



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE ACERO DE LA UNIVERSIDAD DE
MEDICINA ORIENTAL JAPÓN-NICARAGUA”**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Oliver Ulises Morales Otero

Br. Leonel Domingo Rojas Pilarte

Tutor

Msc. Ing. Carlos Antonio Gutiérrez Mendoza

Managua, Noviembre 2020

DEDICATORIA

A mi Dios y Señor Jesucristo, a quien debo todo lo que soy, todo lo que tengo y todo lo que he alcanzado; por ser mi creador, mi razón de ser, mi mejor amigo, mi maestro, el fundamento de mi confianza, mi esperanza en la angustia, mi regocijo en la tristeza, mi fortaleza en la debilidad, mi gloria y mi salvación; porque con la excelsa perfección de tu divina providencia le das el rumbo a mi vida para moldearme y hacer de mí una versión cada vez mejor; por el inconmensurable e inefable amor que me has dado y me darás a cada momento de mi vida te dedico este logro con mi más sincero amor y gratitud.

A mi madre Elida Florida Otero, la mejor mamá del mundo y el mayor regalo que mi Señor me ha dado; por la incondicional entrega, apoyo y amor que siempre he recibido de ti; porque has luchado asiduamente por mi felicidad, has estado para mí desde el momento en que nací y nunca me has dejado solo; por todos los principios y valores con los que me formaste; porque siempre confiaste en mí y me impulsaste a ser capaz de lograr hasta lo imposible; por ser mi guía y mi compañera fiel; por eso eres el ser humano que más amo y a quien dedico este logro.

A mi padre Demetrio José Morales Álvarez por el inmenso amor que me diste; porque demostraste con tu vida haber sido un magnífico y ejemplar padre para mí; porque, aunque ya no estás a mi lado, las memorias de tu amor y de los momentos que viví junto a ti perdurarán por siempre en mi vida; por todo tu apoyo, tus sabias enseñanzas, tus preciosos consejos y por tus fervientes deseos de verme alcanzar mis sueños te dedico este logro con la plena confianza de que desde tu cielo, te sientes orgulloso de mí.

Oliver Ulises Morales Otero

DEDICATORIA

A Dios, por darme la oportunidad de existir, gozar de buena salud y por brindarme las capacidades y fuerzas necesarias para poder superar cada obstáculo y alcanzar cada meta propuesta.

A mis padres, por el apoyo incondicional durante mi formación personal como académica; por siempre estar presente en los momentos buenos pero sobre todo en los momentos no tan buenos, en los cuales más los he necesitado; por la motivación constante que ha sido importante para seguir adelante día a día; y por el cariño y enseñanzas que me han dado a lo largo de mi vida, lo cual me permitió desarrollar una actitud positiva y entusiasta hacia cualquier reto y meta que me he propuesto alcanzar.

Leonel Domingo Rojas Pilarte

AGRADECIMIENTOS

A Dios nuestro Señor por estar a nuestro lado en cada momento de nuestra vida y por brindarnos la iluminación y el entendimiento necesario para llevar a cabo este trabajo de la mejor manera, así como también por permitirnos todas las condiciones adecuadas para su desarrollo óptimo.

A nuestros padres por el gran esfuerzo que dedicaron a nuestra formación; y por acompañarnos y proporcionarnos su apoyo incondicional durante la completa trayectoria de nuestra vida.

A nuestro tutor de monografía Msc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza por el invaluable apoyo que nos dio con su valioso conocimiento, guía, orientación y consejos en cada una de las etapas de este trabajo.

A Msc. Ing. Marco Palma Cerrato por sus excelentes enseñanzas en el área de Estructuras, así como por su dedicación y disponibilidad a la labor de la docencia.

RESUMEN EJECUTIVO

En el presente trabajo, se ha realizado el diseño sísmico del edificio de la Universidad de Medicina Oriental Japón-Nicaragua cuyo sistema estructural está compuesto de Marcos Especiales a Momento (SMF por sus siglas en ingles) que garanticen el correcto desempeño del mismo ante solicitaciones tanto de cargas gravitacionales como de fuerzas sísmicas y debido a viento.

El trabajo está conformado en diferentes etapas dentro de los cuales está la determinación de todas las cargas actuantes en la estructura, el diseño sísmico de los elementos que componen los marcos especiales y sus respectivas conexiones; el diseño de elementos secundarios como viguetas y largueros de techo, y sus respectivas conexiones; así como también el diseño de la losa del entrepiso.

Para el diseño y análisis de los elementos estructurales se ha utilizado el Método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD por sus siglas en inglés) y se ha recurrido a diversas especificaciones y manuales publicados por el Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC por sus siglas en ingles). Asimismo, para las evaluaciones de las cargas a las que está sometido el edificio, se ha utilizado el Reglamento Nacional de la Construcción de Nicaragua (RNC-07). La modelación estructural pertinente para llevar a cabo los análisis ante las diferentes solicitaciones se llevó a cabo mediante el software Etabs 2017.

INDICE DE CONTENIDO

I.	INTRODUCCIÓN	1
II.	OBJETIVOS	2
2.1.	Objetivo General	2
2.2.	Objetivos Específicos	2
III.	JUSTIFICACIÓN	3
IV.	MARCO TEORICO	4
4.1.	Estructuras	4
4.1.1.	Estructuras de Acero	4
4.1.2.	Ventajas del acero como material estructural	4
4.1.3.	Perfiles de Acero	5
4.2.	Reglamentos y Códigos de Diseño de Estructuras de Acero	5
4.3.	Cargas	5
4.3.1.	Cargas Muertas	6
4.3.2.	Cargas Vivas	6
4.3.3.	Cargas Ambientales	6
4.4.	Diseño Estructural	6
4.4.1.	Método LRFD	6
4.4.1.1.	Estados Límite	7
4.4.1.2.	Resistencia nominal	7
4.4.1.3.	Combinaciones de Cargas por el Método LRFD	7
4.4.2.	Diseño con Enfoque Sísmico.	8
4.4.2.1.	Clasificación de la Estructura	8
4.4.2.1.1.	Grupo de la Estructura	8
4.4.2.1.2.	Factores de comportamiento sísmico	8
4.4.2.1.3.	Condiciones de Regularidad	8
4.4.2.1.4.	Factores de Reducción por Ductilidad	9
4.4.2.1.5.	Zonificación Sísmica	9
4.4.2.1.6.	Influencia del suelo en la acción sísmica	9
4.4.2.2.	Análisis Sísmico	9
4.4.2.2.1.	Fuerza Sísmica	10
4.4.2.2.2.	Métodos de Análisis	10
4.4.2.2.2.1.	Método Estático Equivalente	10
4.4.2.2.2.1.1.	Fuerzas sísmicas	10

4.4.2.2.1.2.Reducción de las fuerzas sísmicas	11
4.4.2.2.1.3.Efectos de Torsión	11
4.4.2.2.1.4.Efectos de Segundo Orden	12
4.4.2.2.1.5.Efectos Bidireccionales	12
4.4.2.2.2.Método Dinámico de Análisis Modal Espectral	13
4.4.2.2.2.1. Análisis Modal	13
4.4.2.2.2.2. Análisis Espectral	13
4.4.2.2.2.3.Fuerzas Sísmicas Dinámicas	13
4.4.2.2.2.4.Otras revisiones del método dinámico	14
4.4.2.3. Desplazamientos laterales	14
4.4.3. Análisis bajo cargas de viento	14
4.4.3.1. Velocidad del viento	14
4.4.3.1.1. Zonificación Eólica	15
4.4.3.1.2. Altura de la edificación	15
4.4.3.1.3. Topografía y rugosidad del terreno	15
4.4.3.2. Presión del viento	15
4.4.4. Diseño de elementos estructurales	16
4.4.4.1. Diseño de vigas	16
4.4.4.1.1. Análisis Elástico	16
4.4.4.1.2. Análisis Plástico	16
4.4.4.1.3. Pandeo Lateral	17
4.4.4.1.4. Secciones compactas y no compactas	18
4.4.4.1.5. Flexión asimétrica biaxial	18
4.4.4.1.6. Otras revisiones	18
4.4.4.2. Diseño de Columnas	19
4.4.4.2.1. Relación de Esbeltez	19
4.4.4.2.2.Pandeo en las Columnas	19
4.4.5. Diseño de Conexiones	20
4.4.5.1. Tipos de Conexiones	20
4.4.5.2. Conexiones Apernadas	20
4.4.5.3. Conexiones Soldadas	20
4.4.5.4. Conexiones resistentes a momento totalmente restringido	21
4.4.5.4.1. Requisitos para la precalificación de una conexión a momento	21
4.4.5.4.1.1.Placas de continuidad	22
4.4.5.4.1.2.Panel nodal	22
4.4.5.4.1.3.Criterio columna fuerte - viga débil	23
4.4.5.4.2. Conexión precalificada a momento de patín soldado sin refuerzo y alma soldada (WUF-W)	23
4.4.5.5. Conexiones a corte	23
4.4.5.6. Conexiones de placas base y anclaje resistente a momento	24
V. ANÁLISIS Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	25
5.1. Definición del Modelo Estructural	25
5.1.1. Geometría del Edificio	25
5.1.2. Materiales de la estructura y sus propiedades	26

5.1.3. Secciones estructurales	30
5.1.4 Definición de Diafragma Rígido	34
5.1.5. Patrones de Carga	34
5.1.6. Combinaciones de Carga	35
5.2. Cálculo de cargas gravitacionales	36
5.2.1. Carga muerta estructural	36
5.2.2. Carga muerta no estructural	36
5.2.3. Carga Viva	37
5.3. Análisis Sísmico de la Estructura	39
5.3.1. Grupo estructural del edificio	39
5.3.2. Factores de comportamiento sísmico y de reducción por ductilidad	39
5.3.3. Revisión de las condiciones de regularidad en el edificio	39
5.3.4. Factor de reducción por sobrerresistencia	44
5.3.5. Factor de influencia del suelo y del período del edificio	44
5.3.6. Aceleración máxima del terreno	44
5.3.7. Coeficiente sísmico de la estructura	44
5.3.8. Espectro de diseño de la estructura	44
5.3.9. Revisión de los modos de vibración de la estructura	45
5.3.10. Aplicación del Método Estático Equivalente	48
5.3.11. Determinación de los períodos de vibración	48
5.3.12. Reducción de las fuerzas sísmicas	50
5.3.13. Revisión por cortante basal	51
5.3.14. Revisión de los desplazamientos laterales	52
5.3.15. Revisión de los efectos de segundo orden	53
5.4. Cálculo de cargas debido a viento	54
5.4.1. Velocidad Regional	54
5.4.2. Factor de variación con la altura	54
5.4.3. Factor correctivo por topografía y rugosidad	54
5.4.4. Velocidad de Diseño	54
5.4.5. Factores de Presión	54
5.4.6. Presiones de Viento	55
5.5. Diseño de elementos estructurales	56
5.5.1. Diseño de columnas W10X68	56
5.5.1.1. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a compresión	56
5.5.1.2. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a flexión	56
5.5.1.3. Revisión de la compacidad sísmica para condición de elemento altamente dúctil de marco SMF	57
5.5.1.4. Ajuste en la rigidez	58
5.5.1.5. Determinación de la longitud efectiva.	58
5.5.1.6. Cálculo de las relaciones de esbeltez	60
5.5.1.7. Revisión de la resistencia a compresión de la columna basado en el estado límite de pandeo por flexión	60

5.5.1.8. Revisión de la resistencia a compresión de la columna basado en el estado límite de pandeo torsional y flexotorsional	61
5.5.1.9. Revisión de la resistencia a flexión en torno al eje mayor de la columna	61
5.5.1.10. Revisión de la resistencia a flexión en torno al eje menor de la columna	62
5.5.1.11. Revisión de la resistencia de la columna ante las solicitaciones combinadas de flexión biaxial y compresión	63
5.5.2. Diseño de vigas principales W10x26	64
5.5.2.1. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a compresión	64
5.5.2.2. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a flexión	65
5.5.2.3. Revisión de la compacidad sísmica para condición de elemento altamente dúctil de marco SMF	65
5.5.2.4. Revisión de la condición de alta ductilidad en la viga	66
5.5.2.5. Revisión de la resistencia a flexión de la viga en torno al eje mayor	67
5.5.2.6. Revisión de la resistencia a corte de la viga	68
5.5.2.7. Revisión de la deflexión de la viga para el estado límite por servicio	69
5.5.3. Diseño de trabes principales W8X28	70
5.5.3.1. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a compresión	70
5.5.3.2. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a flexión	70
5.5.3.3. Revisión de la compacidad sísmica para condición de elemento altamente dúctil	71
5.5.3.4. Revisión de la condición de alta ductilidad en la viga	72
5.5.3.5. Revisión de la resistencia a flexión de la viga en torno al eje mayor	72
5.5.3.6. Revisión de la resistencia a corte de la viga	73
5.5.3.7. Revisión de la deflexión de la viga para el estado límite por servicio	75
5.5.4. Diseño de vigas secundarias W8X13	75
5.5.4.1. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a compresión	75
5.5.4.2. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a flexión	76
5.5.4.3. Revisión de la resistencia a flexión de la viga en torno al eje mayor	77
5.5.4.4. Revisión de la resistencia a corte de la viga	80
5.5.4.5. Revisión de la deflexión de la viga para el estado límite por servicio	81
5.5.5. Diseño de largueros de techo C3X3.5	82
5.5.5.1. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a compresión	82
5.5.5.2. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a flexión	83
5.5.5.3. Determinación manual de las cargas aplicadas al larguero	83
5.5.5.4. Determinación de la resistencia requerida por flexión	85
5.5.5.5. Revisión de la resistencia a flexión en torno al eje mayor	85
5.5.5.6. Revisión de la resistencia a flexión en torno al eje menor	88
5.5.5.7. Revisión de la resistencia del larguero ante las solicitaciones combinadas de flexión biaxial	88
5.5.5.8. Revisión de la resistencia a corte del larguero	89
5.5.5.9. Revisión de la deflexión para el estado límite por servicio	90
5.6. Diseño de conexiones	91
5.6.1. Diseño de conexión precalificada resistente a momento de la viga al patín de la columna en el marco SMF	91

5.6.1.1. Cálculo del momento máximo probable en la rótula plástica.	91
5.6.1.2. Ubicación de la rótula plástica	91
5.6.1.3. Cálculo del cortante en la rótula plástica	91
5.6.1.4. Revisión de las limitaciones viga-columna	92
5.6.1.4.1. Relación de momento viga-columna	92
5.6.1.4.2. Revisión de la zona de panel nodal	93
5.6.1.5. Revisión de la resistencia a corte de la viga provocado por la unión rígida	96
5.6.1.6. Revisión de los requisitos de placas de continuidad	96
5.6.1.6.1. Cálculo de la resistencia requerida en la cara de la columna	96
5.6.1.6.2. Determinación de los estados límites de pandeo local por cargas concentradas en la columna	97
5.6.1.6.3. Revisión del espesor mínimo requerido de patín de la columna para uso de placas de continuidad	98
5.6.1.6.4. Diseño de placas de continuidad y sus conexiones	99
5.6.1.7. Revisión de la conexión soldada de la viga a la columna	104
5.6.1.7.1. Soldadura de los patines de la viga al patín de la columna	104
5.6.1.7.2. Diseño de la perforación de acceso a la soldadura	104
5.6.1.7.3. Geometría de la conexión	105
5.6.1.7.4. Soldadura del alma de la viga al patín de la columna	106
5.6.1.7.5. Diseño de la placa de cortante	107
5.6.1.7.6. Diseño de la conexión de la placa al patín de la columna	108
5.6.1.7.7. Diseño de la conexión de la placa de corte al alma de la viga	109
5.6.2. Diseño de conexión de la trabe al alma de la columna	110
5.6.2.1. Resistencia requerida	110
5.6.2.2. Cantidades y tipos de pernos a utilizar	111
5.6.2.3. Propuesta de la Placa de Cortante	111
5.6.2.4. Revisión de las limitaciones geométricas de la conexión	111
5.6.2.5. Diseño y revisión de la soldadura de la placa a la columna	113
5.6.2.6. Revisión de las resistencias disponibles de aplastamiento y desgarre en las perforaciones de los pernos.	114
5.6.2.7. Revisión de la resistencia de la placa de cortante	115
5.6.2.8. Revisión de la conexión por carga excéntrica	116
5.6.3. Diseño de conexión de la viga secundaria al alma de la trabe	116
5.6.3.1. Resistencia requerida	116
5.6.3.2. Geometría del recorte para el despatín de la vigueta	117
5.6.3.3. Revisión de la resistencia de la sección reducida de la viga	118
5.6.3.4. Cantidades y tipos de pernos a utilizar	119
5.6.3.5. Propuesta de la placa de cortante	120
5.6.3.6. Revisión de las limitaciones geométricas de la conexión	120
5.6.3.7. Diseño y revisión de la soldadura de la placa a la columna	121
5.6.3.8. Revisión de las resistencias disponibles de aplastamiento y desgarre en las perforaciones de los pernos.	122
5.6.3.9. Revisión de la resistencia de la placa de cortante	123
5.6.3.10. Revisión de la conexión por carga excéntrica	124
5.6.4. Diseño de conexión resistente a momento de la placa base y el anclaje	125
5.6.4.1. Resistencia requerida	125

