac{w * L}{2} = \frac{2.16 \frac{t}{m} * 5.48m}{2} = 5.91t$$

Finalmente, se calcula la cuantía del módulo plástico requerido Zx_{req} :

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\phi * fy} = \frac{8.11tm * 10^5}{0.9 * 2530 Kg/cm^2} = 355.73cm^3 = 21.71in^3$$

Con esta cuantía es posible identificar un perfil metálico con un módulo plástico similar al calculado, siendo el perfil W8x24 el adecuado ya que tiene un valor de 23.1 in³. En las figuras A5 y A6 se visualizan las propiedades geométricas concerniente a este perfil seleccionado.

Table 1-1 (continued) W-Shapes Properties														
Nom- inal wt. lb/ft	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_s	h_o	Torsional Properties	
	b_f	h	I	S	r	Z	I	S	r	Z			J	C_w
	t_f	t_w	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³			in. ⁴	in. ⁶
67	4.43	11.1	272	60.4	3.72	70.1	88.6	21.4	2.12	32.7	2.43	8.07	5.05	1440
58	5.07	12.4	228	52.0	3.65	59.8	75.1	18.3	2.10	27.9	2.39	7.94	3.33	1180
48	5.92	15.9	184	43.2	3.61	49.0	60.9	15.0	2.08	22.9	2.35	7.82	1.96	931
40	7.21	17.6	146	35.5	3.53	39.8	49.1	12.2	2.04	18.5	2.31	7.69	1.12	726
35	8.10	20.5	127	31.2	3.51	34.7	42.6	10.6	2.03	16.1	2.28	7.63	0.769	619
31	9.19	22.3	110	27.5	3.47	30.4	37.1	9.27	2.02	14.1	2.26	7.57	0.536	530
28	7.03	22.3	98.0	24.3	3.45	27.2	21.7	6.63	1.62	10.1	1.84	7.60	0.537	312
24	8.12	25.9	82.7	20.9	3.42	23.1	18.3	5.63	1.61	8.57	1.81	7.53	0.346	259
21	6.59	27.5	75.3	18.2	3.49	20.4	9.77	3.71	1.26	5.69	1.46	7.88	0.282	152
18	7.95	29.9	61.9	15.2	3.43	17.0	7.97	3.04	1.23	4.66	1.43	7.81	0.172	122
15	6.37	28.1	48.0	11.8	3.29	13.6	3.41	1.70	0.876	2.67	1.06	7.80	0.137	51.8
13	7.84	29.9	39.6	9.91	3.21	11.4	2.73	1.37	0.843	2.15	1.03	7.74	0.0871	40.8
10	9.61	40.5	30.8	7.81	3.22	8.87	2.09	1.06	0.841	1.66	1.01	7.69	0.0426	30.9
25	6.88	15.5	53.4	16.7	2.70	18.9	17.1	5.61	1.52	8.56	1.74	5.93	0.461	150
20	8.25	19.1	41.4	13.4	2.66	14.9	13.3	4.41	1.50	6.72	1.70	5.84	0.240	113
15	11.5	21.6	29.1	9.72	2.56	10.8	9.32	3.11	1.45	4.75	1.66	5.73	0.101	76.5
16	4.98	19.1	32.1	10.2	2.60	11.7	4.43	2.20	0.967	3.39	1.13	5.88	0.223	38.2
12	7.14	21.6	22.1	7.31	2.49	8.30	2.99	1.50	0.918	2.32	1.08	5.75	0.0903	24.7
9	9.16	29.2	16.4	5.56	2.47	6.23	2.20	1.11	0.905	1.72	1.06	5.69	0.0405	17.7
8.5	10.1	29.1	14.9	5.10	2.43	5.73	1.99	1.01	0.890	1.56	1.05	5.64	0.0333	15.8
19	5.85	13.7	26.3	10.2	2.17	11.6	9.13	3.63	1.28	5.53	1.45	4.72	0.316	50.9
16	6.94	15.4	21.4	8.55	2.13	9.63	7.51	3.00	1.26	4.58	1.43	4.65	0.192	40.6
13	5.88	10.6	11.3	5.46	1.72	6.28	3.86	1.90	1.00	2.92	1.16	3.82	0.151	14.0

Figura A5. Perfil seleccionado para prediseño de vigas secundarias

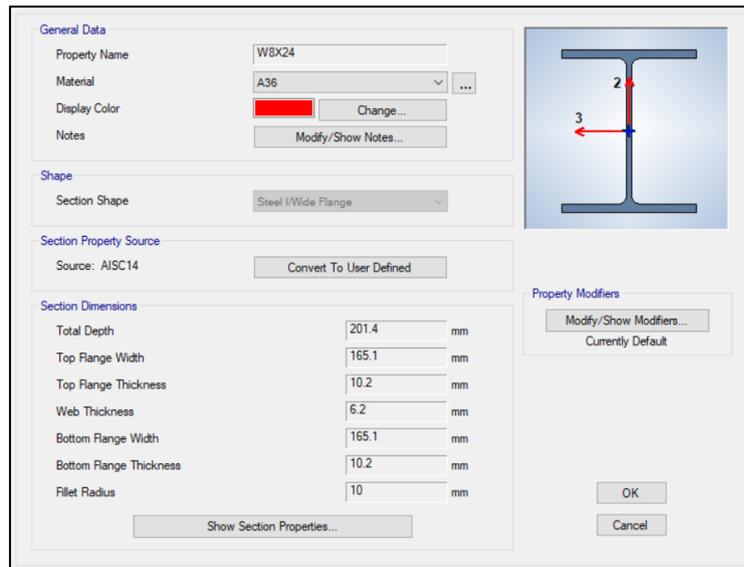


Figura A6. Dimensiones del perfil W8x24 para vigas secundarias para prediseño

- **Vigas principales**

Estos elementos estructurales reciben las cargas provenientes de las vigas secundarias y las transmiten a las columnas a través de sus conexiones; las cuales, reciben el nombre de conexiones resistentes a momento. Como fin de prediseño, la viga principal analizada fue la que está localizada en el eje 2, con una longitud de 4.58m.

Las cargas provenientes de las vigas secundarias de longitud 5.48m son de 5.91t, correspondiente a la reacción calculada anteriormente. Las cargas de 3.97t conciernen a las reacciones provenientes de las vigas secundarias de longitud 3.68m. Consecuentemente, en esta viga principal actúan dos (2) cargas puntuales de 9.88t a una distancia de 1.53m medidas desde su apoyo más cercano.

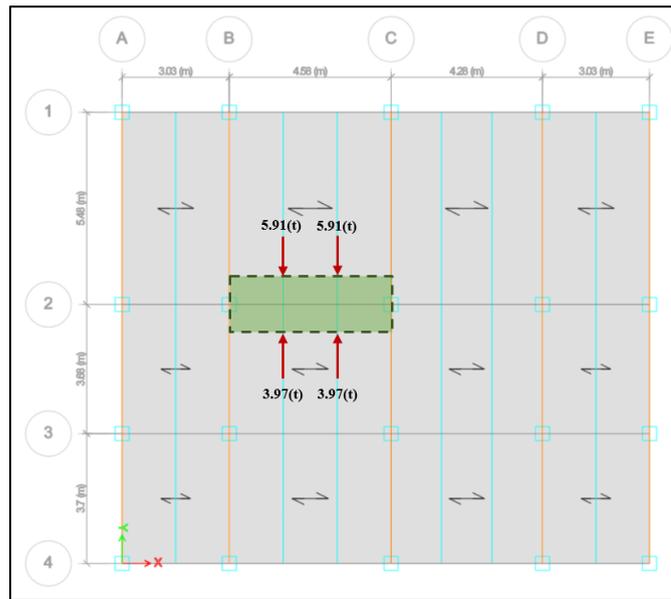


Figura A7. Cargas actuantes en viga principal para prediseño

Para la determinación del momento máximo M_u se suponen dos (2) condiciones de apoyo: empotramiento perfecto y simplemente apoyado; la condición real será una situación intermedia entre las dos (2):

- Para condición de empotramiento perfecto:

$$M_{(-)} = -\frac{P * a}{L} (L - a) = -\frac{9.88t * 1.53m}{4.58m} (4.58m - 1.53m) = 10.07tm$$

$$M_{(+)} = \frac{P * a^2}{L} = -\frac{9.88t * (1.53m)^2}{4.58m} = 5.05tm$$

- Para condición de simplemente apoyado:

$$M_{max} = P * a = 9.88t * 1.53m = 15.12tm$$

En este caso para prediseño se tomará el mayor momento calculado, siendo este de 15.12t. Por ende, el módulo plástico requerido Zx_{req} será:

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\phi * fy} = \frac{15.12tm * 10^5}{0.9 * 2530 Kg/cm^2} = 664.03cm^3 = 40.52in^3$$

Con esta cuantía es posible identificar un perfil metálico con un módulo plástico similar al calculado, siendo el perfil W12x30 el adecuado ya que tiene un valor de 43.1 in³. En la figura A8 y A9 se visualizan las propiedades geométricas concerniente a este perfil seleccionado.

Table 1-1 (continued) W-Shapes Properties														 W12-W10	
Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				r_{lx}	r_{ly}	Torsional Properties		
	$\frac{b_f}{2t_f}$	$\frac{h}{t_w}$	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³	I in. ⁴	S in. ³	r in.	Z in. ³			J in. ⁴	C_w in. ⁶	
58	7.82	27.0	475	78.0	5.28	86.4	107	21.4	2.51	32.5	2.81	11.6	2.10	3570	
53	8.69	28.1	425	70.6	5.23	77.9	95.8	19.2	2.48	29.1	2.79	11.5	1.58	3160	
50	6.31	26.8	391	64.2	5.18	71.9	86.3	13.9	1.96	21.3	2.25	11.6	1.71	1880	
45	7.00	29.6	348	57.7	5.15	64.2	50.0	12.4	1.95	19.0	2.23	11.5	1.26	1650	
40	7.77	33.6	307	51.5	5.13	57.0	44.1	11.0	1.94	16.8	2.21	11.4	0.906	1440	
35	6.31	36.2	285	45.6	5.25	51.2	24.5	7.47	1.54	11.5	1.79	12.0	0.741	879	
30	7.41	41.8	238	38.6	5.21	43.1	20.3	6.24	1.52	9.56	1.77	11.9	0.457	720	
26	8.54	47.2	204	33.4	5.17	37.2	17.3	5.34	1.51	8.17	1.75	11.8	0.300	607	
22	4.74	41.8	156	25.4	4.91	29.3	4.66	2.31	0.848	3.66	1.04	11.9	0.293	164	
19	5.72	46.2	130	21.3	4.82	24.7	3.76	1.88	0.822	2.98	1.02	11.9	0.180	131	
16	7.53	49.4	103	17.1	4.67	20.1	2.82	1.41	0.773	2.26	0.983	11.7	0.103	96.9	
14	8.82	54.3	88.6	14.9	4.62	17.4	2.36	1.19	0.753	1.90	0.961	11.7	0.0704	80.4	
112	4.17	10.4	716	126	4.66	147	236	45.3	2.68	69.2	3.08	10.2	15.1	6020	
100	4.62	11.6	623	112	4.60	130	207	40.0	2.65	61.0	3.04	10.0	10.9	5150	
88	5.18	13.0	534	98.5	4.54	113	179	34.8	2.63	53.1	2.99	9.81	7.53	4330	
77	5.86	14.8	455	85.9	4.49	97.6	154	30.1	2.60	45.9	2.95	9.73	5.11	3630	
68	6.58	16.7	394	75.7	4.44	85.3	134	26.4	2.59	40.1	2.92	9.63	3.56	3100	
60	7.41	18.7	341	66.7	4.39	74.6	116	23.0	2.57	35.0	2.88	9.52	2.48	2640	
54	8.15	21.2	303	60.0	4.37	66.6	103	20.6	2.56	31.3	2.85	9.49	1.82	2320	
49	8.93	23.1	272	54.6	4.35	60.4	93.4	18.7	2.54	28.3	2.84	9.44	1.39	2070	
45	6.47	22.5	248	49.1	4.32	54.9	83.4	13.3	2.01	20.3	2.27	9.48	1.51	1200	
39	7.53	25.0	209	42.1	4.27	46.8	45.0	11.3	1.98	17.2	2.24	9.39	0.976	992	
33	9.15	27.1	171	35.0	4.19	38.8	36.6	9.20	1.94	14.0	2.20	9.30	0.583	791	
30	5.70	29.5	170	32.4	4.38	36.6	16.7	5.75	1.37	8.84	1.60	9.99	0.622	414	
26	6.56	34.0	144	27.9	4.35	31.3	14.1	4.89	1.36	7.50	1.58	9.86	0.402	345	
22	7.99	36.9	118	23.2	4.27	26.0	11.4	3.97	1.33	6.10	1.55	9.84	0.239	275	
19	5.09	35.4	96.3	18.8	4.14	21.6	4.29	2.14	0.874	3.35	1.06	9.81	0.233	104	
17	6.08	36.9	81.9	16.2	4.05	18.7	3.56	1.78	0.845	2.80	1.04	9.77	0.156	85.1	
15	7.41	38.5	68.9	13.8	3.95	16.0	2.89	1.45	0.810	2.30	1.01	9.72	0.104	68.3	
12	9.43	46.6	53.8	10.9	3.90	12.6	2.18	1.10	0.785	1.74	0.983	9.66	0.0547	50.9	

Figura A8. Perfil seleccionado para prediseño de vigas principales

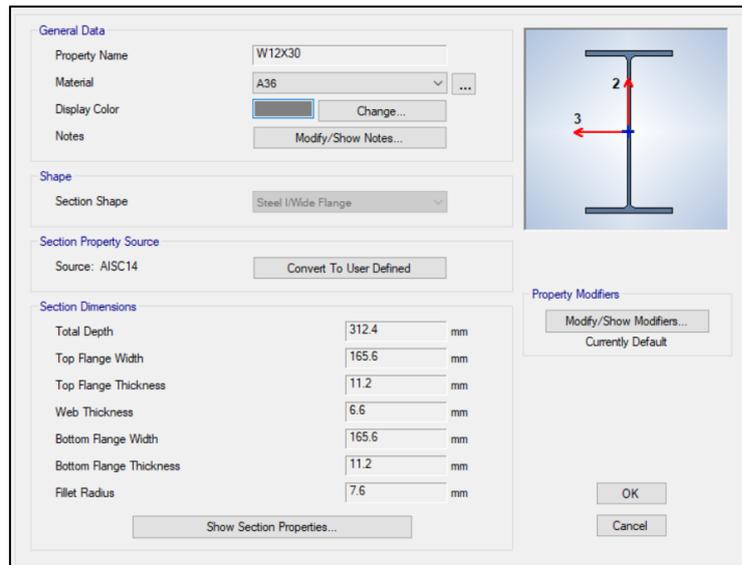


Figura A9. Dimensiones del perfil W12x30 para vigas principales para prediseño

- **Columnas**

El predimensionamiento de este elemento estructural es considerado sencillo, debido a que se plantea el caso en el que la columna soporta cargas concéntricas y trabajan netamente a compresión. Por tanto, la sección prediseñada fue determinada de la siguiente manera; adoptando una cuantía de 35 Kg/m² como peso de vigas y columnas por cada piso, asumiéndose este valor por tratarse de sistemas formados por pórticos conformados en acero [3]:

- Carga muerta (peso placa colaborante + peso hormigón): 187.27 Kg/m²
- Adicional carga muerta: 350 Kg/m²
- Peso de vigas + peso de columnas: 35 Kg/m²
- Carga viva (locales comerciales): 480 Kg/m²

$$\begin{aligned}
 U &= 1.2D + 1.6L = 1.2 \left(187.27 \frac{Kg}{m^2} + 350 \frac{Kg}{m^2} + 35 \frac{Kg}{m^2} \right) + 1.6 \left(480 \frac{Kg}{m^2} \right) \\
 &= 1454.72 \frac{Kg}{m^2}
 \end{aligned}$$

La columna analizada es la que está dispuesta entre los ejes C-2, cuya área cooperante es 20.29 m², como se proyecta en la figura A10. Seguido a esto, la carga axial P_u sometida en esta columna será:

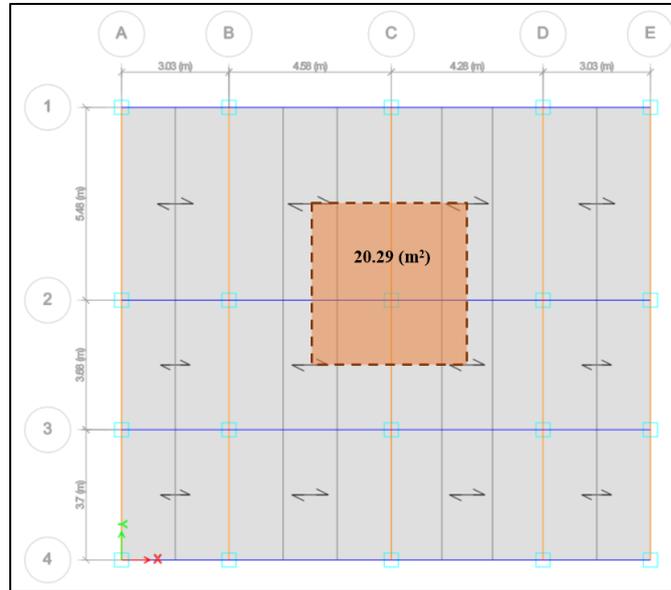


Figura A10. Área cooperante de la columna crítica para prediseño

$$\begin{aligned}
 P_u &= U * \text{área cooperante} * \# \text{ pisos} = 1454.72 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} * 20.29 \text{m}^2 * 5 \text{ pisos} \\
 &= 147581.34 \text{ Kg} = 147.58 \text{ t}
 \end{aligned}$$

La relación de esbeltez de una columna de 3.00 a 4.57m de altura, aproximadamente estará entre 40 y 60; para predimensionamiento se puede utilizar $\frac{kl}{r} = 50$ [3]. Bajo este antecedente, se acude a las tablas de esfuerzos críticos admisibles σ para elementos a compresión presentadas en el “Manual de Construcción del Acero” de la AISC; correspondiendo a una cuantía de 28.4 ksi = 2000 Kg/cm² para mencionada relación de esbeltez. En la figura A11 se presentan los esfuerzos, correspondientes a esta relación de esbeltez asumida.

Table 4-22 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35 \text{ ksi}$			$F_y = 36 \text{ ksi}$			$F_y = 42 \text{ ksi}$			$F_y = 46 \text{ ksi}$			$F_y = 50 \text{ ksi}$		
$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$												
	ksi	ksi												
	ASD	LRFD												
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.6	54	22.6	34.0	54	24.2	36.4
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8	55	24.0	36.1
56	17.9	26.8	56	18.3	27.5	56	20.7	31.2	56	22.3	33.5	56	23.8	35.8
57	17.7	26.7	57	18.2	27.3	57	20.6	31.0	57	22.1	33.3	57	23.6	35.5
58	17.6	26.5	58	18.1	27.1	58	20.5	30.7	58	22.0	33.0	58	23.4	35.2
59	17.5	26.4	59	17.9	27.0	59	20.3	30.5	59	21.8	32.8	59	23.2	34.9
60	17.4	26.2	60	17.8	26.8	60	20.2	30.3	60	21.6	32.5	60	23.0	34.6
61	17.3	26.0	61	17.7	26.6	61	20.0	30.1	61	21.4	32.2	61	22.8	34.3
62	17.2	25.9	62	17.6	26.5	62	19.9	29.9	62	21.3	32.0	62	22.6	34.0
63	17.1	25.7	63	17.5	26.3	63	19.7	29.6	63	21.1	31.7	63	22.4	33.7
64	17.0	25.5	64	17.4	26.1	64	19.6	29.4	64	20.9	31.4	64	22.2	33.4
65	16.9	25.4	65	17.3	25.9	65	19.4	29.2	65	20.7	31.2	65	22.0	33.0
66	16.8	25.2	66	17.1	25.8	66	19.2	28.9	66	20.5	30.9	66	21.8	32.7
67	16.7	25.0	67	17.0	25.6	67	19.1	28.7	67	20.4	30.6	67	21.6	32.4
68	16.5	24.9	68	16.9	25.4	68	18.9	28.5	68	20.2	30.3	68	21.4	32.1
69	16.4	24.7	69	16.8	25.2	69	18.8	28.2	69	20.0	30.1	69	21.1	31.8
70	16.3	24.5	70	16.7	25.0	70	18.6	28.0	70	19.8	29.8	70	20.9	31.4

Figura A11. Esfuerzos críticos para elementos a compresión para prediseño de columnas

Posteriormente, se procede a calcular el área de acero requerida A_{req} con la siguiente expresión:

$$A_{req} = \frac{Pu}{\sigma} = \frac{147.58 * 1000 \text{ Kg}}{2000 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 61.14 \text{ cm}^2 = 9.48 \text{ in}^2$$

Con esta cuantía es posible identificar F_y un perfil metálico con un área similar al requerido, siendo perfil HSS8x8x3/8 el adecuado ya que tiene un valor de 10.4 in^3 . En las figuras A12 y A13 se visualizan las propiedades geométricas concerniente a este perfil seleccionado.

Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nominal Wt.	Area, <i>A</i>	<i>b/t</i>	<i>h/t</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	Workable Flat	Torsion		Surface Area
											<i>J</i>	<i>C</i>	
	in.	lb/ft	in. ²			in. ⁴	in. ³	in.	in. ³		in.	in. ⁴	
HSS16×16× ⁵ / ₈	0.581	127.37	35.0	24.5	24.5	1370	171	6.25	200	13 ³ / ₁₆	2170	276	5.17
	× ¹ / ₂	0.465	103.30	28.3	31.4	1130	141	6.31	164	13 ³ / ₄	1770	224	5.20
	× ³ / ₈	0.349	78.52	21.5	42.8	873	109	6.37	126	14 ⁵ / ₁₆	1350	171	5.23
	× ⁵ / ₁₆	0.291	65.87	18.1	52.0	739	92.3	6.39	106	14 ⁹ / ₁₆	1140	144	5.25
HSS14×14× ⁵ / ₈	0.581	110.36	30.3	21.1	21.1	897	128	5.44	151	11 ³ / ₁₆	1430	208	4.50
	× ¹ / ₂	0.465	89.68	24.6	27.1	743	106	5.49	124	11 ³ / ₄	1170	170	4.53
	× ³ / ₈	0.349	68.31	18.7	37.1	577	82.5	5.55	95.4	12 ⁵ / ₁₆	900	130	4.57
	× ⁵ / ₁₆	0.291	57.38	15.7	45.1	490	69.9	5.58	80.5	12 ⁹ / ₁₆	759	109	4.58
HSS12×12× ⁵ / ₈	0.581	93.34	25.7	17.7	17.7	548	91.4	4.62	109	9 ⁹ / ₁₆	885	151	3.83
	× ¹ / ₂	0.465	76.07	20.9	22.8	457	76.2	4.68	89.6	9 ³ / ₄	728	123	3.87
	× ³ / ₈	0.349	58.10	16.0	31.4	357	59.5	4.73	69.2	10 ⁵ / ₁₆	561	94.6	3.90
	× ⁵ / ₁₆	0.291	48.86	13.4	38.2	304	50.7	4.78	58.6	10 ⁹ / ₁₆	474	79.7	3.92
	× ¹ / ₄	0.233	39.43	10.8	48.5	248	41.4	4.79	47.6	10 ⁷ / ₈	384	64.5	3.93
	× ³ / ₁₆	0.174	29.84	8.15	66.0	189	31.5	4.82	36.0	11 ³ / ₁₆	290	48.6	3.95
HSS10×10× ⁵ / ₈	0.581	76.33	21.0	14.2	14.2	304	60.8	3.80	73.2	7 ⁹ / ₁₆	498	102	3.17
	× ¹ / ₂	0.465	62.46	17.2	18.5	256	51.2	3.86	60.7	7 ³ / ₄	412	84.2	3.20
	× ³ / ₈	0.349	47.90	13.2	25.7	202	40.4	3.92	47.2	8 ⁵ / ₁₆	320	64.8	3.23
	× ⁵ / ₁₆	0.291	40.35	11.1	31.4	172	34.5	3.94	40.1	8 ⁹ / ₁₆	271	54.8	3.25
	× ¹ / ₄	0.233	32.63	8.96	39.9	141	28.3	3.97	32.7	8 ⁷ / ₈	220	44.4	3.27
	× ³ / ₁₆	0.174	24.73	6.76	54.5	108	21.6	4.00	24.8	9 ⁹ / ₁₆	167	33.6	3.28
HSS9×9× ⁵ / ₈	0.581	67.82	18.7	12.5	12.5	216	47.9	3.40	58.1	6 ⁹ / ₁₆	356	81.6	2.83
	× ¹ / ₂	0.465	55.66	15.3	16.4	183	40.6	3.45	48.4	6 ³ / ₄	296	67.4	2.87
	× ³ / ₈	0.349	42.79	11.8	22.8	145	32.2	3.51	37.8	7 ⁵ / ₁₆	231	52.1	2.90
	× ⁵ / ₁₆	0.291	36.10	9.92	27.9	124	27.6	3.54	32.1	7 ⁹ / ₁₆	196	44.0	2.92
	× ¹ / ₄	0.233	29.23	8.03	35.6	102	22.7	3.58	26.2	7 ⁷ / ₈	159	35.8	2.93
	× ³ / ₁₆	0.174	22.18	6.06	48.7	78.2	17.4	3.59	20.0	8 ³ / ₁₆	121	27.1	2.95
HSS8×8× ⁵ / ₈	0.581	59.32	16.4	10.8	10.8	146	36.5	2.99	44.7	5 ⁹ / ₁₆	244	63.2	2.50
	× ¹ / ₂	0.465	48.85	13.5	14.2	125	31.2	3.04	37.5	5 ³ / ₄	204	52.4	2.53
	× ³ / ₈	0.349	37.69	10.4	19.9	100	24.9	3.10	29.4	6 ¹ / ₁₆	160	40.7	2.57
	× ⁵ / ₁₆	0.291	31.84	8.76	24.5	85.6	21.4	3.13	25.1	6 ⁵ / ₁₆	136	34.5	2.58
× ¹ / ₄	0.233	25.82	7.10	31.3	70.7	17.7	3.15	20.5	6 ⁷ / ₈	111	28.1	2.60	

Figura A12. Perfil seleccionado para prediseño de columnas

General Data

Property Name: HSS8X8X3/8

Material: A36

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Steel Tube

Section Property Source

Source: AISC14 Convert To User Defined

Section Dimensions

Total Depth: 203.2 mm

Total Width: 203.2 mm

Flange Thickness: 8.9 mm

Web Thickness: 8.9 mm

Corner Radius: 0 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently Default

OK Cancel

Show Section Properties...