5.6.4.2. Dimensionamiento de la placa base	125
5.6.4.3. Diseño de la conexión soldada entre la columna y la placa base	129
5.6.4.3.1. Resistencia requerida de la soldadura	129
5.6.4.3.2. Revisión de la soldadura propuesta	129
5.6.4.4. Diseño del anclaje a tracción	130
5.6.4.4.1. Revisión de la resistencia de las anclas a tensión	131
5.6.4.4.2. Revisión de la resistencia al arrancamiento del concreto en tracción del grupo de anclas	131
5.6.4.4.3. Revisión de la resistencia a la extracción del anclaje por deslizamiento en tracción	133
5.6.4.4.4. Revisión de la resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción en un anclaje con cabeza	134
5.6.4.4.5. Revisión de los requerimientos del concreto por el diseño sísmico del anclaje a tensión	134
5.6.4.5. Revisión del anclaje a cortante	134
5.6.4.5.1. Revisión de la resistencia de las anclas a corte	135
5.6.4.5.2. Revisión de la resistencia al arrancamiento del concreto del anclaje a cortante	135
5.6.4.5.3. Revisión de la resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante	137
5.6.4.6. Interacción de las fuerzas de tracción y cortante en el anclaje	137
5.7. Diseño de la Losa de Entrepiso	139
5.7.1. Dimensionamiento propuesto de la losa	139
5.7.2. Determinación del momento de inercia de la sección compuesta	140
5.7.3. Revisión de la deflexión de la losa para el estado límite de servicio	142
5.7.4. Revisión de la resistencia a corte	142
5.7.5. Revisión de la resistencia a flexión	144
5.7.6. Cálculo de pernos de cortante en la losa	145
5.7.7. Determinación del acero de refuerzo del concreto por retracción y temperatura	146
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	147
VII. BIBLIOGRAFÍA	150

INDICE DE FIGURAS

Figura 4.1. Espectro de diseño de Nicaragua.....	11
Figura 4.2. Momento nominal en función de la longitud no soportada lateralmente.....	17
Figura 4.3. Zona nodal.	22
Figura 5.1. Vista de la estructura en 3 dimensiones	25
Figura 5.2. Propiedades de Acero ASTM A-36.....	26
Figura 5.3. Propiedades del Concreto $f'_c=3000$ psi	27
Figura 5.4. Propiedades del Concreto $f'_c=5000$ psi	28
Figura 5.5. Propiedades del acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60.	29
Figura 5.6. Propiedades de la losa de acero de entrepiso.....	30
Figura 5.7. Sección transversal de W10X68.....	31
Figura 5.8. Sección transversal de W10X26.....	31
Figura 5.9. Sección transversal de W8X28.....	32
Figura 5.10. Sección transversal de W8X13.....	33
Figura 5.11. Sección transversal de C7X9.8.....	33
Figura 5.12. Diafragma de entrepiso	34
Figura 5.13. Patrones de carga.	34
Figura 5.14. Combinaciones de cargas	35
Figura 5.15. Vista en planta de la estructura	39
Figura 5.16. Espectro de diseño sísmico.....	45
Figura 5.17. Primer modo de vibración.....	45
Figura 5.18. Segundo modo de vibración	46
Figura 5.19. Tercer modo de vibración	46
Figura 5.20. Carga axial máxima actuante en la columna W10x68	57
Figura 5.21. Momento requerido en torno al eje mayor de la columna W10x68	62
Figura 5.22. Momento requerido en torno al eje menor de la columna W10x68	63
Figura 5.23. Carga axial máxima actuante en viga W10x26	66
Figura 5.24. Momento requerido en torno al eje mayor en viga W10x26	67
Figura 5.25. Cortante requerido en la viga W10x26.....	68
Figura 5.26. Deflexión máxima en la viga W10x26	69
Figura 5.27. Carga axial máxima actuante en la viga W18x28	71
Figura 5.28. Momento requerido en torno al eje mayor de la viga W8X28.....	72
Figura 5.29. Cortante requerido en la viga W8X28	74
Figura 5.30. Deflexión máxima en la viga W8X28	75

Figura 5.31. Momento requerido en torno al eje mayor de la viga W8X13.....	77
Figura 5.32. Momento máximo en el segmento no arriostrado en la viga W8X13	79
Figura 5.33. Momento en el primer cuarto del segmento de viga W8x13	79
Figura 5.34. Momento en el centro del segmento no arriostrado en la viga W8X13	79
Figura 5.35. Momento en el tercer cuarto del segmento de viga W8X13.....	79
Figura 5.36. Cortante requerido en la viga W8X13	80
Figura 5.37. Deflexión máxima en la viga W8X13	80
Figura 5.38. Cargas de viento en el techo de la estructura.....	85
Figura 5.39. Cortante máximo en la viga W10X26	91
Figura 5.40. Carga axial máxima en el nivel 1 para la columna W10X68	92
Figura 5.41. Carga axial máxima en el nivel 2 para la columna W10X68	92
Figura 5.42. Detalle de perforación de acceso a la soldadura	104
Figura 5.43. Detalle de conexión precalificada a momento WUF-W	106
Figura 5.44. Cortante máximo en la viga W8X28	110
Figura 5.45. Geometría de la conexión de la columna W10x68 a la viga W8X28	111
Figura 5.46 Cortante máximo en la viga W8X13	117
Figura 5.47. Geometría de recorte para el despatín de la viga W8x13	117
Figura 5.48. Carga axial actuante en la columna W10X68	125
Figura 5.49. Momento actuante en la columna W10x68	125
Figura 5.50. Cortante requerido en la columna W10X68	126
Figura 5.51. Placa base con momento grande	126
Figura 5.52. Geometría de la placa base.....	128
Figura 5.53. Área de concreto disponible a corte en la losa	143

INDICE DE TABLAS

Tabla 5.1. Masas por piso.....	40
Tabla 5.2. Rigideces de piso en la dirección X.....	41
Tabla 5.3. Rigideces de piso en la dirección Y.....	41
Tabla 5.4. Cortantes de piso en la dirección X.....	42
Tabla 5.5. Cortantes de piso en la dirección Y.....	42
Tabla 5.6. Ubicación del centro de masa y de rigidez	43
Tabla 5.7. Participación de masas para los modos de vibración.....	47
Tabla 5.8. Fuerzas sísmicas, cortantes y momentos de volteo	48
Tabla 5.9. Desplazamientos laterales máximos relativos a la base.....	48
Tabla 5.10. Pesos, fuerzas sísmicas y desplazamientos máximos relativos por nivel....	49
Tabla 5.11. Determinación del período fundamental de vibración en cada dirección	49
Tabla 5.12. Períodos dinámicos	49
Tabla 5.13. Fuerza sísmica reducida	50
Tabla 5.14. Fuerza sísmica reducida en ETABS.....	51
Tabla 5.15. Cortantes calculados por el método dinámico en cada dirección	51
Tabla 5.16. Desplazamientos laterales máximos relativos a la base.....	52
Tabla 5.17. Derivas de piso para el estado límite por servicio	52
Tabla 5.18. Derivas de piso para el estado límite por colapso	53
Tabla 5.19. Efectos P- Δ para cada nivel en cada dirección	53

I. INTRODUCCIÓN

La historia de Nicaragua ha sido marcada por su constante actividad sísmica que ha sido denotada tanto por la frecuencia con la que diversos movimientos telúricos han estado ocurriendo en las últimas décadas, así como también, por el nivel de catástrofe que han dejado algunos de estos eventos en las zonas de mayor vulnerabilidad sísmica.

Las inestimables pérdidas humanas y de bienes intangibles, así como las cuantiosas pérdidas materiales y económicas provocadas por fenómenos de este tipo son la muestra fehaciente del nivel de daño que pueden causar el deterioro y colapso de la estructura de un edificio. Por consiguiente, en Nicaragua se está procurando construir edificaciones seguras que permitan mitigar los riesgos a los que están sometidas durante probables eventos catastróficos en el futuro.

El presente documento aborda el diseño sísmico de la estructura de un edificio a base de marcos SMF y está dividido en 7 capítulos de tal forma que en los primeros 3 se sintetizan los aspectos introductorios del trabajo, los objetivos que se alcanzaron y la justificación de su realización; en el cuarto capítulo se muestra un compendio de los más importantes elementos teóricos que el lector debe tener en cuenta como el fundamento de los análisis posteriores; posteriormente, en el quinto capítulo se encuentra la parte sustancial del trabajo en la cual se detallan las características de la estructura a diseñar, se realiza el análisis sísmico por los métodos modal espectral y estático equivalente, se determinan las cargas debido a viento, se realiza el diseño de vigas principales, trabes, columnas, vigas secundarias y largueros de techo; se diseñan las conexiones entre los diferentes elementos estructurales, dentro de las cuales está una conexión precalificada a momento para marcos SMF y una conexión en la base con anclaje resistente a momento; y finalmente, se realiza el diseño de la losa de entrepiso. En el sexto capítulo se muestran las conclusiones de todos los resultados obtenidos y las diferentes recomendaciones que los autores proponen y en el último capítulo, se indican las diferentes referencias bibliográficas utilizadas en cada una de las etapas de este trabajo.

II. OBJETIVOS

2.1. Objetivo General

- Diseñar sísmicamente el edificio de acero de la Universidad de Medicina Oriental Japón-Nicaragua.

2.2. Objetivos Específicos

- Calcular las fuerzas de diseño de la estructura aplicando el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07.
- Llevar a cabo el análisis sísmico modal espectral aplicando las disposiciones del Reglamento Nacional de la Construcción.
- Diseñar los elementos estructurales de la superestructura (Vigas, columnas, losas) así como las conexiones de dichos elementos.
- Realizar el análisis y diseño de la estructura usando el software Etabs v17.

III. JUSTIFICACIÓN

A lo largo de la historia del último siglo, ha sido notoria la gran destrucción y devastación, así como las inestimables pérdidas humanas y económicas que ha dejado el colapso total y parcial de muchas estructuras ocasionado en especial, por movimientos telúricos en diversas zonas del mundo con alta peligrosidad sísmica. Muestra de ellos fue el terremoto que aconteció el 23 de diciembre de 1972 en Managua, el cual en sólo 30 segundos y con 2 réplicas destruyó el centro de Managua dejando cerca de 19,320 muertos y 20,000 heridos.

La finalidad de la presente tesis monográfica es realizar el Diseño de la estructura del edificio de la Universidad Japonesa de tal forma que la misma tenga la resistencia suficiente para soportar la acción de las fuerzas causadas por sismos. La principal razón por la que esta edificación debe soportar fuerzas laterales sísmicas es por la amenaza latente a la que está sometida al estar ubicada en el Distrito V de la Ciudad de Managua, el que naturalmente posee una muy alta vulnerabilidad sísmica.

Es necesario destacar el hecho de que la estructura es de carácter esencial ya que la ocupación del edificio será para un centro de estudios donde se podrían aglomerar grandes cantidades de personas poniendo en riesgo la integridad física de las mismas ante la ocurrencia de sismos en caso de que la estructura no esté diseñada para estos efectos. Además, se debe tener en cuenta la importancia estratégica que tiene una edificación de este tipo, la cual debe permanecer en servicio para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre.

Para llevar a cabo los procesos de diseño y análisis se usarán reglamentos y códigos nacionales e internacionales, las cuales son aceptables para garantizar la seguridad tanto de la estructura como de los ocupantes de la misma. Además, para asegurar la precisión de los resultados que vayan a obtenerse, se usarán diferentes softwares tales como Etabs 2017 para las respectivas modelaciones y análisis estructurales.

IV. MARCO TEORICO

4.1. Estructuras

“Una estructura se puede definir como un sistema de miembros y conexiones individuales, dispuestos de manera que todo el conjunto de elementos se mantenga estable y sin alteraciones perceptibles en su forma”. **(Sriramulu Vinnakota; Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD; 2006; p.3)**

4.1.1. Estructuras de Acero

El acero es uno de los principales materiales de construcción. La razón de esto es que ofrece una gran cantidad de ventajas llegando a ser probablemente, el material más versátil.

4.1.2. Ventajas del acero como material estructural

Dentro de las virtudes de este material está el que tenga muy alta resistencia por unidad de peso implicando que las estructuras sean de bajo peso lo cual es fundamental en estructuras donde se requiere llevar un control del peso.

“El acero no cambia sus propiedades físicas y mecánicas apreciablemente con el tiempo como lo hace el concreto reforzado” **(McCormac y Csernak; Diseño de estructuras de acero; 2013; p.1).** Así también, su comportamiento real se aproxima considerablemente a las suposiciones de diseño debido a que tiene esfuerzos elásticos muy altos y los momentos de inercia son calculados de forma exacta.

No obstante, la propiedad estructural más importante del acero es su ductilidad, o sea su capacidad para resistir grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos. Esto evidencia que el acero es un material tenaz ya que ofrece resistencia y ductilidad al mismo tiempo, lo que le da la capacidad de absorber energía en grandes cantidades, siendo el material idóneo para una estructura sísmica.

4.1.3. Perfiles de Acero

Los perfiles de acero son elementos que se crean a partir de la obtención de un laminado en caliente del acero, también llamado rolado o en frío.

“El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Por lo general, los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación a sus áreas” (Ibídem; p.7).

Los perfiles de acero se eligen de acuerdo con la magnitud de las cargas o acciones a resistir y la forma de trabajo de éstos como pueden ser la tensión, compresión, flexión, torsión, entre otros esfuerzos. Estas secciones de acero pueden encontrarse en las diferentes ediciones del Manual de Construcción en Acero publicado por AISC y se identifican mediante cierta nominación que tiene en cuenta el tipo de perfil, la longitud de su peralte y el peso por unidad de longitud.

4.2. Reglamentos y Códigos de Diseño de Estructuras de Acero

El diseño está regido por especificaciones y normas nacionales e internacionales que funcionan como una guía para este proceso. Estas normas especifican cargas, esfuerzos de diseño, tipos de construcción, calidad de los materiales y otros factores. En la presente monografía será predominante el uso de la Especificación de Construcción en Acero AISC 360, del Reglamento Nacional de la Construcción, del Manual de Disposiciones Sísmicas para Estructuras de Acero AISC 341, del Manual de Conexiones Precalificadas para Aplicaciones Sísmicas en Marcos Especiales a Momento AISC 358, de la Norma Mínima de Diseño de Acero Estructural de Nicaragua AE-001 y del Reglamento de Concreto Estructural ACI 318.