Figura A13. Dimensiones del perfil HSS8x8x3/8 para columnas para prediseño

5.4.3. Resultados del diseño estructural

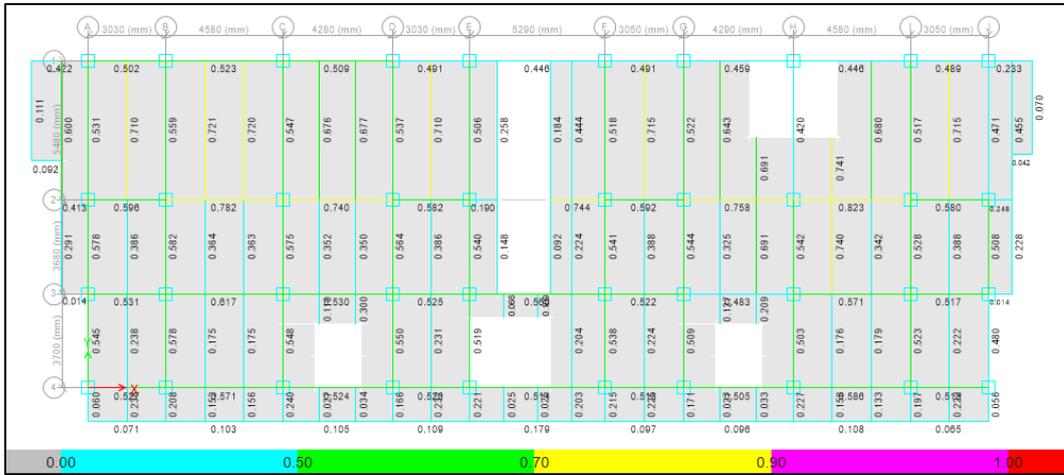


Figura A14. Índices de esfuerzo en vigas del nivel N+3.70

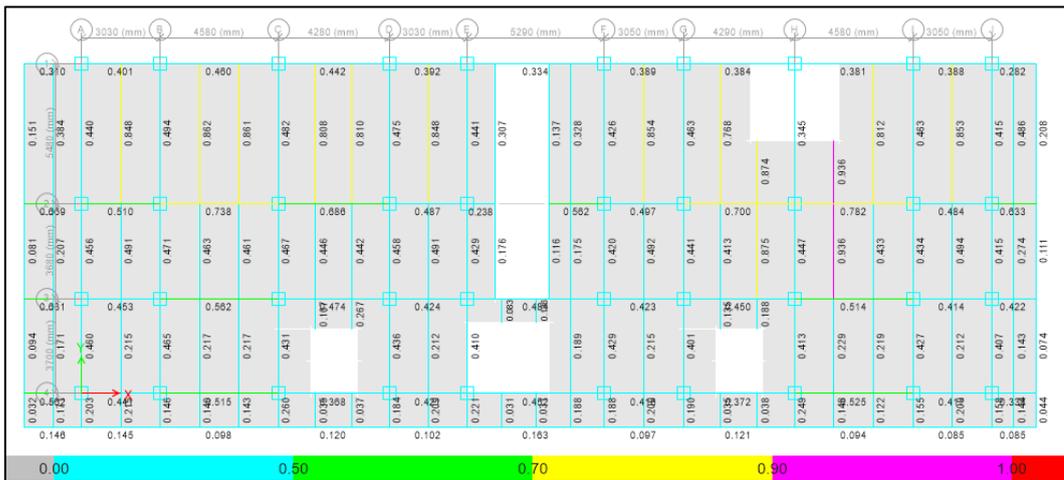


Figura A15. Índices de esfuerzo en vigas del tercer nivel

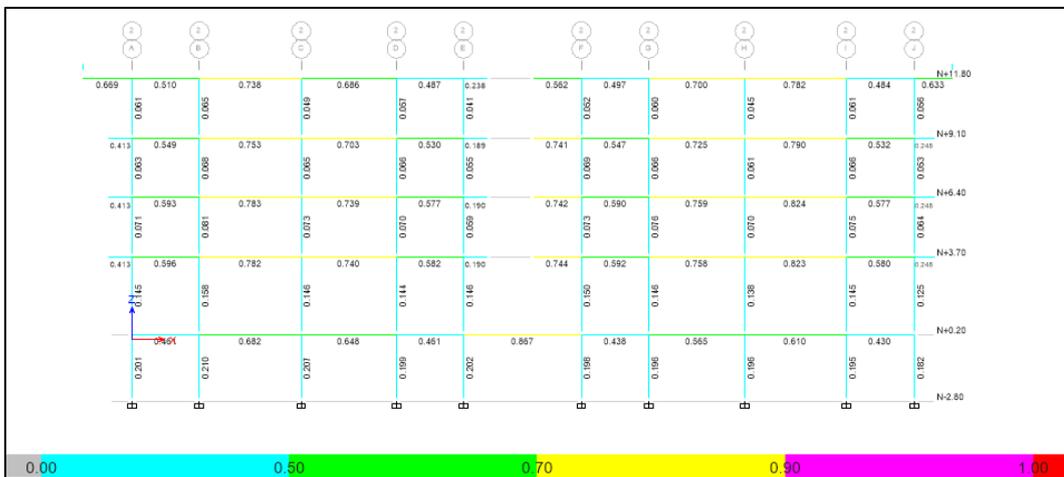


Figura A16. Índices de esfuerzo en vigas principales y columnas del eje 2

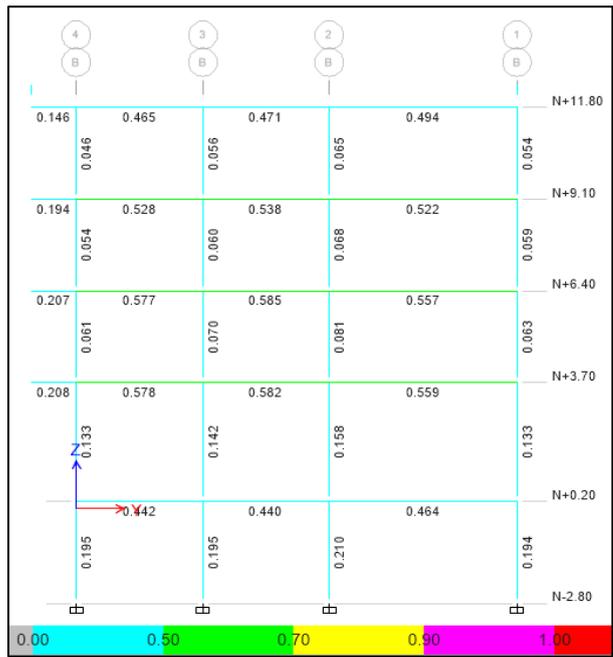


Figura A17. Índices de esfuerzo en vigas principales y columnas del eje B

5.4.4. Proformas para análisis económico

ARSU CONSTRUCCIONES		PROFORMA										
CLIENTE:	Andrés Jordán											
FECHA:	14/2/2023											
DESCRIPCIÓN:	Provisión de tres vigas I conformadas in situ con diferentes secciones, el material será el mismo para las tres Acero ASTM-A36 cortado en flejes según las disposiciones del diseño, el proceso de soldadura será MIG semiautomatizado con alambre tubular 1.2 MM y el proceso de corte para las formas dispuestas será con plasma o a su vez con oxicorte.											
VIGENCIA DE PROFORMA:	15 días											
MÉTODO DE PAGO:	ANTICIPO 1:											
	ANTICIPO 2											
	SALDO:											
TIEMPO DE ENTREGA:												
TABLA DE CANTIDADES												
DESCRIPCIÓN	H (mm)	TW (mm)	B (mm)	TF (mm)	CANTIDAD	PESO UNITARIO (kg)	LONGITUD (m)	PESO TOTAL (kg)	PESO A REDUCIR POR CORTES (kg)	SUBTOTAL (kg)	PRECIO POR UNIDAD DE PESO (\$/kg)	TOTAL
VIGA I SECCIÓN 1 COMPLETA	330	6	140	10	1.00	37.52	4.58	171.86	0.00	171.86	\$ 3.50	\$ 601.49
VIGA I SECCIÓN 2 CORTES RECTANGULARES	434	6	150	8	1.00	39.28	4.58	179.91	20.67	159.24	\$ 3.85	\$ 613.07
VIGA I SECCIÓN 2 CORTES REDONDOS	434	6	150	8	1.00	39.28	4.58	179.91	22.73	157.18	\$ 3.85	\$ 605.15
 Firmado electrónicamente por: CRISTHIAN DARIO FREIRE RUIZ												
ING CRISTHIAN FREIRE ARSO CONSTRUCCIONES												

Figura A18. Proforma 1

MIA- ESTRUCTURAS METÁLICAS Av. Los Chasquis s/n y José de Antepara – Ambato Telf: (03)2 414 658	MIA
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------

Apreciados Señores:

De acuerdo a su amable solicitud nos permitimos presentar la oferta en referencia:

PROPUESTA ECONÓMICA – CUADRO DE PRECIOS

ITEM	DESCRIPCIÓN	CANT.	PRECIO UNIT.	PRECIO TOTAL
1	Construcción y montaje de viga de acero con alma homogénea	198.46	\$2.95	\$585.46
2	Construcción y montaje de viga de acero alveolar (aberturas rectangulares)	195.04	\$3.15	\$614.37
3	Construcción y montaje de viga de acero celular (aberturas circulares)	194.04	\$3.15	\$611.23
			SUBTOTAL	\$1.811,07
			IVA 12%	\$217,33
			TOTAL	\$2.028,39

Nuestra Oferta Incluye

- Personal calificado para la fabricación y montaje
- Grúa y/o andamios para el montaje
- Soldadores calificados bajo norma AWS
- Dos años de pintura anticorrosivo y esmalte

Nuestra Oferta Incluye

- Obras civiles

• **CONDICIONES COMERCIALES**

Tiempo de entrega

15 días calendario a partir de la entrega del anticipo

Forma de pago

50% Anticipo para compra de acero estructural

10% Anticipo para prefabricación de elementos estructurales

20% Al término de todos los elementos estructurales prefabricados e inicio de montaje

20% Saldo contra entrega

Validez de la Oferta

Hasta el 25 de marzo del presente año. Esto debido a que el acero estructural está subiendo de precio.