4.3. Cargas

“Se denominan cargas a las fuerzas que actúan sobre una estructura. Éstas se dividen en cargas muertas y cargas vivas.” (William Segui; Diseño de estructuras de acero con LRFD; 1999; p.4).

4.3.1. Cargas Muertas

“Las cargas muertas son cargas de magnitud constante que permanecen fijas en la estructura como el peso propio y otras cargas superimpuestas permanentes unidas a ella. Para un edificio con estructura de acero, son cargas muertas la estructura en sí, los muros, los pisos, el techo, la plomería y los accesorios.”
(McCormac y Csernak; op. cit.; p.41)

4.3.2. Cargas Vivas

“Las cargas vivas son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud y son originadas cuando una estructura se ocupa, se usa y se mantiene” **(Ibídem; p.42).**
Existen parámetros en los códigos para su cálculo en base a las ocupaciones de la estructura.

4.3.3. Cargas Ambientales

Las acciones ambientales son causadas principalmente por sismos, viento, lluvia, nieve y cambios drásticos de temperatura. En este documento, se abordará dentro de las acciones ambientales las causadas por los sismos y el viento.

4.4. Diseño Estructural

El diseño estructural tiene como función generar estabilidad en las estructuras a partir de las potencialidades que el material de éstas pueda ofrecer, sus características naturales, su bajo costo y las propiedades mecánicas que posee.

4.4.1. Método LRFD

Existe cierta incertidumbre inherente a la magnitud de las cargas que actúan sobre una estructura, así como a la capacidad de la misma para sustentar esas cargas. La solución más obvia es entonces establecer un margen de diferencia entre la resistencia calculada y la carga actuante de manera que el evento en el que la carga supere a la resistencia sea improbable. El método LRFD establece factores que mayoran las cargas y reducen las resistencias teniendo en cuenta la acción combinada de los diversos tipos de cargas.

4.4.1.1. Estados Límite

El método LRFD se basa en el principio del diseño de estados límite, el cual proporciona las fronteras de la utilidad estructural. Existen actualmente 2 tipos de estados límite: los de resistencia y los de servicio.

“Los estados límite de resistencia definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto de cuerpo rígido. Los estados límite de servicio determinan el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro. Todos los estados límite deben evitarse” (Ibídem; p.51).

4.4.1.2. Resistencia nominal

La resistencia nominal es la capacidad máxima teórica calculada de un miembro para soportar acciones que dan lugar a esfuerzos específicos. La metodología LRFD orienta multiplicar esta resistencia por determinados factores menores que 1 en dependencia del tipo de esfuerzo al que sea sometido el miembro dando lugar a la resistencia de diseño y garantizando así, una reducción de las resistencias para considerar las variaciones de la resistencia del material, las dimensiones del miembro, y la mano de obra, así como la manera y las consecuencias de la falla.

4.4.1.3. Combinaciones de Cargas por el Método LRFD

El enfoque LRFD consiste en estimar las cargas individualmente mediante los lineamientos establecidos en los reglamentos; se forman grupos posibles de estas cargas de servicio en base a la probabilidad de que algunas ocurran simultáneamente, a cada una de las cargas dentro del grupo se multiplica por un factor que casi siempre suele ser mayor que 1; se suman las diferentes respuestas y el resultado final que se obtuvo a través de la combinación lineal se llama Carga Factorizada. Los mayores valores de cargas factorizadas determinadas mediante las diferentes combinaciones lineales estipuladas en las pertinentes normas reglamentarias se usan para calcular los momentos, cortantes y otras fuerzas. Los valores determinados de cargas factorizadas nunca deben exceder los valores obtenidos de las resistencias últimas.

4.4.2. Diseño con Enfoque Sísmico.

4.4.2.1. Clasificación de la Estructura

4.4.2.1.1. Grupo de la Estructura

Las estructuras pueden clasificarse según su importancia estructural en 3 tipos:

- *“Grupo A: Son estructuras esenciales cuyo colapso podría causar la pérdida de muchas vidas o grandes pérdidas económicas o culturales, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas, inflamables o explosivas; así como aquellas que son vitales luego de un sismo o emergencia provocada por un desastre, tal como hospitales, escuelas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, centrales eléctricas, entre otras” (MTI; Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07; 2007; p.17).*
- Grupo B: Éstas requieren un grado de seguridad intermedio, y su falla estructural ocasionaría perdidas de magnitud media o pondrían en peligro otras edificaciones del grupo A.
- Grupo C: En ellas es admisible un grado de seguridad bajo, ya que su falla ocasionaría pérdidas de magnitud sumamente pequeña y no causaría normalmente pérdida de vidas.

4.4.2.1.2. Factores de comportamiento sísmico

Estos factores se obtienen al definir la ductilidad inherente al sistema estructural de la edificación y su capacidad de transmitir al sistema suelo-cimentación los efectos combinados de las fuerzas laterales de inercia generadas durante el sismo.

4.4.2.1.3. Condiciones de Regularidad

“Toda estructura debe ser clasificada según su regularidad. Para ello, se han establecido una serie de condiciones y parámetros que deben evaluarse en este proceso.” (Ibídem; p.19).

Una estructura regular es aquella que cumple todas las condiciones; por otro lado, basta que no se cumpla una de ellas para que la estructura sea clasificada como

irregular. Además, si se incumple una de las últimas 3 condiciones, la estructura se categoriza como fuertemente irregular.

4.4.2.1.4. Factores de Reducción por Ductilidad

Son factores que intervienen en el cálculo de las fuerzas sísmicas y que están basados en los factores de comportamiento sísmico del sistema estructural que se trate; éstos permiten obtener un diseño a través del cual se pueda alcanzar la ductilidad de los elementos y se permita reducir los márgenes de sobrediseño.

4.4.2.1.5. Zonificación Sísmica

Las amenazas sísmicas latentes en Nicaragua no son las mismas en todo su territorio y existen zonas con mayor peligro sísmico que otras. A fin de considerar este efecto, existen los Mapas de Zonificación Sísmica y de Isoaceleraciones que permiten determinar las características sísmicas inherentes a cada región del país.

4.4.2.1.6. Influencia del suelo en la acción sísmica

“La respuesta sísmica de las edificaciones depende directamente de las vibraciones del suelo, de tal forma que en algunos casos se puede llegar a la ruina de un edificio estructuralmente capaz de soportar un sismo debido a las condiciones propias del suelo” (Pedro Carrillo; Influencia del suelo en la respuesta sísmica de estructuras; 2008; p.1).

Se debe, por lo tanto, clasificar los suelos adecuadamente e identificar aquellas propiedades que los vuelven vulnerables a estas acciones de tal manera que se considere amplificar las aceleraciones y fuerzas sísmicas para tener en cuenta dichas vulnerabilidades. El suelo donde se colocarán los cimientos de la estructura tiene una clasificación que depende directamente de la velocidad de las ondas de cortante a una profundidad mayor de 10 metros.

4.4.2.2. Análisis Sísmico

El análisis sísmico se realiza sometiendo a la estructura a las acciones de 2 fuerzas ortogonales sísmicas respecto a los 2 ejes principales.

4.4.2.2.1. Fuerza Sísmica

El sismo produce aceleraciones instantáneas, que generan grandes fuerzas, afectando a los componentes de la estructura de modo diferente a la acción de las cargas gravitatorias. Esta fuerza depende tanto del peso del edificio como de la aceleración del sismo.

4.4.2.2.2. Métodos de Análisis

4.4.2.2.2.1. Método Estático Equivalente

Este método aporta criterios y alcances de aplicación que se basan en una estimación del período fundamental de vibración para cuantificar la fuerza cortante basal. Tanto en la estimación del cortante basal como en su distribución se incorpora el efecto de los modos superiores al fundamental, los cuales dependen de la flexibilidad de la edificación y de las características del espectro sísmico.

La distribución vertical de la fuerza cortante basal en cada dirección de análisis se origina en las hipótesis de considerar una distribución lineal de las aceleraciones del primer modo de vibración y que la influencia de los modos superiores se incorpora mediante una fuerza horizontal aplicada en la parte superior.

Aún con las tecnologías y facilidades para realizar análisis dinámicos, todas las normas establecen un control del corte basal y los valores de las fuerzas cortantes de los análisis dinámicos con los de un análisis estático equivalente. El método estático equivalente permite formular los conceptos fundamentales del análisis sismo resistente de estructuras y corroborar los resultados obtenidos mediante los análisis dinámicos.

4.4.2.2.2.1.1. Fuerzas sísmicas

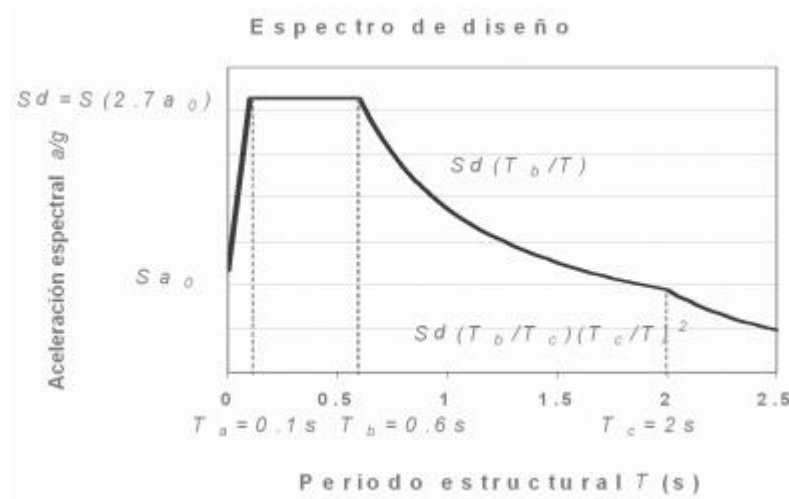
La fuerza sísmica total o cortante basal que de previo se haya calculado debe distribuirse, según este método, en diferentes fuerzas cortantes aplicadas en cada uno de los niveles de la estructura donde se supongan las concentraciones de masa. Dicha distribución de fuerzas sísmicas en cada uno de los niveles se debe realizar de manera proporcional al peso y la altura del nivel que se esté analizando.

4.4.2.2.1.2. Reducción de las fuerzas sísmicas

Una de las partes fundamentales de este método consiste en la determinación del período fundamental de la estructura, el cual depende de los pesos, los desplazamientos laterales en la dirección de análisis y las fuerzas sísmicas correspondientes.

Una vez obtenido dicho período, se debe recurrir al Espectro Sísmico de Diseño de Nicaragua, el cual representa el conjunto de valores para cálculos de diseño que miden la reacción de una estructura ante la vibración del suelo en un sismo. En el Reglamento se muestra el espectro elástico de respuesta el cual brinda una relación del período a la aceleración sísmica.

Figura 4.1. Espectro de diseño de Nicaragua



Fuente: RNC-07

El espectro permite encontrar la aceleración correspondiente al período fundamental, la cual una vez determinada, será menor que la aceleración previa por lo que se encontrará a partir de ésta una Fuerza Sísmica Reducida.

4.4.2.2.1.3. Efectos de Torsión

Este efecto aparece por la excentricidad entre el centro de rigidez de un piso y el centro de masa que es el punto donde se concentra la carga actuante. “Debido a este efecto, la estructura puede sufrir múltiples daños, tanto estructurales (fisuras, alabeos) como no estructurales (grietas en tabiquería, rotura de ventanas),

pudiendo llegar al colapso completo del edificio” (Searer y Freeman; Design drift requeriments for long period structures; 2004; p.2).

4.4.2.2.1.4. Efectos de Segundo Orden

Los efectos de segundo orden se originan debido al desplazamiento lateral de la estructura. Las deformaciones debidas a las cargas horizontales, desvían la dirección del vector de cargas verticales, sacándola del eje central de la pieza, lo que origina excentricidades en la fuerza aplicada.

“Una estructura es traslacional si los desplazamientos son suficientemente significativos para producir una excentricidad que origine esfuerzos extra en el soporte, denominados los Efectos de Segundo Orden. Esta traslacionalidad depende de la geometría, rigidez y elementos de arriostramiento” (José Candido; Análisis de segundo orden en el cálculo de estructuras de obra civil; 2016). Estos efectos de la geometría deformada deberían considerarse sólo en estructuras traslacionales, es decir, si éstos incrementan los efectos de la acción significativamente o si modifican sustancialmente el comportamiento estructural.

4.4.2.2.1.5. Efectos Bidireccionales

“En gran parte de los análisis se considera que las acciones sísmicas actúan independientemente en dos direcciones principales ortogonales entre sí, sin que esto sea necesariamente válido. Es por tal razón, que el análisis sísmico debe considerar los efectos que las acciones sísmicas tienen al mismo tiempo para estimar los efectos máximos de los elementos estructurales.” (Edisson Moscoso; Efecto de la bidireccionalidad y ángulo de incidencia del sismo en la respuesta de estructuras de concreto armado; 2018; p.1.).

“En consecuencia, los efectos de ambas componentes en planta deben combinarse tomando en cada dirección de análisis el 100% de los efectos en esa dirección y el 30% de los efectos de la dirección perpendicular a esa para al final trabajar con la situación prevista más desfavorable” (MTI; op. cit.; p.31).

4.4.2.2.2. Método Dinámico de Análisis Modal Espectral

“Los métodos dinámicos estiman el tipo de ondas sísmicas que se espera se produzcan en la base del edificio y determina la resistencia sísmica calculando la respuesta a la vibración de la edificación” (Morales y Pascual; Modelos dinámicos de análisis sísmico; 1976; p.1.)

El análisis modal espectral se resume en una serie de pasos entre los que figuran: Modelar la estructura, definir las matrices de masa y de rigidez, solucionar el problema de valores característicos, calcular factores de participación de masas, obtener períodos de vibración, leer espectros de diseño, calcular respuestas modales y combinar estas respuestas para cada efecto.

4.4.2.2.2.1. Análisis Modal

El análisis modal busca determinar las frecuencias naturales y modos de vibrar de una estructura durante vibración libre. La interpretación física de los valores propios y vectores propios representan las frecuencias y modos de vibrar correspondientes. Se incluye el efecto de los modos naturales ordenados según valores decrecientes de los períodos de vibración, que sean necesarios para que la suma de los pesos modales efectivos sea mayor o igual al 90% del peso total.

4.4.2.2.2.2. Análisis Espectral

A través del análisis modal se determinan los períodos naturales, los cuales, mediante el Espectro de Diseño de Nicaragua, permiten obtener los valores asociados de aceleraciones espectrales de diseño, a través de las cuales se considerará la participación de los modos en las fuerzas sísmicas dinámicas.

4.4.2.2.2.3. Fuerzas Sísmicas Dinámicas

A través de las aceleraciones espectrales determinadas, así como los pesos modales calculados para cada nivel, se determinan las fuerzas sísmicas correspondientes. La carga sísmica depende de la participación modal, las aceleraciones espectrales, los pesos modales y los modos normalizados. La

fuerza sísmica total por nivel es la suma de las fuerzas sísmicas determinadas para cada modo de vibración.

4.4.2.2.2.4. Otras revisiones del método dinámico

La fuerza cortante basal calculada por el método dinámico tiene que ser siempre mayor que el 80% del cortante basal determinado por el análisis estático, de manera que en caso de que no lo sea, se incrementen las fuerzas sísmicas dinámicas y desplazamientos laterales hasta que se cumpla esta condición.

4.4.2.2.3. Desplazamientos laterales

Una de las razones por la cual varios eventos sísmicos han resultado en catástrofe ha sido el nivel de daño derivado de la deformación y/o movimiento excesivo de la estructura. A razón de esto, debe mantenerse un control sobre las deformaciones de una edificación durante un sismo de manera que no se excedan los límites obteniendo un buen desempeño para los estados límite de servicio de y colapso.

4.4.3. Análisis bajo cargas de viento

Las cargas de viento son las fuerzas ejercidas por la energía cinética de una masa de aire en movimiento, que provoca una presión en ciertas partes de la estructura, y una succión en otras. Estos empujes y succiones debido a la acción del viento en la estructura son las responsables de un posible riesgo de catástrofe en caso de la ocurrencia de fenómenos naturales.

En consecuencia, se debe estimar la magnitud de las presiones de viento máximas a la que puede someterse la estructura para ser considerada en las combinaciones de carga pertinentes. El análisis para la determinación de las fuerzas de viento se realiza por métodos estáticos.

4.4.3.1. Velocidad del viento

Las presiones y succiones del viento tienen una relación directa con la velocidad del mismo; entre mayor éste sea, mayor será la fuerza de viento a la que se someta una estructura. Por lo tanto, se debe estimar la velocidad máxima probable del

viento que depende de muchas variables como son la zona donde se encuentre la estructura en análisis, el período de retorno, la altura de la edificación, la topografía y rugosidad del terreno.

4.4.3.1.1. Zonificación Eólica

Nicaragua cuenta con 3 zonas eólicas definidas en el Mapa de Zonificación Eólica. Cada zona cuenta con diferentes velocidades del viento.

4.4.3.1.2. Altura de la edificación

La altura de una estructura tiene una gran relación con la magnitud de las fuerzas de viento aplicadas a ésta, de manera que cuanto mayor sea la altura, mayor será tanto la velocidad del viento como la fuerza del mismo. Es conveniente destacar que para edificios con altura menor a 10 metros la variación de la presión de viento con respecto a la altura se puede depreciar.

4.4.3.1.3. Topografía y rugosidad del terreno

“La rugosidad del terreno retrasa la velocidad del viento cerca del terreno. Las capas más bajas de aire retrasan aquellas ubicadas por encima, resultando en diferentes velocidades de viento.” (Mendoza, Zermeño, Arroyo y López; Efecto del viento en estructuras; 2015; p.13).

Cuando el viento libre es obstaculizado por un objeto fijo, se desvía para rodearlo. Estos desvíos de flujo producen presiones sobre el objeto, entre otras fuerzas. Las partículas de aire golpean la cara expuesta directamente al flujo del viento y que se opone a su libre circulación, cara denominada de barlovento, ejerciendo sobre ella empujes; en la cara opuesta o sotavento, las estelas del flujo se separan del objeto provocando succiones. (Ibídem; p.14).

4.4.3.2. Presión del viento

La finalidad de este análisis es determinar la presión máxima probable que el viento pueda ejercer sobre la estructura para diseñarla con resistencia hacia ésta. Para su determinación se requiere del conocimiento de la velocidad de diseño. En

este cálculo se toma en cuenta el tipo de estructura en análisis, es decir si se trata de una construcción cerrada, paredes aisladas, estructuras reticulares, chimeneas, silos, antenas, entre otros.

4.4.4. Diseño de elementos estructurales

4.4.4.1. Diseño de vigas

“Las vigas son miembros que soportan cargas transversales. Para estos miembros se utilizan por lo general, los perfiles W, canales C, cajas metálicas y secciones S” **(McCormac y Csernak; op. cit.; p.237)**

4.4.4.1.1. Análisis Elástico

En los análisis de las vigas generalmente predominan los esfuerzos de flexión. Recientemente, casi todas las vigas de acero se diseñaban fundamentándose en la hipótesis elástica. La carga máxima de servicio se suponía igual a la carga que generaba un esfuerzo de flexión igual al de fluencia del material y bajo este criterio se diseñaba. Se obtuvieron excelentes resultados, pero los miembros dúctiles no fallan hasta que ocurre una gran plastificación después de alcanzar el esfuerzo de fluencia, lo que significa que tienen mayores márgenes de seguridad contra la falla.

4.4.4.1.2. Análisis Plástico

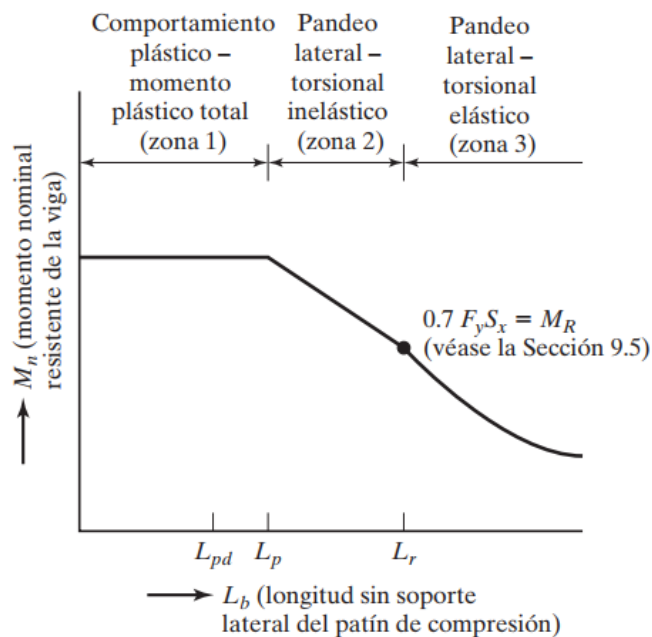
“El análisis plástico está relacionado con la distribución de los esfuerzos en una estructura, después de que en ciertos puntos se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia. Según esta teoría, aquellas partes que han alcanzado el esfuerzo de fluencia no pueden resistir esfuerzos adicionales, sino que, esas partes fluirán la cantidad necesaria para permitir que los esfuerzos adicionales sean transferidos a otras partes de la estructura donde los esfuerzos se encuentran por debajo del esfuerzo de fluencia y sean capaces de absorberlos de manera que, la plasticidad sirve para igualar los esfuerzos en casos de sobrecarga” **(Ibídem; p.243).**

4.4.4.1.3. Pandeo Lateral

El pandeo lateral es una inestabilidad que puede darse en vigas a flexión, en la que la parte comprimida de la viga se pandea saliéndose del plano de flexión, siendo sujeta por la parte en tensión, lo que origina movimientos transversales fuera del plano de flexión y torsión. En base a esto, se ha definido que las vigas tienen 3 intervalos de pandeo en dependencia directa de su longitud sin soporte lateral que pueden resumirse en las zonas de comportamiento plástico, pandeo lateral - torsional inelástico y pandeo lateral – torsional elástico.

En la primera zona se encuentran las vigas que funcionan óptimamente y su capacidad por momento máxima es el momento plástico. En la segunda zona, el análisis plástico deja de ser válido debido a que la flexión puede llegar a tal punto que algunas partes del elemento estarán bajo el esfuerzo de fluencia, pero no todas las fibras alcanzarán este estado antes de que la viga llegue a la falla. En la tercera zona, las vigas se van a pandear antes de que se alcance la fluencia en algún punto de la viga. Al principio, la viga se flexionará respecto al eje fuerte hasta que se alcance un momento crítico, a partir de allí se pandeará respecto a su eje débil dejando como resultado una combinación de flexión lateral y torsión.

Figura 4.1. Momento nominal en función de la longitud no soportada lateralmente



Fuente: McCormac y Csernak (2013).

4.4.4.1.4. Secciones compactas y no compactas

“Un elemento de sección compacta es aquella con un perfil tan robusto que tiene la capacidad de desarrollar una distribución completa de esfuerzo plástico antes de que se presente el pandeo local” (Ibídem; p.290). En una sección no compacta, la fluencia se puede alcanzar en algunos, pero no en todos sus elementos a compresión antes de que ocurra el pandeo; por ende, no es capaz de desarrollar una plena distribución de esfuerzo plástico.

4.4.4.1.5. Flexión asimétrica biaxial

La sección de cualquier elemento tiene 2 ejes principales ortogonales entre sí de manera que cuando una viga está inclinada (el caso de los largueros de techo), recibe cargas que resultan no ser perpendiculares a ninguno de estos ejes resultando entonces esfuerzos de flexión sobre ambos ejes.

4.4.4.1.6. Otras revisiones

La mayor parte de las vigas se diseñan a través de los esfuerzos de flexión debido a que por lo general, son estos efectos los que resultan críticos en las vigas; no obstante, en algunos casos otros efectos como el esfuerzo cortante o la deflexión son los que resultan ser críticos en el diseño, razón por la cual es oportuno verificar que se encuentren dentro de los límites permisibles de resistencia y servicio.

Una razón para realizar el control de las deflexiones en las vigas es que siendo éstas muy grandes pueden dañar materiales unidos a las vigas que las presenten, pero la causa principal es la apariencia que no genera confianza en los usuarios. En general según **RNC (2007)** se recomienda que *“la viga no tenga una deflexión mayor que el claro entre 240 más 0.5 cm mientras que si hay elementos no estructurales que puedan salir afectados por la deflexión se recomienda el claro entre 480 más 0.3 cm” (p.3)* La norma IBC se limita a establecer que cuando sólo hay carga muerta el valor permisible es el claro entre 360 mientras que para combinación de carga muerta más viva es el claro entre 240.

4.4.4.2. Diseño de Columnas

Las columnas son elementos estructurales verticales que reciben cargas predominantemente axiales a compresión.

4.4.4.2.1. Relación de Esbeltez

Una columna muy larga tendrá mayor susceptibilidad a problemas de pandeo de tal forma que existe una relación inversa entre la capacidad de carga y el largo del elemento; es así que surge la definición de esbeltez. La esbeltez es una característica de los elementos estructurales que vincula la rigidez de la sección transversal de los mismos con su longitud total. Se determina por un parámetro adimensional que es utilizado en el cálculo de las capacidades en compresión prediciendo además las inestabilidades elásticas de dichos elementos. Es a través de este dato que se puede obtener los esfuerzos efectivos correspondientes al elemento que se esté diseñando.

Una de las situaciones que debe tomarse en cuenta a la hora de evaluar este parámetro es la longitud efectiva que puede definirse como la distancia entre los puntos de inflexión que dependen de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral del elemento.

Existen variados procedimientos para la determinación de la longitud efectiva entre los que se encuentran los nomogramas de Jackson y Moreland que relacionan la resistencia a la rotación en el extremo de las columnas con las rigideces rotacionales de las vigas y columnas que se conectan en ese punto. Si las vigas en una conexión son muy rígidas se obtienen factores considerablemente menores asemejándose a una conexión de apoyo fijo para la columna.

4.4.4.2.2. Pandeo en las Columnas

Las columnas pueden llegar a la falla de 3 formas distintas las cuales están directamente vinculadas al pandeo. El más conocido es el pandeo flexionante; también está el pandeo local que ocurre cuando ciertas partes menos robustas del elemento son tan delgadas que se pandean antes que otros modos de pandeo

puedan aparecer y, además se tiene el pandeo flexotorsionante que ocurre en secciones con ciertas configuraciones de asimetría.

4.4.5. Diseño de Conexiones

“Las estructuras de acero están formadas por la unión de elementos estructurales ensamblados que forman un armazón, razón por lo cual es imprescindible garantizar la seguridad de las conexiones a fin de garantizar que el flujo de carga, de manera ordenada y continua, siga su trayectoria hasta llegar a la cimentación. Las conexiones utilizadas en edificios de acero pueden ser apernadas o soldadas”
(Joseph Bowles; Diseño de acero estructural; 1993; p.395)

4.4.5.1. Tipos de Conexiones

“Las conexiones tienen resistencias a cambios en los ángulos formados por los miembros conectados denominadas restricciones. En base a la magnitud de las restricciones, la normativa AISC cataloga las conexiones como totalmente restringidas (FR) que son rígidas o continuas de manera que los ángulos entre los miembros se mantienen invariables; y parcialmente restringidas (PR) cuya rigidez no es suficiente para mantener los mismos ángulos entre miembros bajo carga”
(McCormac y Csernak; op. cit.; p.529)

4.4.5.2. Conexiones Apernadas

Las conexiones con tornillos representan el proceso más sencillo de conexión en acero lo que las convierte en la solución con mayores facilidades técnicas. Evidentemente, en el diseño seleccionan los tornillos que tengan la resistencia necesaria para poder soportar todos los esfuerzos producto de las cargas actuantes. Las conexiones apernadas se clasifican en conexiones apretadas sin holgura, pretensionadas y de fricción.

4.4.5.3. Conexiones Soldadas

La soldadura consiste en unir dos piezas de acero mediante la fusión superficial de las caras a unir en presencia de calor. Mediante la aplicación de energía en forma de calor, permite alcanzar la unión íntima y permanente de metales

dejándolos con la continuidad adecuada para que trabajen mecánicamente como un todo homogéneo.

“Considerando sus características físicas, las soldaduras pueden ser de filete o de ranura. Las soldaduras de filete se hacen con las partes que se traslapan una sobre otra, son mucho más comunes, pero se consideran más débiles” (Ibídem; p.478). La soldadura de ranura se hace con las partes unidas, pero no traslapadas y pueden ser de penetración completa extendiéndose por todo el espesor de las partes conectadas o de penetración parcial. En las conexiones de ranura, la soldadura está sujeta a tensión o compresión axial mientras que en las de ranura, la soldadura es más resistente a tensión y compresión que al cortante de manera que la resistencia de diseño es el corte.

4.4.5.4. Conexiones resistentes a momento totalmente restringido

En el proceso de diseño estructural en lugares con alto riesgo sísmico es recomendable el diseño de conexiones totalmente restringidas tales como la conexión de patín soldado sin refuerzo y alma soldada. Para este proceso, se deben realizar las verificaciones pertinentes con las fuerzas internas de compresión y de tensión debido a la flexión en los elementos conectados a la conexión a fin de determinar el área de soldadura de penetración completa o la cantidad de tornillos en cada parte conectada.

“Las rótulas plásticas en una conexión especial, deben exhibir una capacidad de rotación inelástica de 0.03 radianes, como mínimo, para lo cual se requiere el uso de conexiones precalificadas” (Francisco Javier Crisafulli; Diseño sismorresistente de construcciones de acero; 2018; p.100.)

4.4.5.4.1. Requisitos para la precalificación de una conexión a momento

La exigencia básica de una conexión a momento radica en que todos los elementos conectados tengan la resistencia necesaria para poder soportar no sólo los esfuerzos producto de las combinaciones de carga actuantes sino también aquellos que sean el resultado de la acción del momento máximo probable en la rótula plástica a raíz de la conexión rígida de la viga.

Se puede afirmar que las condiciones de precalificación se reducen a garantizar que *“la estructura deba diseñarse para limitar la distorsión del panel nodal, evitar la rotulación en columnas y controlar los efectos de pandeo local. Esto logra que la estructura desarrolle una respuesta dúctil y estable.”* (Ibídem; p.99.)

4.4.5.4.1.1. Placas de continuidad

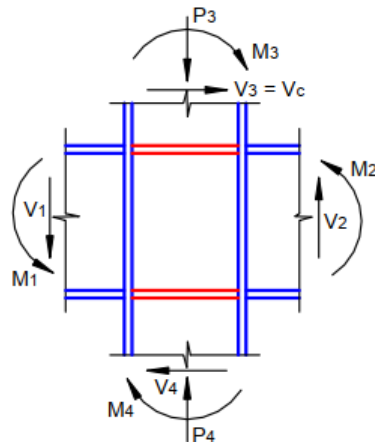
Cuando no se logra alcanzar la resistencia suficiente para controlar el pandeo local se suelen usar placas de continuidad. que son rigidizadores ubicados entre los patines de la columna a nivel de la viga que permita garantizar la transferencia de las cargas de tensión y compresión sobre la columna, así como también, minimizar la concentración de esfuerzos provocado por la diferencia de rigidices.

4.4.5.4.1.2. Panel nodal

“La zona nodal de las conexiones viga-columna se define, geométricamente, como la región comprendida entre las alas de vigas y columnas. Este panel es un componente de los pórticos no arriostrados, que se caracteriza por su flexibilidad y por estar sometido a elevadas sollicitaciones que puede ocasionar deformaciones excesivas sino se diseñan adecuadamente” (Ibídem; p.101)

Se debe hacer un análisis de esta zona considerando los grandes esfuerzos producto de la aplicación de todos los momentos y cortantes debido a la conexión rígida para evitar los problemas de inestabilidad y demasiada deformación plástica.