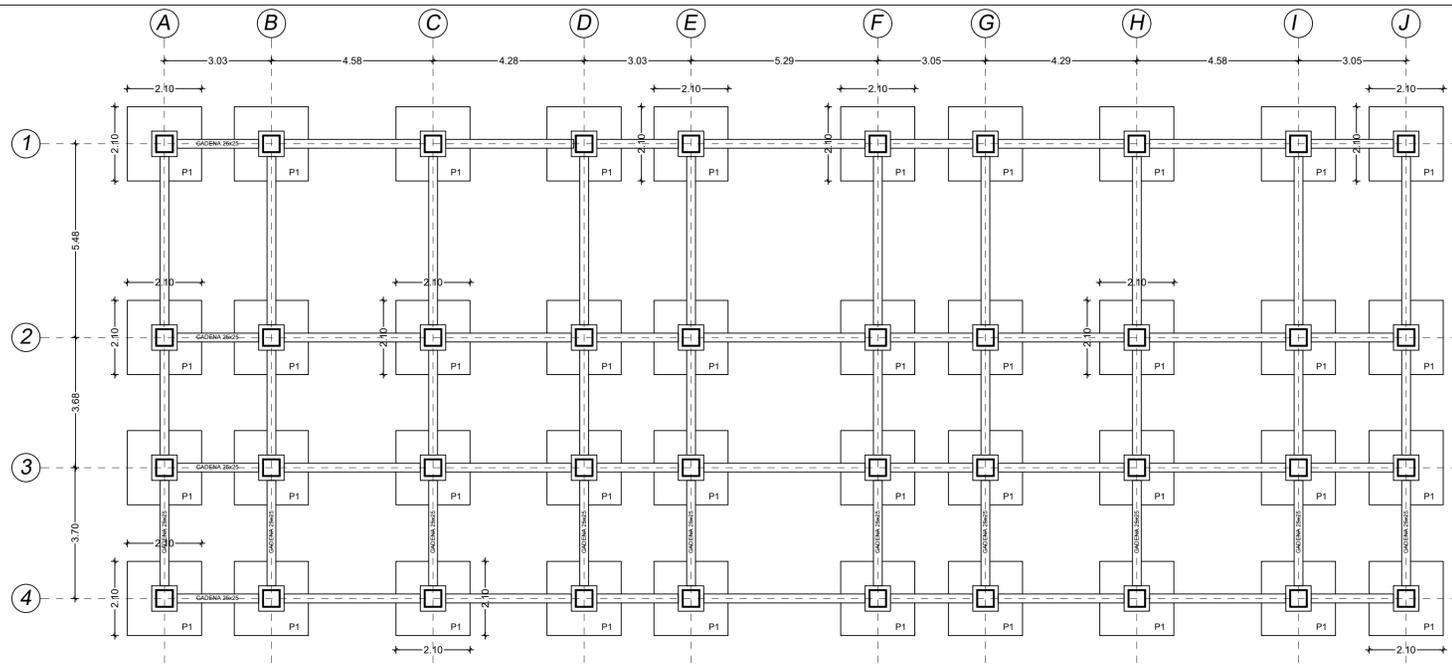
Cordial saludo,


 WELLINGTON ANDAS
 PROPIETARIO

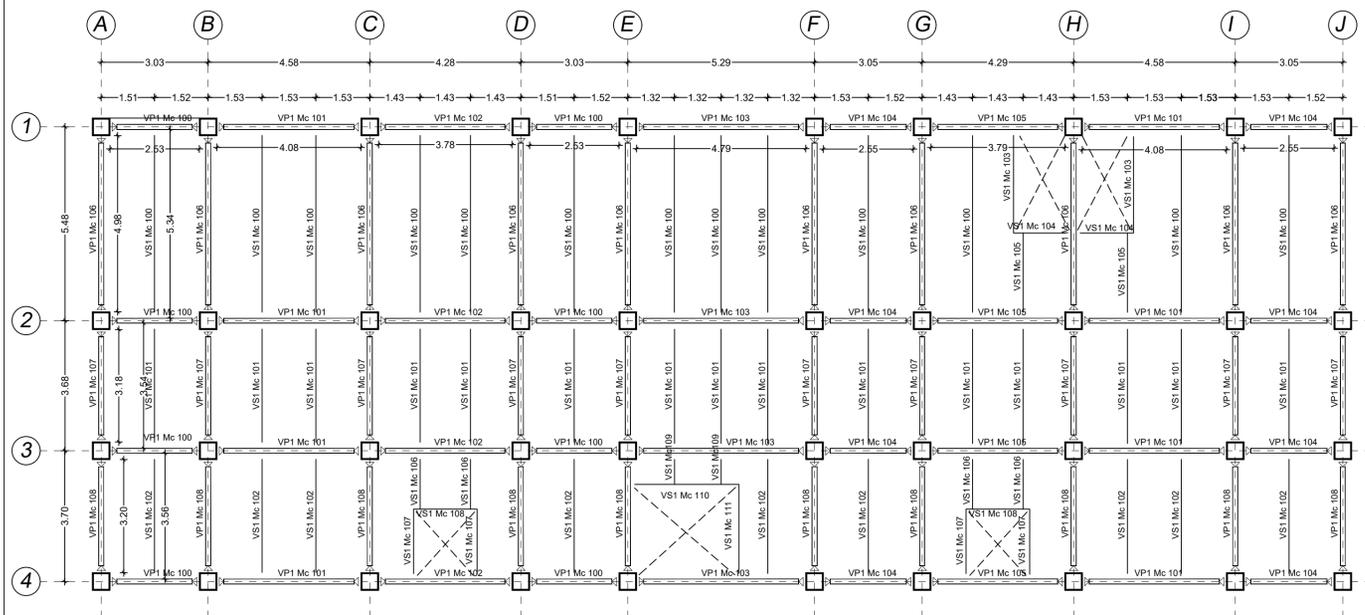


Figura A19. Proforma 2

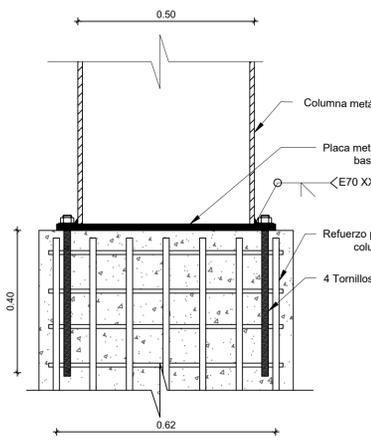
5.4.5. Plano estructural de la edificación



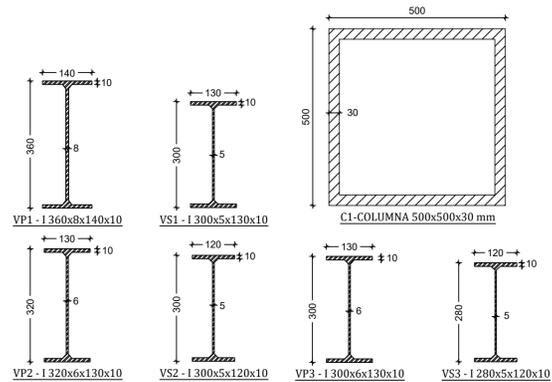
PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESC. 1:100



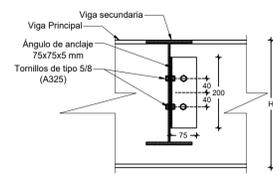
DETALLE ESTRUCTURA METÁLICA Nv. + 0.20
ESC. 1:100



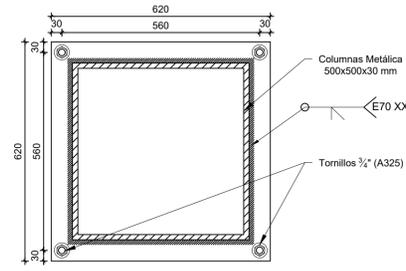
DETALLE UNIÓN COLUMNA METÁLICA - PEDESTAL
ESC. 1:10



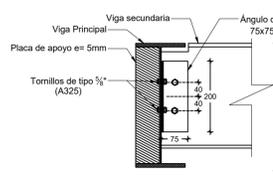
DETALLE DE SECCIONES - VIGAS Y COLUMNAS METÁLICAS
ESC. 1:10



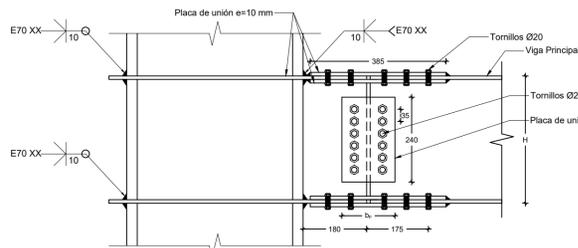
DETALLE LATERAL CONEXIÓN A CORTE
VIGA - VIGA
ESC. 1:10



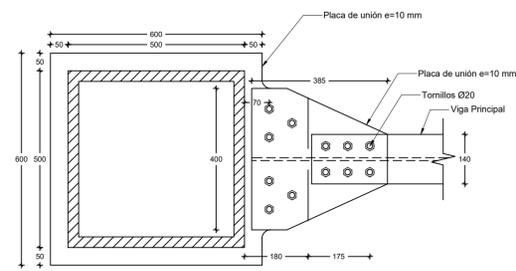
DETALLE PLACA BASE
ESC. 1:10



DETALLE LATERAL CONEXIÓN A CORTE
VIGA - COLUMNA
ESC. 1:10

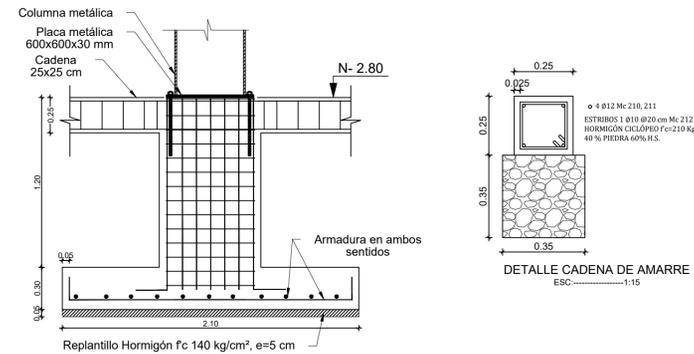


DETALLE LATERAL CONEXIÓN A MOMENTO
VIGA - COLUMNA
ESC. 1:10

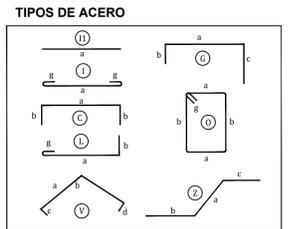
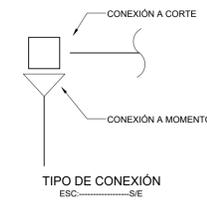


DETALLE ZAPATA Y PEDESTAL DE HORMIGÓN
ESC. 1:25

PUNTO	CANTIDAD	CUADRO DE PLINTOS			ARMADURA INFERIOR	
		B cm	L cm	H cm	ARMADURA X	ARMADURA Y
P1	40	2.10	2.10	0.30	1φ14@20 cm Mc 203	1φ14@20 cm Mc 203



DETALLE CADENA DE AMARRE
ESC. 1:15



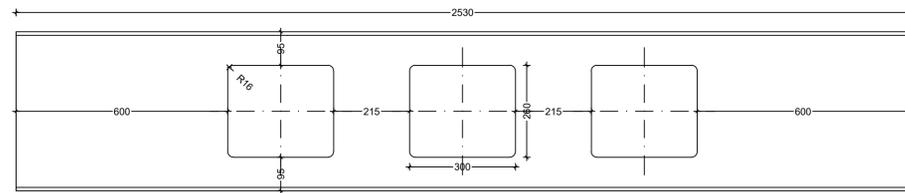
PLANILLA ACERO DE REFUERZO EN LÁMINA										
Mc	Tipo	φ [mm]	Num	Dimensiones [m]			Desarrollo [m]		TOTAL	2024
				a	b	c	g	Parcial		
PEDESTAL DE HORMIGÓN										
200	L	18	960	1.42	0.25			1.67	1603.2	
201	O	10	560	0.66	0.66		0.075	2.79	1562.4	
202	O	10	560	0.49	0.49		0.075	2.11	1181.6	
									TOTAL	4347.2
ZAPATAS										
203	C	14	880	2.00	0.15	0.15		2.30	2024	
									TOTAL	2024
CADENAS										
210	C	12	40	13.52	0.15	0.15		13.82	552.8	
211	C	12	16	35.84	0.15	0.15		36.14	578.24	
212	O	12	1126	0.20	0.20		0.075	0.95	1069.7	
									TOTAL	2200.74
RESUMEN DE HIERROS										
φ	L [m]	[kg/m]	Peso [kg]	Peso [qq]						
10	2744.00	0.616	1690.92	37.28						
12	2200.74	0.887	1952.86	43.06						
14	2024.00	1.208	2444.59	53.90						
16	0.00	1.578	0.00	0.00						
18	1603.20	1.997	3200.90	70.58						
20	0.00	2.465	0.00	0.00						
			TOTAL	9289.27	204.83					

PLANILLA DE ACERO EN LÁMINA (VIGAS)									
TIPO	Mc	bf cm	tf cm	h cm	tw cm	Long m	Num	P. unit kg/m	Peso kg
VP1	100	14	1.0	36	0.8	2.53	8	43.33	877.04
VP1	101	14	1.0	36	0.8	4.08	8	43.33	1414.36
VP1	102	14	1.0	36	0.8	3.78	4	43.33	655.18
VP1	103	14	1.0	36	0.8	4.79	4	43.33	830.24
VP1	104	14	1.0	36	0.8	2.55	8	43.33	883.97
VP1	105	14	1.0	36	0.8	3.79	4	43.33	656.91
VP1	106	14	1.0	36	0.8	4.98	10	43.33	2157.93
VP1	107	14	1.0	36	0.8	3.18	10	43.33	1377.96
VP1	108	14	1.0	36	0.8	3.20	10	43.33	1386.62
VSI	100	13	1.0	30	0.5	5.40	13	31.40	2204.28
VSI	101	13	1.0	30	0.5	3.60	15	31.40	1695.60
VSI	102	13	1.0	30	0.5	3.62	9	31.40	1023.01
VSI	103	13	1.0	30	0.5	3.00	2	31.40	188.40
VSI	104	13	1.0	30	0.5	1.70	2	31.40	106.76
VSI	105	13	1.0	30	0.5	2.72	2	31.40	170.82
VSI	106	13	1.0	30	0.5	1.59	4	31.40	199.08
VSI	108	13	1.0	30	0.5	1.80	2	31.40	113.04
VSI	109	13	1.0	30	0.5	0.89	2	31.40	55.58
VSI	110	13	1.0	30	0.5	2.95	1	31.40	92.63
VSI	111	13	1.0	30	0.5	2.75	1	31.40	86.35
								TOTAL	16425.08

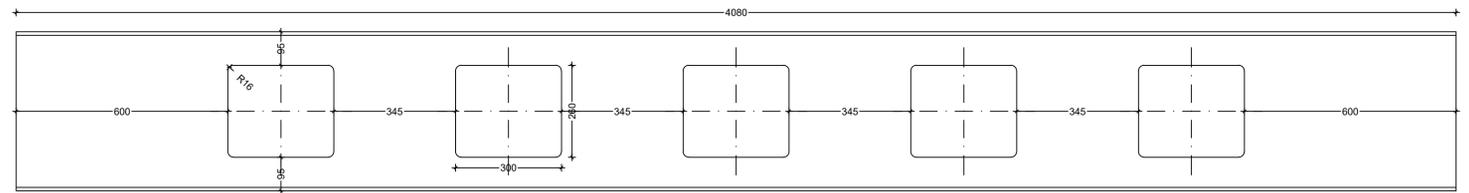
PLANILLA DE ACERO EN COLUMNAS									
TIPO	Mc	b cm	h cm	e cm	Long m	Num	P. unit kg/m	Peso kg	
C1	100	50	50	3.0	14.60	40	442.74	258560.16	
								TOTAL	258560.16

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
MESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL - MENCIÓN ESTRUCTURAS METÁLICAS

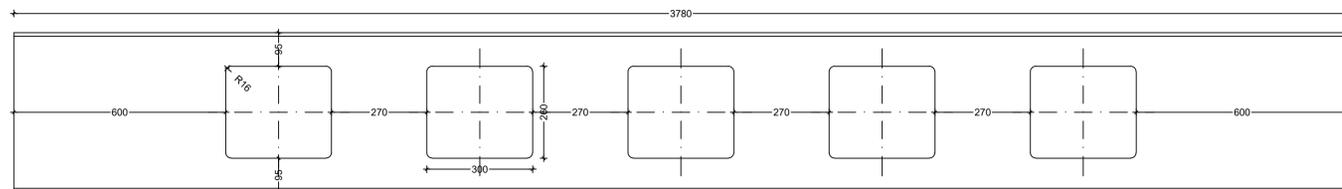
DETALLES ESTRUCTURALES DE UNA EDIFICACIÓN, IDEALIZADA EN ESTRUCTURA METÁLICA	UBICACIÓN: AMBATO
REALIZADO POR: ING. ANDRÉS S. JORDÁN L.	FECHA: MARZO, 2023
DOCENTE: ING. WLADIMIR J. RAMÍREZ C. MG.	ESCALA: INDICADAS
REVISÓ:	LÁMINA: 1/5



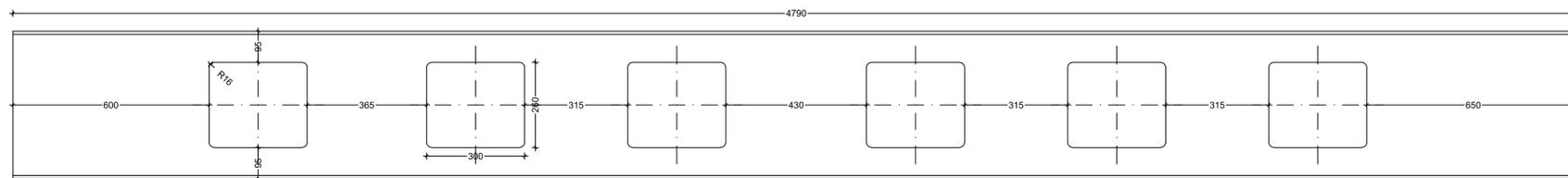
VIGA CON ABERTURA RECTANGULAR EJE A-B, D-E
ESC: 1:10



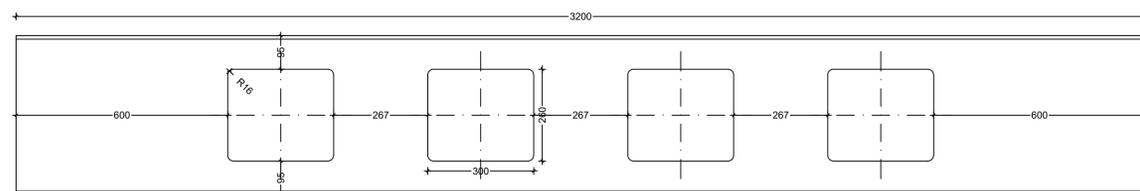
VIGA CON ABERTURA RECTANGULAR EJE B-C, H-I
ESC: 1:10



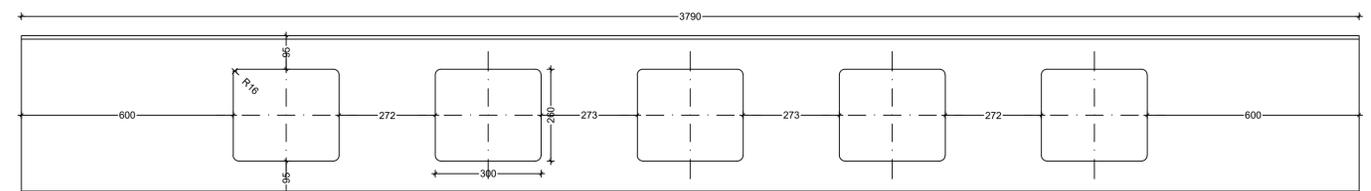
VIGA CON ABERTURA RECTANGULAR EJE C-D
ESC: 1:10



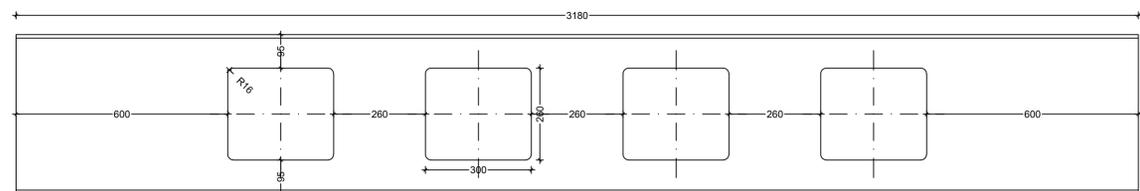
VIGA CON ABERTURA RECTANGULAR EJE E-F
ESC: 1:10



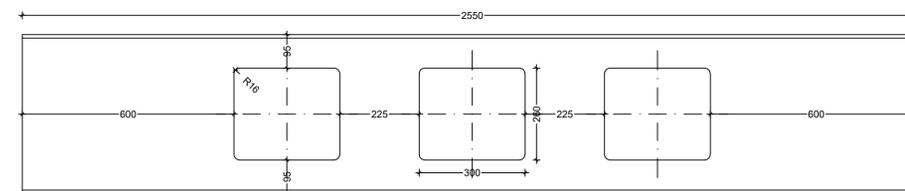
VIGA CON ABERTURA RECTANGULAR EJE 3-4
ESC: 1:10



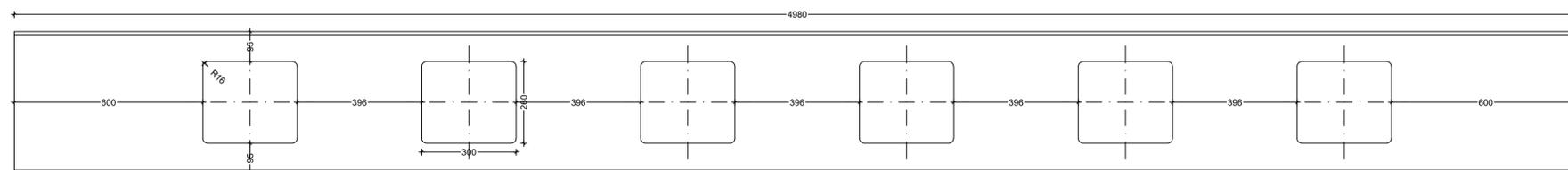
VIGA CON ABERTURA RECTANGULAR EJE G-H
ESC: 1:10



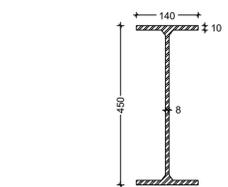
VIGA CON ABERTURA RECTANGULAR EJE 2-3
ESC: 1:10