Figura 4.2. Zona nodal.



Fuente: Crisafulli (2018).

4.4.5.4.1.3. Criterio columna fuerte - viga débil

El objetivo de la verificación de este criterio es garantizar que se alcance el estado límite de fluencia por flexión en las vigas antes que en las columnas cuando el sistema estructural esté sometido a las fuerzas sísmicas, de manera que se asegure la formación de las rótulas plásticas en las vigas y se obtenga un alto nivel de disipación de energía.

4.4.5.4.2. Conexión precalificada a momento de patín soldado sin refuerzo y alma soldada (WUF-W)

“En esta conexión a momento, la rotación inelástica es desarrollada principalmente por la fluencia de la viga en la zona adyacente a la cara de la columna. La ruptura de la conexión está controlada a través de ciertos requisitos especiales de detalles sobre la soldadura que une los patines de la viga al patín de la columna; la soldadura que conecta el alma de la viga al patín de la columna; y la forma y acabado del agujero de acceso de la soldadura.” (AISC; Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications; 2018; p.46)

4.4.5.5. Conexiones a corte

“Estas conexiones son utilizadas principalmente para la transferencia de las reacciones generadas en la viga a los elementos que la soportan. Una conexión simple consiste en una placa soldada al elemento de soporte y atornillada en el alma de la viga, que aparte de tener la suficiente fuerza para transferir las reacciones generadas por ella, debe también tener la suficiente capacidad de rotación (ductilidad), con el fin de que los momentos en los extremos sean insignificantes. Los estados límites a evaluar están determinados por la zona cerca a los pernos, la zona cerca a la soldadura, la zona de sección reducida en caso de que se reduzca alguna sección, la resistencia de los elementos conectados, así como la capacidad de los mismos ante carga excéntrica.” (Juan Sebastián Rincón; Diseño de conexiones típicas de edificios de acero; 2013; p.3)

4.4.5.6. Conexiones de placas base y anclaje resistente a momento

“Cuando una columna de acero se apoya en una zapata, es necesario que la carga de la columna se distribuya en un área suficiente para evitar que se sobrecargue la zapata. Las cargas de las columnas de acero se transmiten a través de una placa de base de acero a un área razonablemente grande del cimiento, que se localiza abajo de dicha placa.” (McCormac y Csernak; op. cit.; p.218)

Las cargas que transmite la columna crean presión sobre la zapata que provoca que ésta reaccione con una presión igual tendiendo a que ciertas partes de la placa base que quedan en voladizo se flexionen. Es en base a este efecto, que se determina el espesor que requiere la placa a través de diversos métodos dentro de los cuales está el de W. A. Thornton.

Además, en las conexiones resistentes a momentos en la base usadas para marcos rígidos, los momentos incrementan la compresión en un lado de la placa y la disminuyen en el otro; de tal forma que, si los momentos son grandes, se generan fuerzas de tensión en algunos de los pernos de anclaje. *“El momento será transferido de la columna a la zapata por medio de los pernos de anclaje, empotrados a una profundidad suficiente en la zapata para desarrollar las fuerzas en los pernos de anclaje.” (Ibídem; p.688)*

Es importante destacar que la conexión de la placa base a la columna suele hacerse mediante soldadura de filete la que debe diseñarse para resistir las fuerzas de compresión y tensión generadas en los patines de la columna producto del momento de volteo actuando en la base.

El diseño del anclaje en la base está controlado por las fuerzas de tensión producto del momento grande actuante y por las fuerzas del cortante basal; no obstante, también debe revisarse que el concreto pueda resistir los efectos de arrancamiento, extracción por deslizamiento, desprendimiento lateral y del desprendimiento por el cabeceo del anclaje sometido a corte. Además, las resistencias del concreto en tracción deben ser mayores que las de las anclas para garantizar que el acero fluya antes que el concreto falle.

V. Análisis y presentación de resultados

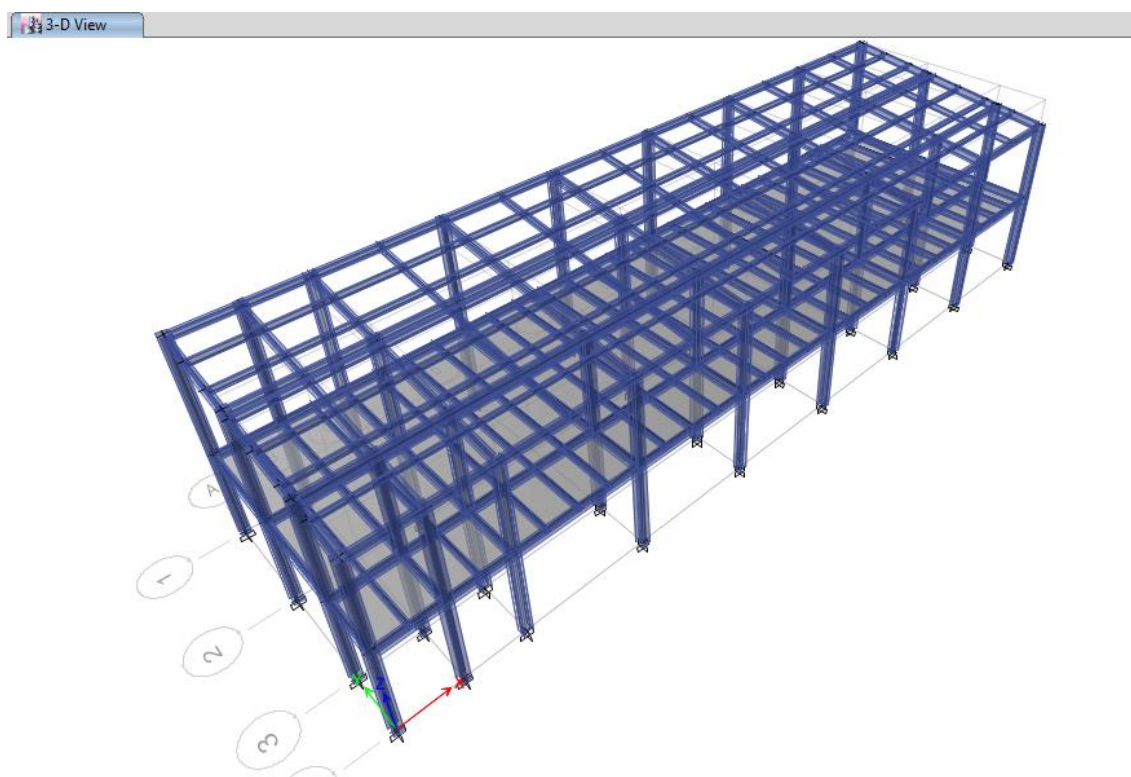
5.1. Definición del Modelo Estructural

El edificio a diseñar consta de 2 niveles y está formado a base de marcos de acero sin arriostrar con una losacero de entrepiso rígida y con cubierta de techo inclinado a base de zinc laminado. La ubicación del mismo se encuentra en la ciudad de Managua, Nicaragua; así como también su ocupación son las instalaciones para una universidad. A continuación, se muestran sus principales características:

5.1.1. Geometría del Edificio

La estructura tiene forma rectangular cubriendo un área con dimensiones 26.36 metros de largo por 7.8 metros de ancho. Además, cuenta con 9 ejes a lo largo y 4 ejes a lo ancho. La altura del primer nivel es de 2.9 metros mientras que el segundo nivel tiene una altura mínima de 2.9 metros y una altura máxima de 3.8 metros con un techo de una sola pendiente de aproximadamente 11.5% de tal forma que la altura total del edificio es de 6.7 metros.

Figura 5.1. Vista de la estructura en 3 dimensiones



Fuente: ETABS 2017.

5.1.2. Materiales de la estructura y sus propiedades

- Acero ASTM A-36: Usado para la losacero, columnas, vigas, largueros y elementos conectores como placas base, placas de refuerzo, atiesadores y placas de cortante.

Figura 5.2. Propiedades de Acero ASTM A-36

The figure consists of two screenshots from the ETABS 2017 software interface, showing the material properties for Acero ASTM A-36.

Material Property Data

General Data	
Material Name	Acero A36
Material Type	Steel
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
☒ Specify Weight Density	☐ Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	0.49 kip/ft ³
Mass per Unit Volume	0.015 kip-s ² /ft ⁴

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	29000 kip/in ²
Poisson's Ratio, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000065 1/F
Shear Modulus, G	11153.85 kip/in ²

Material Property Design Data

Material Name and Type	
Material Name	Acero A36
Material Type	Steel, Isotropic

Design Properties for Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	36 kip/in ²
Minimum Tensile Strength, Fu	58 kip/in ²
Effective Yield Stress, Fye	54 kip/in ²
Effective Tensile Strength, Fue	63.8 kip/in ²

Fuente: ETABS 2017.

$$R_y := 1.5 \quad \text{Tabla A3.1 AISC 341-16}$$

$$R_t := 1.2 \quad \text{Tabla A3.1 AISC 341-16}$$

- Concreto estructural con resistencia a la compresión de 3000 psi: Usado para las cimentaciones y la losa cero.

Figura 5.3. Propiedades del Concreto $f'_c=3000$ psi

Material Property Data

General Data

Material Name	Concreto $f'_c = 3000$ psi
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	0,15	kip/ft ³
Mass per Unit Volume	0,005	kip-s ² /ft ⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E	3122,02	kip/in ²
Poisson's Ratio, U	0,2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000055	1/F
Shear Modulus, G	1300,84	kip/in ²

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name	Concreto $f'_c = 3000$ psi
Material Type	Concrete, Isotropic

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'_c	3	kip/in ²
☐ Lightweight Concrete		
Shear Strength Reduction Factor		

Fuente: ETABS 2017.

- Concreto estructural con resistencia a la compresión de 5000 psi: Usado para el pedestal.

Figura 5.4. Propiedades del Concreto $f'_c=5000$ psi

Material Property Data

General Data

Material Name: Concreto $f'_c = 5000$ psi

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0,15 kip/ft³

Mass per Unit Volume: 0,005 kip-s²/ft⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 4030,51 kip/in²

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000055 1/F

Shear Modulus, G: 1679,38 kip/in²

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Concreto $f'_c = 5000$ psi

Material Type: Concrete, Isotropic

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'_c : 5 kip/in²

☐ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Fuente: ETABS 2017.

- Acero ASTM A615 Grado 60: Usado para las varillas de refuerzo del concreto estructural.

Figura 5.5. Propiedades del acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60.

Material Property Data

General Data

Material Name	Acero A615Gr60 (Varillas)
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	0,49	kip/ft ³
Mass per Unit Volume	0,015	kip-s ² /ft ⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E	29000	kip/in ²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000065	1/F

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name	Acero A615Gr60 (Varillas)
Material Type	Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

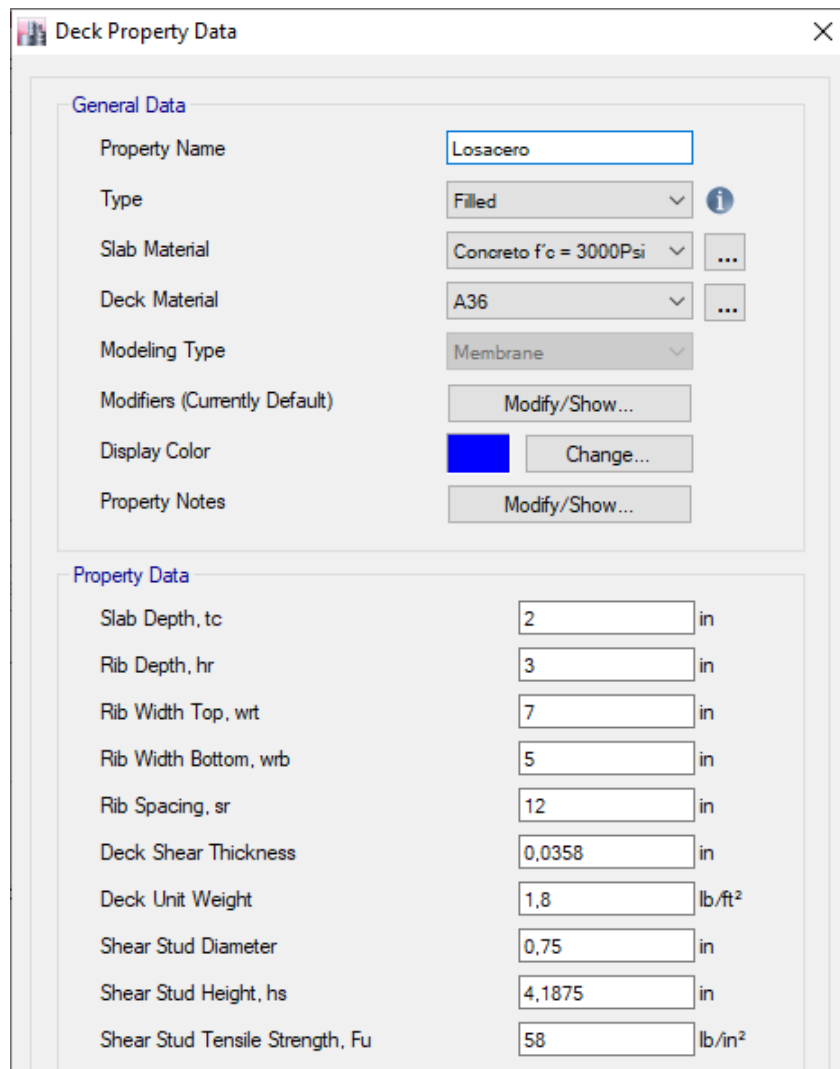
Minimum Yield Strength, Fy	60	kip/in ²
Minimum Tensile Strength, Fu	90	kip/in ²
Expected Yield Strength, Fye	66	kip/in ²
Expected Tensile Strength, Fue	99	kip/in ²

Fuente: ETABS 2017.

5.1.3. Secciones estructurales

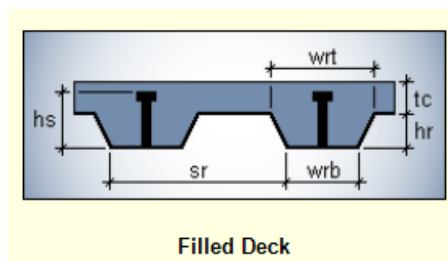
- Losa de Entrepiso: Es un tipo de sistema compuesto por una lámina troquelada de acero (Losacero 25) Calibre 20 con una capa de concreto reforzada propuesta de 3 plg sobre la lámina y espesor total de 5 plg.

Figura 5.6. Propiedades de la losacero de entrepiso.



General Data	
Property Name	Losacero
Type	Filled
Slab Material	Concreto f'c = 3000Psi
Deck Material	A36
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

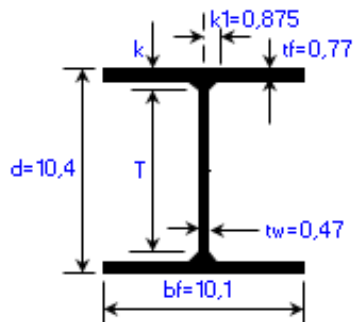
Property Data	
Slab Depth, tc	2 in
Rib Depth, hr	3 in
Rib Width Top, wrt	7 in
Rib Width Bottom, wrb	5 in
Rib Spacing, sr	12 in
Deck Shear Thickness	0.0358 in
Deck Unit Weight	1.8 lb/ft²
Shear Stud Diameter	0.75 in
Shear Stud Height, hs	4.1875 in
Shear Stud Tensile Strength, Fu	58 lb/in²



Fuente: ETABS 2017.