VIGA CON ABERTURA RECTANGULAR EJE F-G, I-J
ESC: 1:10

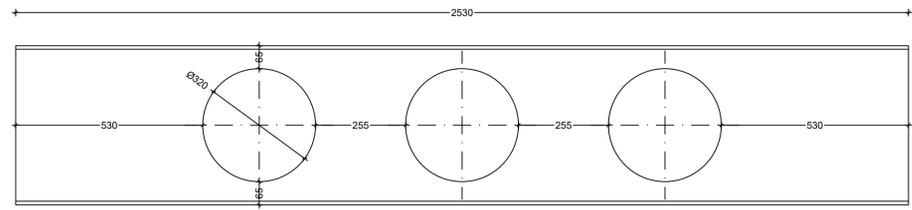


VIGA CON ABERTURA RECTANGULAR EJE 1-2
ESC: 1:10

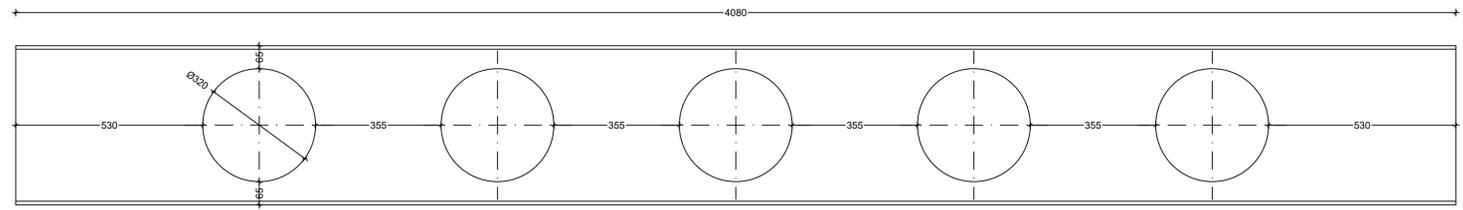


SECCIÓ VIGA CON ABERTURA RECTANGULAR
ESC: 1:10

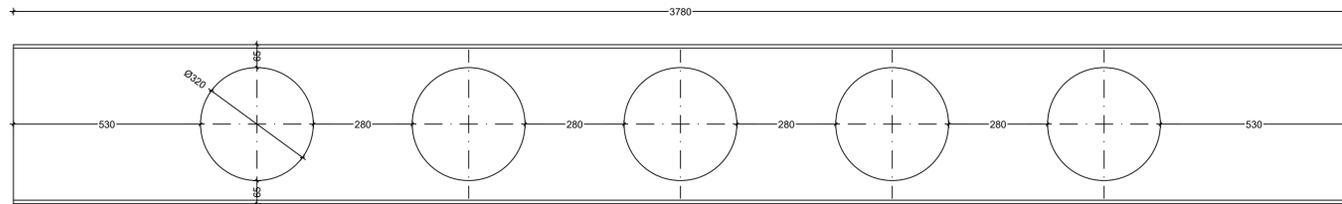
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL - MENCIÓN ESTRUCTURAS METÁLICAS		
DETALLES ESTRUCTURALES DE VIGAS ALIGERADAS CON ABERTURAS RECTANGULARES		UBICACIÓN: AMBATO
REALIZADO POR: ING. ANDRÉS S. JORDÁN L.	FECHA: MARZO, 2023	LÁMINA: 3/5
DOCENTE: ING. WLADIMIR J. RAMÍREZ C. MG.	ESCALA: INDICADAS	
REVISÓ:		



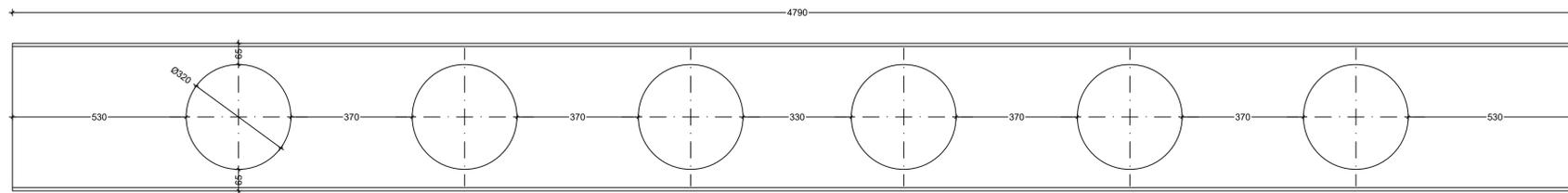
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR MÉTODO 1, EJE A-B, D-E
ESC: 1:10



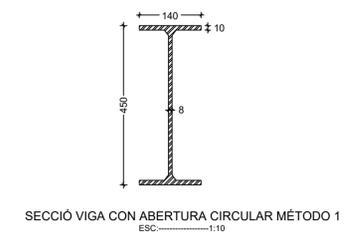
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 1, EJE B-C, H-I
ESC: 1:10



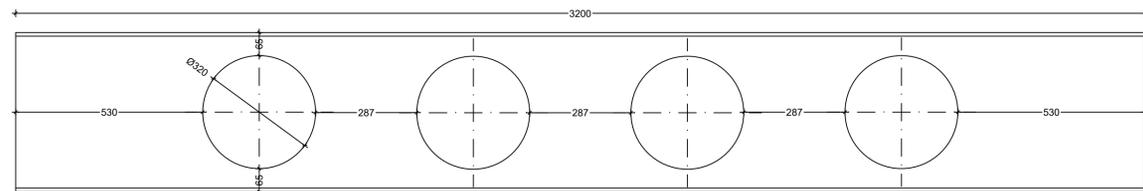
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 1, EJE C-D
ESC: 1:10



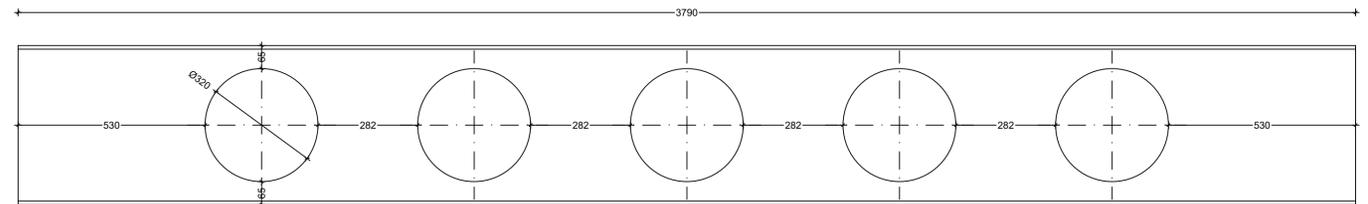
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 1, EJE E-F
ESC: 1:10



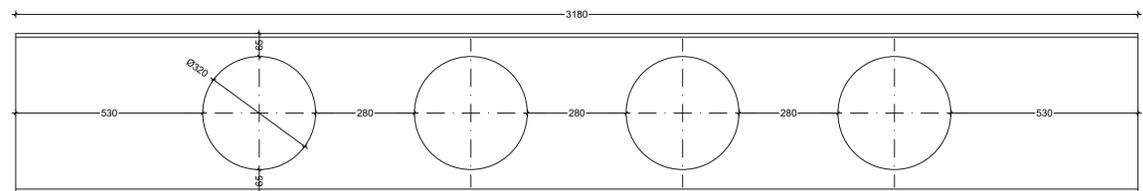
SECCIÓ VIGA CON ABERTURA CIRCULAR MÉTODO 1
ESC: 1:10



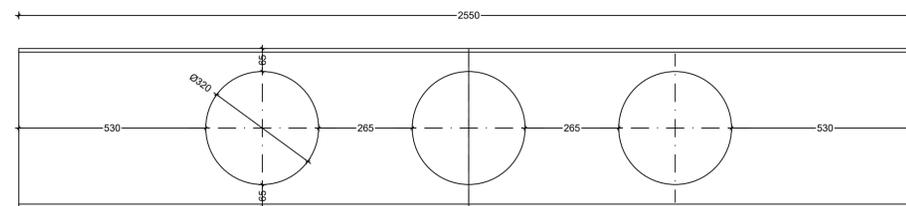
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 1, EJE 3-4
ESC: 1:10



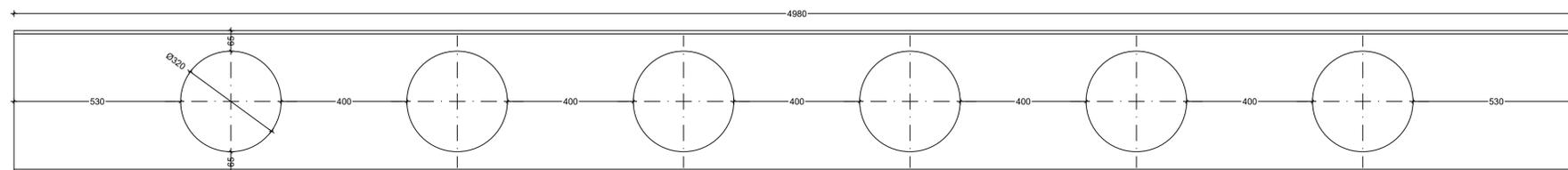
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 1, EJE G-H
ESC: 1:10