- Columnas: Perfiles de acero W10X68

Figura 5.7. Sección transversal de W10X68



Fuente: Elaboración propia.

$$A_c := 19.9 \text{ in}^2$$

$$S_{xc} := 75.7 \text{ in}^3$$

$$d_c := 10.4 \text{ in}$$

$$S_{yc} := 26.4 \text{ in}^3$$

$$t_{wc} := 0.470 \text{ in}$$

$$Z_{xc} := 85.3 \text{ in}^3$$

$$b_{fc} := 10.1 \text{ in}$$

$$Z_{yc} := 40.1 \text{ in}^3$$

$$t_{fc} := 0.770 \text{ in}$$

$$r_{xc} := 4.44 \text{ in}$$

$$K_c := 1.27 \text{ in}$$

$$r_{yc} := 2.59 \text{ in}$$

$$I_{xc} := 394 \text{ in}^4$$

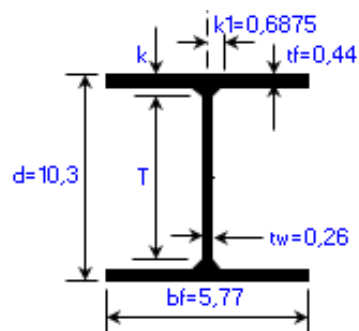
$$J_c := 3.56 \text{ in}^4$$

$$I_{yc} := 134 \text{ in}^4$$

$$C_{wc} := 3100 \text{ in}^6$$

- Vigas principales a lo largo del eje Y: Perfiles de acero W10X26.

Figura 5.8. Sección transversal de W10X26.



Fuente: Elaboración propia.

$$A_{b1} := 7.61 \text{ in}^2$$

$$S_{xb1} := 27.9 \text{ in}^3$$

$$d_{b1} := 10.3 \text{ in}$$

$$S_{yb1} := 4.89 \text{ in}^3$$

$$t_{wb1} := 0.260 \text{ in}$$

$$Z_{xb1} := 31.3 \text{ in}^3$$

$$b_{fb1} := 5.77 \text{ in}$$

$$Z_{yb1} := 7.50 \text{ in}^3$$

$$t_{fb1} := 0.440 \text{ in}$$

$$r_{xb1} := 4.35 \text{ in}$$

$$K_{b1} := 0.740 \text{ in}$$

$$r_{yb1} := 1.36 \text{ in}$$

$$I_{xb1} := 144 \text{ in}^4$$

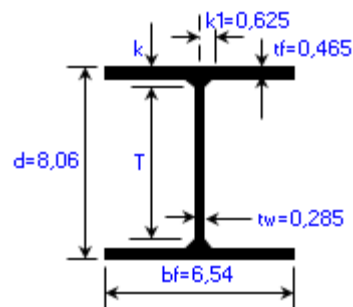
$$J_{b1} := 0.402 \text{ in}^4$$

$$I_{yb1} := 14.1 \text{ in}^4$$

$$C_{wb1} := 345 \text{ in}^6$$

➤ Traveses a lo largo del eje X: Perfiles de acero W8X28.

Figura 5.9. Sección transversal de W8X28.



Fuente: Elaboración propia.

$$A_{b2} := 8.25 \text{ in}^2$$

$$S_{xb2} := 24.3 \text{ in}^3$$

$$d_{b2} := 8.06 \text{ in}$$

$$S_{yb2} := 6.63 \text{ in}^3$$

$$t_{wb2} := 0.285 \text{ in}$$

$$Z_{xb2} := 27.2 \text{ in}^3$$

$$b_{fb2} := 6.54 \text{ in}$$

$$Z_{yb2} := 10.1 \text{ in}^3$$

$$t_{fb2} := 0.465 \text{ in}$$

$$r_{xb2} := 3.45 \text{ in}$$

$$K_{b2} := 0.859 \text{ in}$$

$$r_{yb2} := 1.62 \text{ in}$$

$$I_{xb2} := 98 \text{ in}^4$$

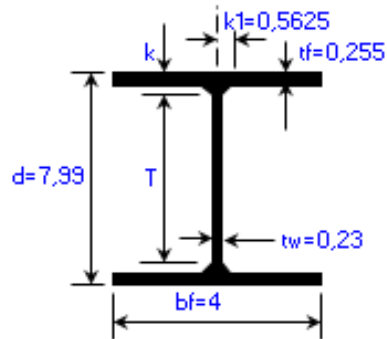
$$J_{b2} := 0.741 \text{ in}^4$$

$$I_{yb2} := 21.7 \text{ in}^4$$

$$C_{wb2} := 312 \text{ in}^6$$

- Vigas secundarias: Perfiles de acero W8X13.

Figura 5.10. Sección transversal de W8X13.



Fuente: Elaboración propia.

$$A_{b3} := 3.84 \text{ in}^2$$

$$S_{xb3} := 9.91 \text{ in}^3$$

$$d_{b3} := 7.99 \text{ in}$$

$$S_{yb3} := 1.37 \text{ in}^3$$

$$t_{wb3} := 0.230 \text{ in}$$

$$Z_{xb3} := 11.4 \text{ in}^3$$

$$b_{fb3} := 4.0 \text{ in}$$

$$Z_{yb3} := 2.15 \text{ in}^3$$

$$t_{fb3} := 0.255 \text{ in}$$

$$r_{xb3} := 3.21 \text{ in}$$

$$K_{b3} := 0.555 \text{ in}$$

$$r_{yb3} := 0.843 \text{ in}$$

$$I_{xb3} := 39.6 \text{ in}^4$$

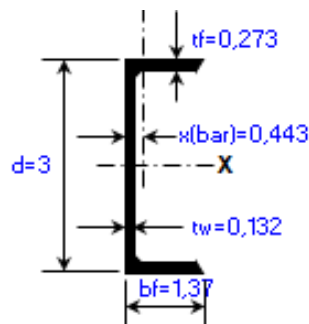
$$J_{b3} := 0.0871 \text{ in}^4$$

$$I_{yb3} := 2.73 \text{ in}^4$$

$$C_{wb3} := 40.8 \text{ in}^6$$

- Largueros de techo: Perfiles de acero C3X3.5.

Figura 5.11. Sección transversal de C3X3.5.



Fuente: Elaboración propia.

$$A_{cl} := 1.09 \text{ in}^2$$

$$S_{ycl} := 0.182 \text{ in}^3$$

$$d_{cl} := 3 \text{ in}$$

$$Z_{xcl} := 1.24 \text{ in}^3$$

$$t_{wcl} := 0.132 \text{ in}$$

$$Z_{ycl} := 0.364 \text{ in}^3$$

$$b_{fcl} := 1.37 \text{ in}$$

$$r_{xcl} := 1.20 \text{ in}$$

$$t_{fcl} := 0.273 \text{ in}$$

$$r_{ycl} := 0.394 \text{ in}$$

$$K_{cl} := 0.6875 \text{ in}$$

$$J_{cl} := 0.0226 \text{ in}^4$$

$$I_{xcl} := 1.57 \text{ in}^4$$

$$C_{wcl} := 0.276 \text{ in}^6$$

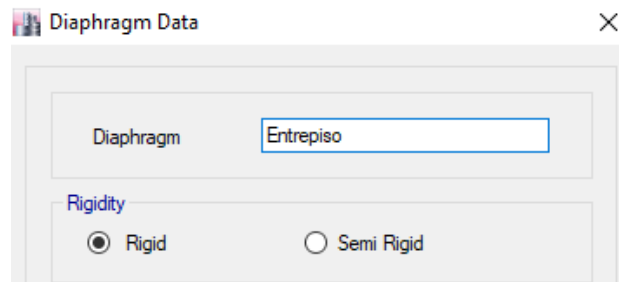
$$I_{ycl} := 0.169 \text{ in}^4$$

$$h_{ocl} := 2.73 \text{ in}$$

5.1.4 Definición de Diafragma Rígido

Se considera un diafragma rígido a la losacero de entrepiso ya que su funcionamiento permite distribuir cargas horizontales según las rigideces a los elementos de apoyo.

Figura 5.12. Diafragma de entrepiso



Fuente: ETABS 2017.

5.1.5. Patrones de Carga

Figura 5.13. Patrones de carga.

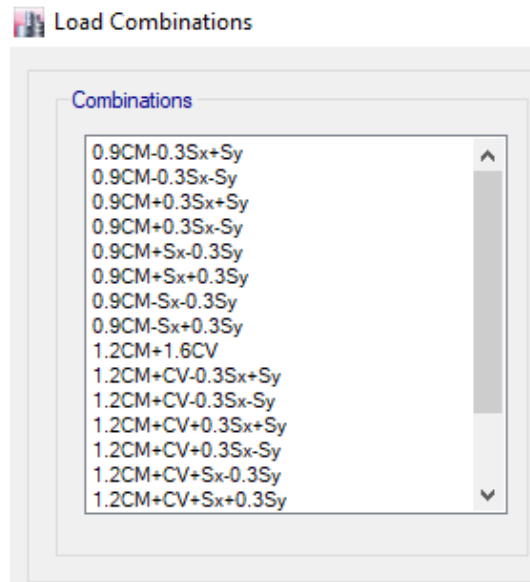
Loads			
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
Sobreimpuesta	Super Dead	0	
Viva Reducida	Reducible Live	0	
Viento	Wind	0	
Sismo X	Seismic	0	None
Sismo Y	Seismic	0	User Coefficient
			User Coefficient

Fuente: ETABS 2017.

La estructura será analizada ante los efectos del peso propio, carga viva, carga sobrepuesta, acción sísmica y cargas debido a viento.

5.1.6. Combinaciones de Carga

Figura 5.14. Combinaciones de cargas



Fuente: ETABS 2017.

Para considerar el efecto combinado de las acciones a las que está sometida la estructura se establecieron las combinaciones de carga por el método de diseño por resistencia última que estipula el Arto. 15 de RNC-07 para todos los sentidos de carga probables. Cabe destacar que las combinaciones que incluyen carga sísmica consideran los efectos bidireccionales, es decir, se incluye el 100% de la carga sísmica en un sentido y 30% en el otro sentido según el Arto. 32 de RNC-07. Además, para los análisis y diseños, se creó una combinación de carga envolvente en el Software que permitiera determinar la combinación de carga crítica.

5.2. Cálculo de cargas gravitacionales

5.2.1. Carga muerta estructural

No se calcula el peso propio de la estructura pues éste es calculado de manera automática por el software Etabs al introducir todas las características y propiedades que definen el modelo estructural.

5.2.2. Carga muerta no estructural

La carga sobreimpuesta se determina a través de todas las posibles cargas permanentes a las que se podría someter la estructura, las cuales son determinadas a través de las Tablas mostradas en Anexos A.

➤ Para el entrepiso:

- Peso de instalaciones hidrosanitarias = 15 kg/m^2
- Peso de instalaciones eléctricas = 20 kg/m^2
- Peso de cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera = 14 kg/m^2
- Peso de cubierta de piso a base de cerámica = 30 kg/m^2
- Peso de cascote de 3 cm con mortero más 1 cm de mortero para fino:

$$\text{Peso} = (2200 \text{ kg/m}^3) * (0.03\text{m} + 0.01\text{m}) = 88 \text{ kg/m}^2$$

- Peso de paredes a base de mampostería con bloques de cemento de 20 x 20 x 40.

Considerando que el detalle constructivo de las paredes indica que se debe hacer un repello fino para lograr el acabado, se considera una capa promedio para este tipo de paredes de 2 mm a ambas caras

$$\text{Peso por Area de Pared} = 300 \text{ kg/m}^2 + 2200 \text{ kg/m}^3 * 2 * 0.002 \text{ m} = 308.8 \text{ kg/m}^2$$

El área total de paredes incluyendo perimetrales y divisorias según los planos es de 290.28 m^2

$$\text{Peso de paredes} = (308.8 \text{ kg/m}^2) * (290.28 \text{ m}^2) = 89638.46 \text{ kg}$$

El peso distribuido de las paredes es:

$$\text{Peso de Paredes} = \frac{89638.46 \text{ kg}}{206.7 \text{ m}^2} = 433.66 \text{ kg/m}^2$$

- Peso de otros accesorios permanentes: Se efectúa un aumento de 10% al total de la carga sobreimpuesta para considerar el efecto de otras cargas no calculadas previamente.

La carga muerta total no estructural en el entrepiso es:

$$\text{Carga sobreimpuesta} = 1.1 * (15 + 20 + 14 + 30 + 88 + 433.66) = 660.73 \text{ kg/m}^2$$

➤ Para el techo:

- Peso de lámina de zinc corrugado calibre n°24 = 6.1 kg/m^2
- Peso de instalaciones eléctricas = 20 kg/m^2
- Peso de cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera = 14 kg/m^2
- Peso de impermeabilizante considerando el sellador y el manto = 2 kg/m^2
- Peso de otros accesorios permanentes: Se efectúa un aumento de 10% al total de la carga sobreimpuesta.

La carga muerta total no estructural en el techo es:

$$\text{Carga sobreimpuesta} = 1.1 * (6.1 + 20 + 14 + 2) = 46.31 \text{ kg/m}^2$$

5.2.3. Carga Viva

Según Anexos B.1. y Arto. 11 de RNC-07 se determinó que:

➤ Para el entrepiso (salones de clase de una universidad):

$$\text{Carga viva máxima} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva reducida} = 200 \text{ kg/m}^2$$

➤ Para el techo (Cubierta ondulada liviana):

$$\text{Carga viva máxima} = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga viva reducida} = 10 \text{ kg/m}^2$$

Nota: Para el diseño de elementos de techo también se considerará una carga viva concentrada en la mitad del claro de 100 kg, según Arto.11 de RNC-07.

5.3. Análisis Sísmico de la Estructura

5.3.1. Grupo estructural del edificio

Según Arto. 20 de RNC-07, la estructura se ha clasificado como esencial perteneciente al Grupo A debido a que será utilizada para las instalaciones de una universidad y, por lo tanto, tiene una gran importancia estratégica para atender las necesidades de la población después de ocurrido un desastre.

El factor de importancia estructural es:

$$I_s = 1.5$$

5.3.2. Factores de comportamiento sísmico y de reducción por ductilidad

Teniendo en cuenta que el sistema estructural del edificio es a base de Marcos SMF (Marcos especiales a momento) se recurre al Art. 21 de RNC-07 y se obtiene:

$$Q = 4$$

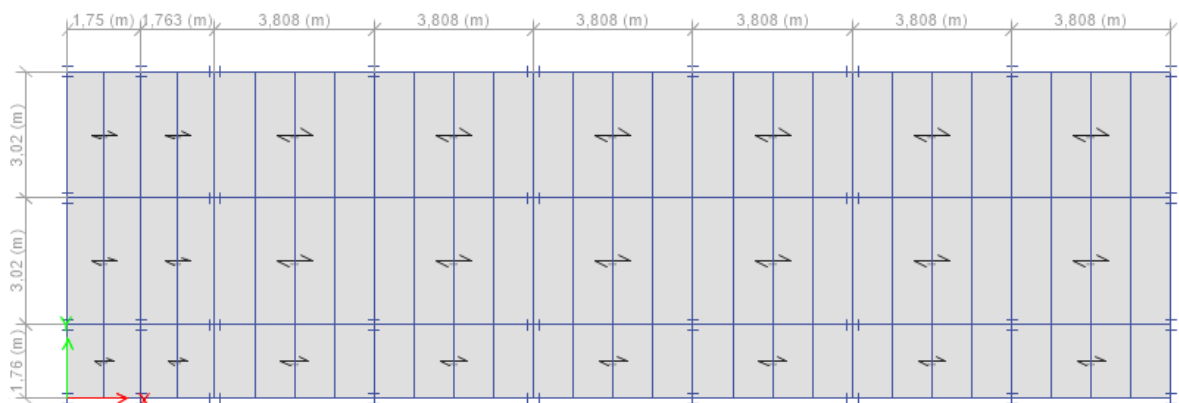
Por Arto. 21 de RNC cuando se desconoce el período de la estructura, el factor de reducción por ductilidad es:

$$Q' = Q = 4$$

5.3.3. Revisión de las condiciones de regularidad en el edificio

Según Arto. 23 de RNC-07 se revisa la regularidad del edificio a fin de clasificar la estructura y determinar el factor de corrección por irregularidad.

Figura 5.15. Vista en planta de la estructura



Fuente: ETABS 2017.

- Condición 1: La planta no sensiblemente simétrica respecto a ninguno de los dos ejes ortogonales en cuanto a masas y elementos resistentes.

Condición no cumplida

- Condición 2: La relación de su altura a la dimensión menor de su base no excede 2.5

$$\frac{H}{l} = \frac{6.7 \text{ m}}{7.8 \text{ m}} = 0.86 < 2.5$$

Condición cumplida

- Condición 3: La relación de largo a ancho de la base no excede 2.5

$$\frac{L}{l} = \frac{26.36 \text{ m}}{7.8 \text{ m}} = 3.38 > 2.5$$

Condición no cumplida

- Condición 4: El edificio en planta no tiene entrantes ni salientes.

Condición cumplida

- Condición 5: En el entrepiso, la losacero actúa como un diafragma rígido, sin embargo, el techo de láminas de zinc no es un sistema rígido ni resistente por lo que el edificio no presenta un sistema rígido ni resistente en todos los niveles.

Condición no cumplida

- Condición 6: El edificio no tiene aberturas ni áreas huecas en planta.

Condición cumplida

- Condición 7: El peso del techo no es mayor que 110% del peso del entrepiso.

Se obtienen las masas por piso del modelo en Etabs:

Tabla 5.1. Masas por piso.

Mass Summary by Story				
1 de 3 Reload Apply				
	Story	UX kg	UY kg	UZ kg
▶	Story2	25336,15	25336,15	0
	Story1	242654,17	242654,17	0
	Base	4675,79	4675,79	0

Fuente: ETABS 2017.

$$\frac{Peso_2}{Peso_1} = \frac{M_2 * g}{M_1 * g} = \frac{(25336.15 \text{ kg}) * (9.81 \frac{m}{s^2})}{(242654.17 \text{ kg}) * (9.81 \frac{m}{s^2})} = 0.10 < 1.10$$

Condición cumplida

- Condición 8: El área delimitada por los paños exteriores del techo no es mayor que 110% del área del entrepiso.

$$\frac{A_{techo}}{A_{entrepiso}} = \frac{205.61 \text{ m}^2}{205.61 \text{ m}^2} = 1 < 1.1$$

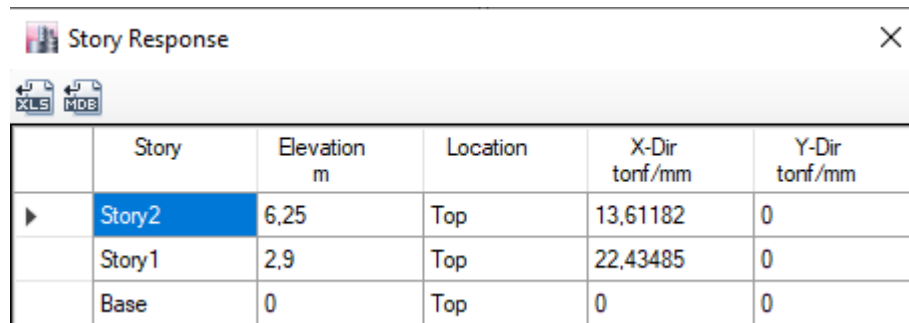
Condición cumplida

- Condición 9: Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones.

Condición cumplida

- Condición 10: La rigidez a corte del techo no excede en más de 50% de la del entrepiso.

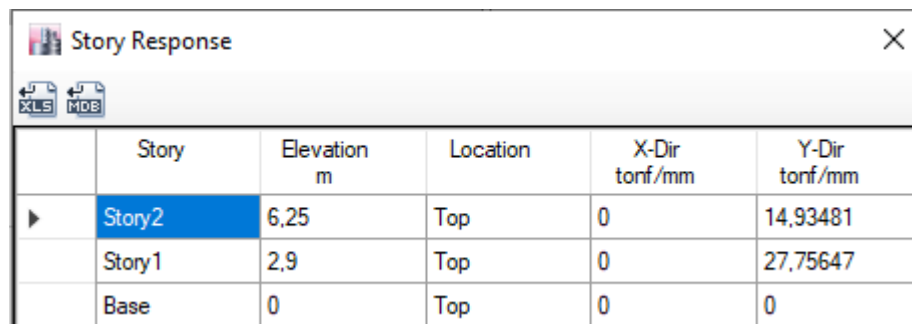
Tabla 5.2. Rigideces de piso en la dirección X



	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf/mm	Y-Dir tonf/mm
▶	Story2	6.25	Top	13,61182	0
	Story1	2.9	Top	22,43485	0
	Base	0	Top	0	0

Fuente: ETABS 2017.

Tabla 5.3. Rigideces de piso en la dirección Y



	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf/mm	Y-Dir tonf/mm
▶	Story2	6.25	Top	0	14,93481
	Story1	2.9	Top	0	27,75647
	Base	0	Top	0	0

Fuente: ETABS 2017.

En la dirección X:

$$\frac{Rigidez_2}{Rigidez_1} = \frac{13.61 \text{ tonf/mm}}{22.43 \text{ tonf/mm}} = 0.61 < 1.5$$

En la dirección Y:

$$\frac{Rigidez_2}{Rigidez_1} = \frac{14.93 \text{ tonf/mm}}{27.76 \text{ tonf/mm}} = 0.54 < 1.5$$

Condición cumplida

- Condición 11: La resistencia a corte del techo no excede en más de 50% de la del entrepiso.

Tabla 5.4. Cortantes de piso en la dirección X

Story Response					
	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
▶	Story2	6,25	Top	-14,4857	0
			Bottom	-14,4857	0
	Story1	2,9	Top	-78,8588	0
			Bottom	-78,8588	0
	Base	0	Top	0	0
			Bottom	0	0

Fuente: ETABS 2017.

Tabla 5.5. Cortantes de piso en la dirección Y

Story Response					
	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
▶	Story2	6,25	Top	0	-14,4857
			Bottom	0	-14,4857
	Story1	2,9	Top	0	-78,8588
			Bottom	0	-78,8588
	Base	0	Top	0	0
			Bottom	0	0

Fuente: ETABS 2017.

En la dirección X:

$$\frac{Corte_2}{Corte_1} = \frac{14.49 \text{ tonf}}{78.86 \text{ tonf}} = 0.18 < 1.5$$

En la dirección Y:

$$\frac{Corte_2}{Corte_1} = \frac{14.49 \text{ kgf}}{78.86 \text{ kgf}} = 0.18 < 1.5$$

Condición cumplida

- Condición 12: La excentricidad torsional del entrepiso no excede 10% de la dimensión en planta.

La ubicación del centro de masa y del centro de rigidez es:

Tabla 5.6. Ubicación del centro de masa y de rigidez

Centers of Mass and Rigidity						
1 de 1 Reload Apply						
	Story	Diaphragm	XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m
▶	Story1	Diafragma Entrep...	11,909	3,8262	12,0448	3,4916

Fuente: ETABS 2017.

En la dirección X:

$$\frac{e}{L} = \frac{x_{CR} - x_{CM}}{L} = \frac{12.04 \text{ m} - 11.91 \text{ m}}{26.36 \text{ m}} = 0.0049 < 0.1$$

En la dirección Y:

$$\frac{e}{l} = \frac{y_{CM} - y_{CR}}{l} = \frac{3.83 \text{ m} - 3.49 \text{ m}}{7.8 \text{ m}} = 0.04 < 0.1$$

Condición cumplida

La estructura incumplió 3 de las 12 condiciones de regularidad por lo que se clasifica como Estructura Irregular. El factor de corrección por irregularidad es:

$$F_{CI} = 0.8$$

Corrigiendo el factor de reducción por ductilidad con el factor de irregularidad:

$$Q' = 4 * 0.8 = 3.2$$

5.3.4. Factor de reducción por sobrerresistencia

Según Arto. 22 de RNC-07, el factor de sobrerresistencia es:

$$\Omega = 2$$

5.3.5. Factor de influencia del suelo y del período del edificio

La estructura queda ubicada en la Ciudad de Managua por lo que, según Anexos C.1. está dentro de la zona sísmica C. Considerando Tipo de Suelo II (Suelo firme con velocidades promedio de ondas de corte entre 360 y 750 m/s) y según Anexos C.3., el factor de amplificación por tipo de suelo es:

$$S = 1.5$$

5.3.6. Aceleración máxima del terreno

Según Anexos C.2., la aceleración correspondiente al terreno de la ciudad de Managua es:

$$a_0 = 0.31$$

5.3.7. Coeficiente sísmico de la estructura

Se calcula el coeficiente sísmico mediante el Arto. 24 de RNC-07:

$$c = \frac{I_S * S * 2.7 * a_0}{Q' * \Omega} = \frac{1.5 * 1.5 * 2.7 * 0.31}{3.2 * 2} = 0.2943$$

$$c = S * a_0 * I_S = 1.5 * 0.31 * 1.5 = 0.6975$$

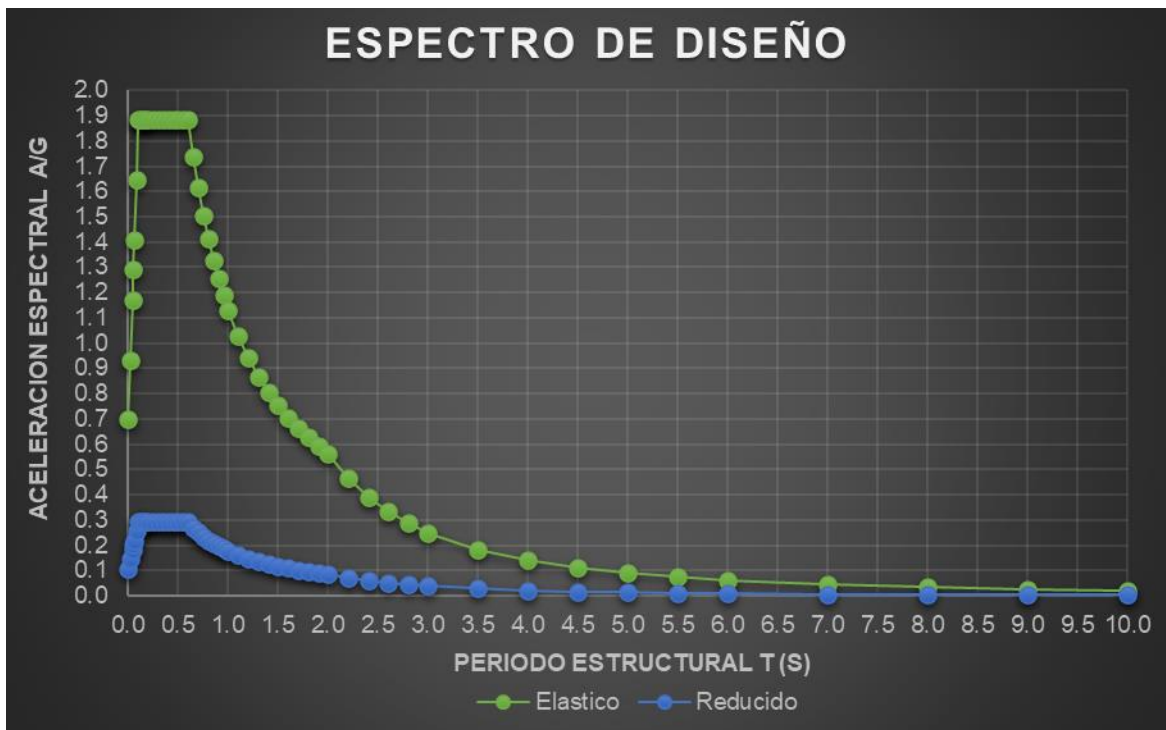
Se toma el mayor de los dos obtenidos, por lo que:

$$c = 0.6975$$

5.3.8. Espectro de diseño de la estructura

En el Arto. 27 de RNC-07 se muestran las ecuaciones definidas para intervalos entre los valores de T_a , T_b y T_c que definen la función del espectro sísmico aplicable a estructuras de Nicaragua. Se creó el espectro de diseño reducido (afectado por factores de ductilidad y sobrerresistencia) que relaciona los períodos a las aceleraciones espectrales y posteriormente fue introducido al software Etabs teniendo en cuenta que la relación de amortiguamiento que se utiliza es de 0.05.

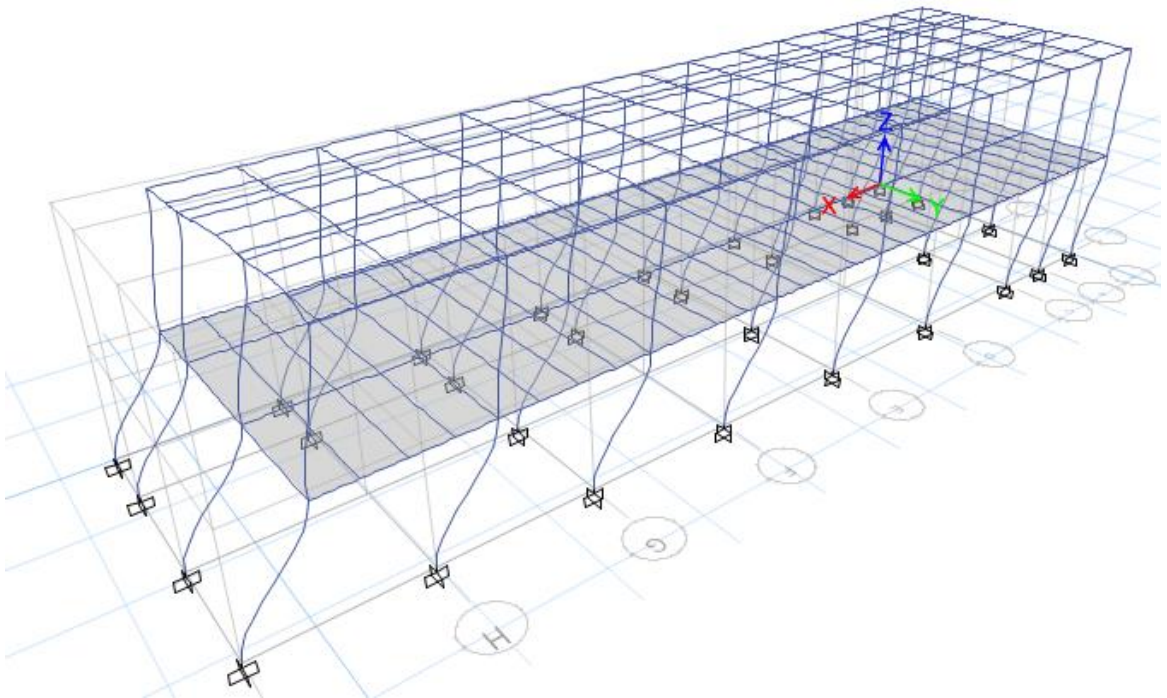
Figura 5.16. Espectro de diseño sísmico



Fuente: Elaboración propia.