VIGA CON ABERTURA CIRCULAR MÉTODO 1, EJE 2-3
ESC: 1:10

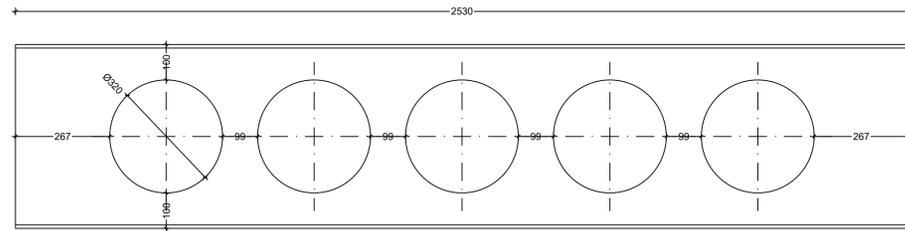


VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 1, EJE F-G, I-J
ESC: 1:10

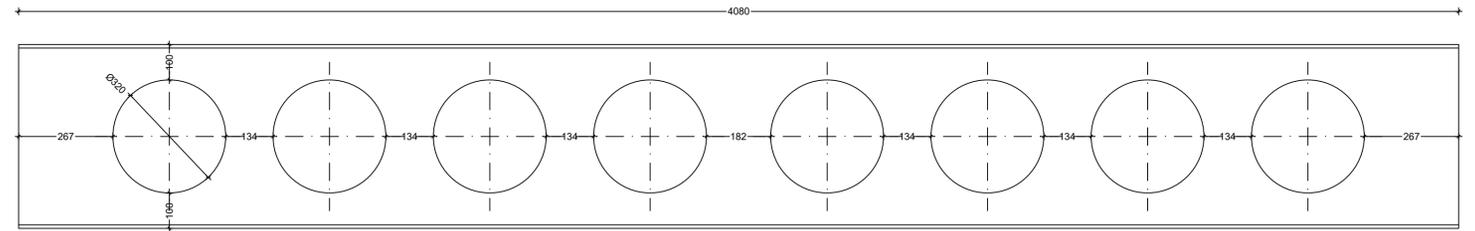


VIGA CON ABERTURA CIRCULAR MÉTODO 1, EJE 1-2
ESC: 1:10

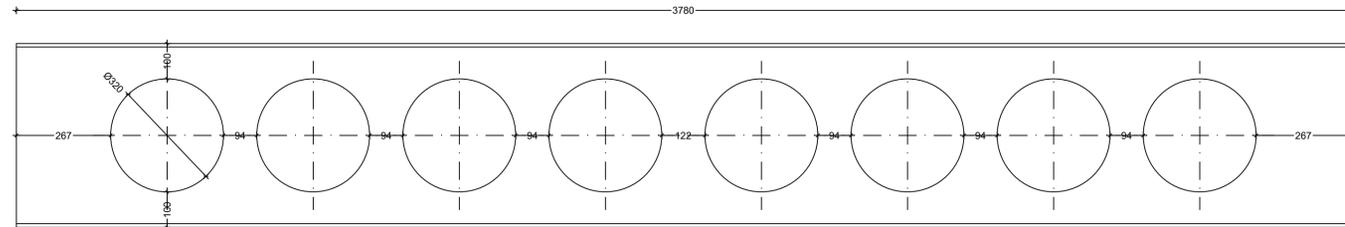
UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL - MENCIÓN ESTRUCTURAS METÁLICAS		
DETALLES ESTRUCTURALES DE VIGAS ALIGERADAS CON ABERTURAS CIRCULARES MÉTODO 1		UBICACIÓN: AMBATO
REALIZADO POR: ING. ANDRÉS S. JORDÁN L.	FECHA: MARZO, 2023	LÁMINA: 4/5
DOCENTE: ING. WLADIMIR J. RAMÍREZ C. MG.	ESCALA: INDICADAS	
REVISÓ:		



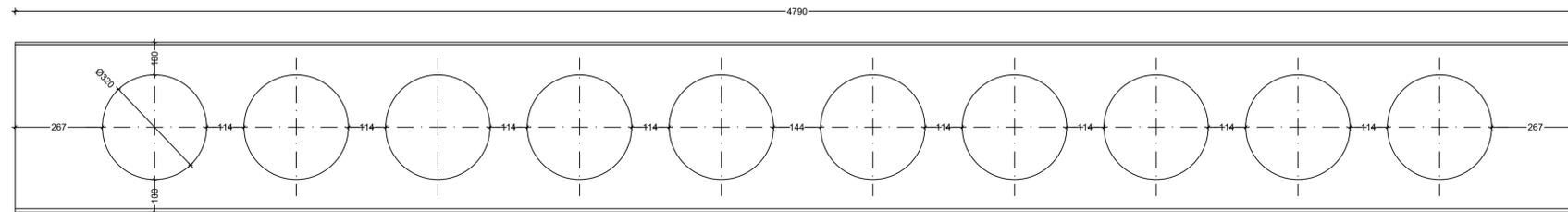
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR MÉTODO 2, EJE A-B, D-E
ESC. 1:10



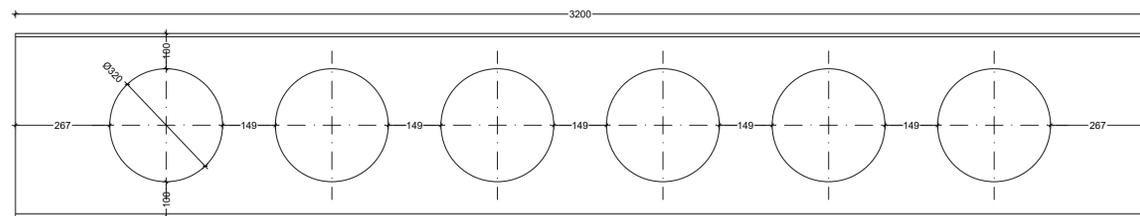
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 2, EJE B-C, H-I
ESC. 1:10



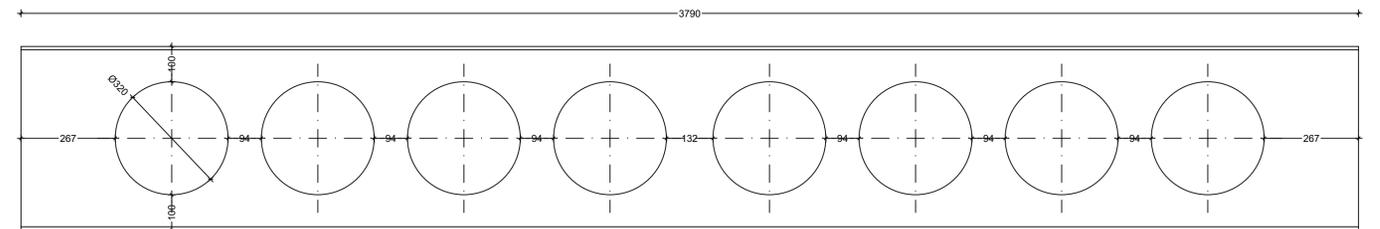
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 2, EJE C-D
ESC. 1:10



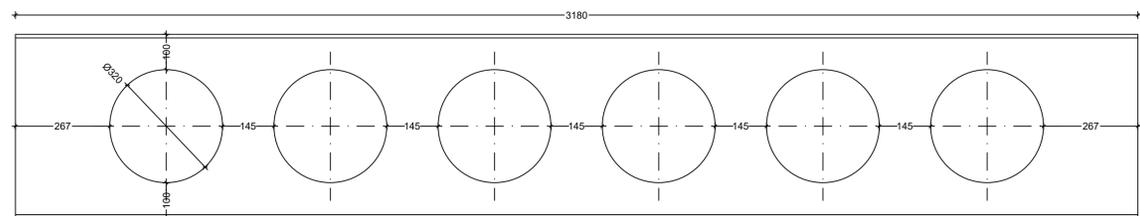
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 2, EJE E-F
ESC. 1:10



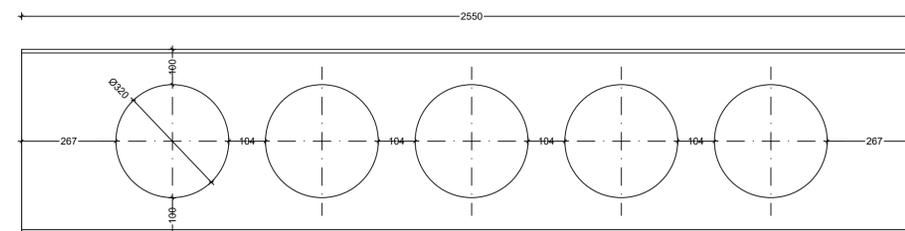
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 2, EJE 3-4
ESC. 1:10



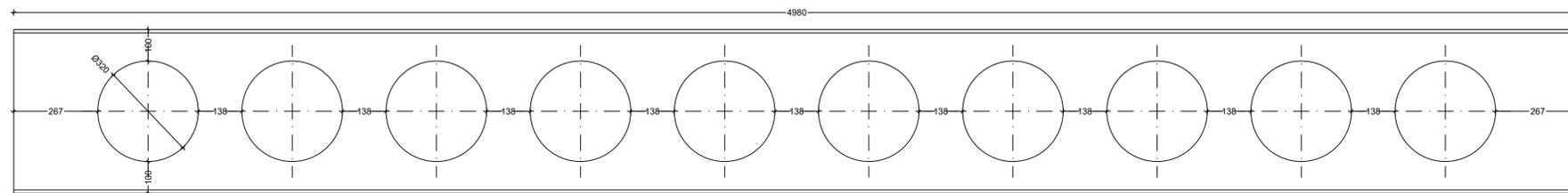
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 2, EJE G-H
ESC. 1:10



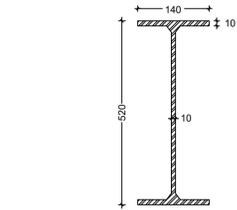
VIGA CON ABERTURA CIRCULAR MÉTODO 2, EJE 2-3
ESC. 1:10



VIGA CON ABERTURA CIRCULAR, MÉTODO 2, EJE F-G, I-J
ESC. 1:10



VIGA CON ABERTURA CIRCULAR MÉTODO 2, EJE 1-2
ESC. 1:10



SECCIÓ VIGA CON ABERTURA CIRCULAR MÉTODO 2
ESC. 1:10

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO MESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL - MENCIÓN ESTRUCTURAS METÁLICAS		
DETALLES ESTRUCTURALES DE VIGAS ALIGERADAS CON ABERTURAS CIRCULARES MÉTODO 2		UBICACIÓN: AMBATO
REALIZADO POR: ING. ANDRÉS S. JORDÁN L.	FECHA: MARZO, 2023	LÁMINA: <div style="font-size: 2em; text-align: center;">5/5</div>
DOCENTE: ING. WLADIMIR J. RAMÍREZ C. MG.	ESCALA: INDICADAS	
REVISÓ:		