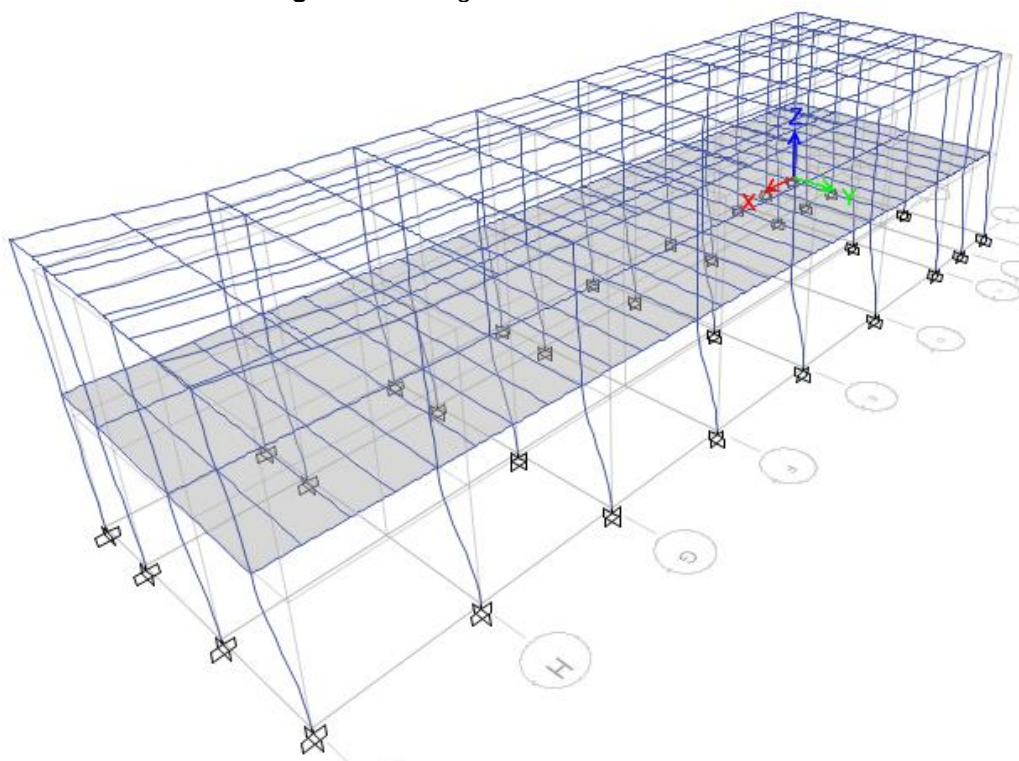
5.3.9. Revisión de los modos de vibración de la estructura

Figura 5.17. Primer modo de vibración



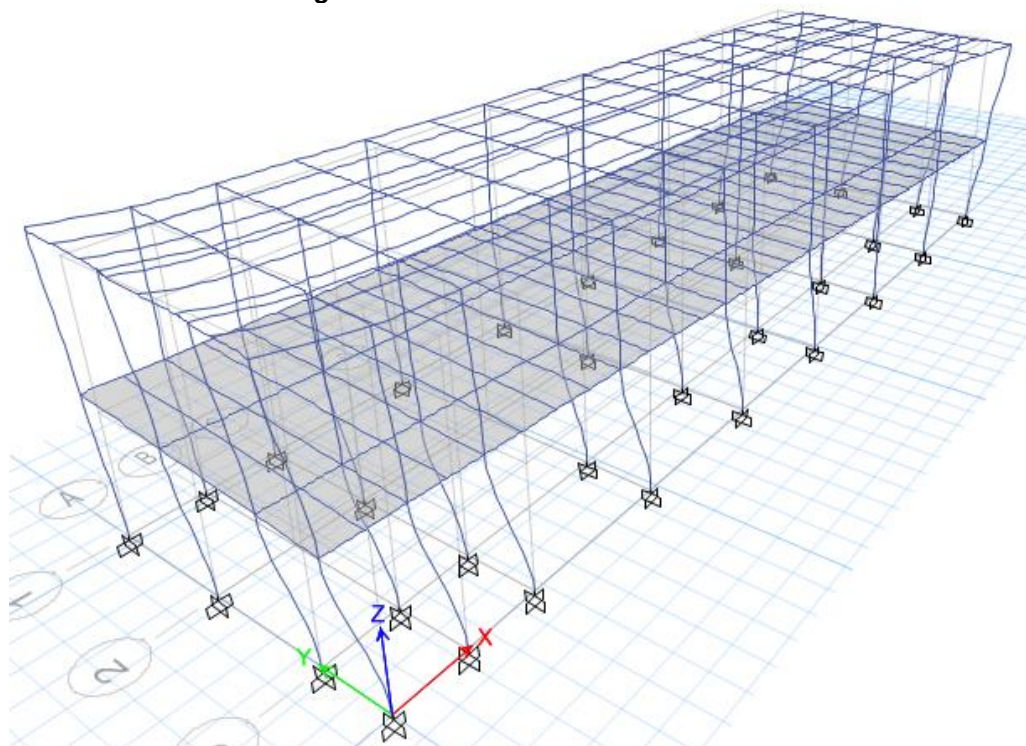
Fuente: ETABS 2017.

Figura 5.18. Segundo modo de vibración



Fuente: ETABS 2017.

Figura 5.19. Tercer modo de vibración



Fuente: ETABS 2017.

La configuración sismorresistente de la estructura puede revisarse a través de su movimiento en los 3 primeros modos de vibración; que según lo obtenido, resultó ser muy adecuada ya que se obtuvo un primer modo con total traslación sobre el eje X, un segundo modo donde predominó la traslación sobre el eje Y y en el tercer modo prevaleció la rotación sobre el eje Z. Efectivamente, como podrá observarse posteriormente, aproximadamente 99% de la masa se desplazó sobre el eje X en el primer modo, 88% de la masa sobre el eje Y en el segundo modo y 86% de la masa rotó alrededor del eje Z en el tercer modo.

Se muestran a continuación los resultados de los coeficientes de participación de masas en cada uno de los modos de vibración de la estructura:

Tabla 5.7. Participación de masas para los modos de vibración.

Modal Participating Mass Ratios								
1 de 6 Reload Apply								
	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
▶	1	0,222	0,9889	0,0021	0,9889	0,0021	0,006	0,006
	2	0,203	0,0046	0,8849	0,9935	0,887	0,1018	0,1078
	3	0,173	0,0034	0,1038	0,9969	0,9909	0,8574	0,9652
	4	0,101	5,287E-06	0,0072	0,9969	0,9981	0,003	0,9682
	5	0,092	0,0001	0,0017	0,997	0,9998	0,0291	0,9973
	6	0,089	0,0025	3,308E-05	0,9995	0,9998	0,0011	0,9984

Fuente: ETABS 2017

La siguiente revisión del análisis modal de la estructura se basa en la estipulación del Arto. 33 de RNC-07 para el método dinámico de análisis modal que establece que cuando se reconozca explícitamente el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y un grado de rotación a un eje vertical se debe incluir el efecto de los modos que, ordenados con períodos decrecientes, sean necesarios para que la suma de las participaciones de masas en cada dirección de análisis alcance al menos el 90% de la masa total de la estructura. Considerando que la filosofía de análisis sísmico tridimensional de Etabs considera el acoplamiento entre los diferentes grados de libertad, la revisión anterior es pertinente para este modelo.

En base a la tabla anterior, en las columnas de participaciones de masas acumuladas para las 3 direcciones de análisis; se alcanzó más de 98% de participación de masa en la traslación sobre X sólo en el primer modo, más de 99% en la traslación sobre Y en los 3 primeros modos y también, más de 97% en la rotación sobre Z en los 3 primeros modos. Esto permite determinar que se logró cumplir con la participación mínima de las masas en las 3 direcciones de análisis según lo establecido por RNC-07.

5.3.10. Aplicación del Método Estático Equivalente

Según el Arto. 32 Inciso a de RNC-07 se obtiene la fuerza sísmica, cortante acumulado y momento de volteo en cada nivel de la estructura:

$$F_{s_i} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

Tabla 5.8. Fuerzas sísmicas, cortantes y momentos de volteo

Nivel	h m	W Ton	W*h Ton*m	Fs Ton	V Ton	Mv Ton*m
2	6.25	25.34	158.35	34.34	34.34	214.6
1	2.9	242.65	703.7	152.59	186.92	442.5
Σ		267.99	862.05	186.92		

Fuente: Elaboración propia

5.3.11. Determinación de los períodos de vibración

Para la obtención de los períodos, según Arto 32 Inciso b, se obtienen los desplazamientos laterales máximos relativos a la base por nivel del software Etabs para la combinación crítica de cargas.

Tabla 5.9. Desplazamientos laterales máximos relativos a la base

Story Response					
	Story	Elevation m	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
►	Story2	6,25	Top	12,037	12,423
	Story1	2,9	Top	8,635	8,433
	Base	0	Top	0	0

Fuente: ETABS 2017.

Se calcula el período fundamental de vibración en cada dirección a través de los desplazamientos relativos a la base, los pesos y fuerzas sísmicas por cada nivel.

Tabla 5.10. Pesos, fuerzas sísmicas y desplazamientos máximos relativos por nivel

Nivel	W Ton	Fs Ton	Δx cm	Δy cm
2	25.34	34.34	1.204	1.242
1	242.65	152.59	0.864	0.843

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5.11. Determinación del período fundamental de vibración en cada dirección

Nivel	$W \cdot \Delta x^2$ Ton*cm ²	$F_s \cdot \Delta x$ Ton*cm	$W \cdot \Delta y^2$ Ton*cm ²	$F_s \cdot \Delta y$ Ton*cm
2	36.71	41.33	39.1	42.66
1	180.93	131.76	172.56	128.68
Σ	217.64	173.09	211.67	171.33

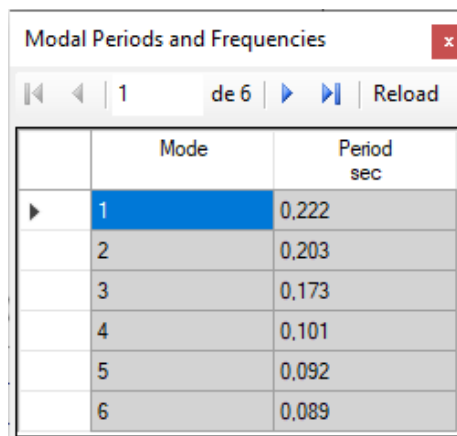
Fuente: Elaboración propia

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot \Delta x_i^2}{g \cdot \sum F_{s_i} \cdot \Delta x_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{217.64 \text{ Ton} \cdot \text{cm}^2}{(981 \text{ cm/s}^2) (173.09 \text{ Ton} \cdot \text{cm})}} = 0.225 \text{ s}$$

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot \Delta y_i^2}{g \cdot \sum F_{s_i} \cdot \Delta y_i}} = 2\pi \sqrt{\frac{211.67 \text{ Ton} \cdot \text{cm}^2}{(981 \text{ cm/s}^2) (171.33 \text{ Ton} \cdot \text{cm})}} = 0.223 \text{ s}$$

Los períodos determinados anteriormente son estáticos; así también, los períodos dinámicos pueden obtenerse mediante los resultados entregados por Etabs:

Tabla 5.12. Períodos dinámicos



Mode	Period sec
1	0.222
2	0.203
3	0.173
4	0.101
5	0.092
6	0.089

Fuente: ETABS 2017.

Según las disposiciones de la Sección 12.8.2 de ASCE 7-16, los períodos estructurales no deben exceder el período máximo determinado a continuación:

$$T_{max} = C_u * T_a = C_u * C_t * h_n^x = 1.546 * 0.0724 * 6.25^{0.8} = 0.4849 \text{ s}$$

Debe aclararse que el coeficiente C_u fue obtenido de Anexos C.4. considerando que la aceleración de diseño obtenida del Espectro sísmico de Nicaragua para un período de 1 segundo fue de 0.177, valor con el cual se interpoló en la tabla para obtener el coeficiente C_u mostrado. Además, los coeficientes C_t y x fueron determinados de Anexos C.5. para una estructura a base de marcos de acero resistentes a momento SMF.

Es notorio que todos los períodos de vibración de la estructura son menores que el período máximo determinado por ASCE 7 por lo que, los resultados en cuanto a períodos son adecuados.

5.3.12. Reducción de las fuerzas sísmicas

Una vez calculados los períodos, se obtienen las aceleraciones en el Espectro de diseño. Considerando que $T_a < T < T_b$ para los períodos en ambas direcciones, donde $T_a = 0.1 \text{ s}$, $T_b = 0.6 \text{ s}$; las aceleraciones espectrales son:

$$a_x = a_y = S_d = S * 2.7 * a_0 = 1.5 * 2.7 * 0.31 = 1.2555$$

Los coeficientes sísmicos reducidos son:

$$C_x = C_y = \frac{I_s * a}{\Omega * Q'} = \frac{1.5 * 1.2555}{2 * 3.2} = 0.2943$$

Aplicando el Método Estático Equivalente con los coeficientes sísmicos reducidos se obtienen las fuerzas sísmicas, cortantes acumulados y momentos de volteo.

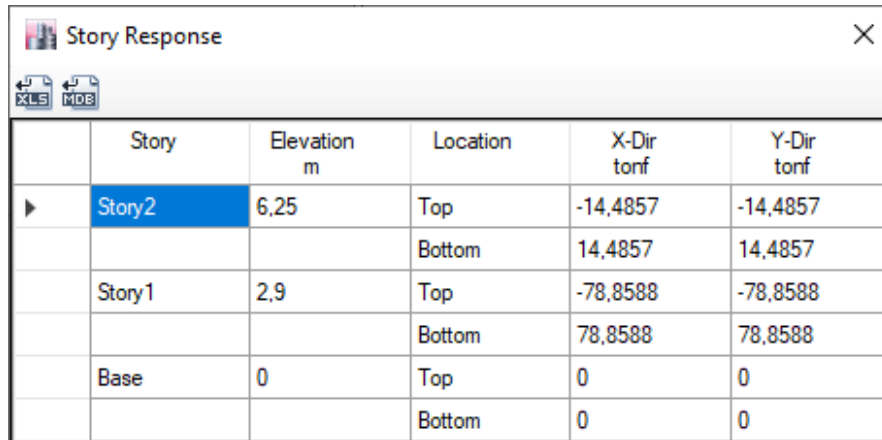
Tabla 5.13. Fuerza sísmica reducida

Nivel	Eje X			Eje Y		
	Fs Ton	V Ton	Mv Ton*m	Fs Ton	V Ton	Mv Ton*m
2	14.49	14.49	90.53	14.49	14.49	90.53
1	64.37	78.86	186.68	64.37	78.86	186.68
Σ	78.86		277.22	78.86		277.22

Fuente: Elaboración propia

Así también, el software arrojó resultados en cuanto a cortantes por piso que son totalmente consistentes con los cortantes determinados manualmente:

Tabla 5.14. Fuerza sísmica reducida en ETABS



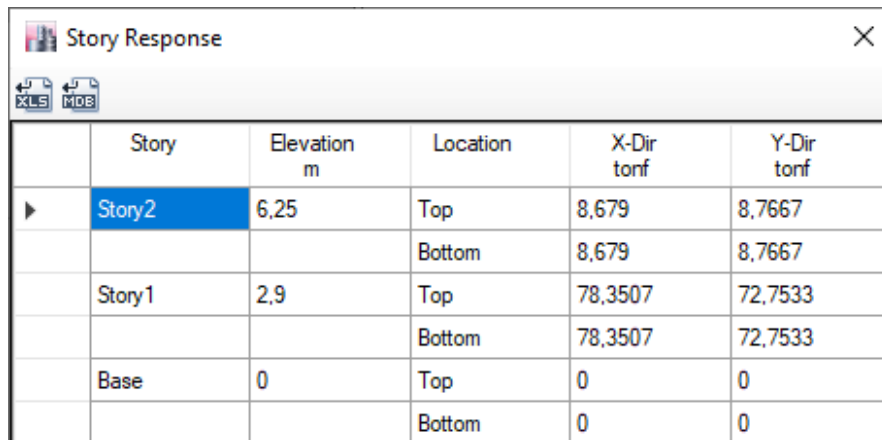
	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
▶	Story2	6,25	Top	-14,4857	-14,4857
			Bottom	14,4857	14,4857
	Story1	2,9	Top	-78,8588	-78,8588
			Bottom	78,8588	78,8588
	Base	0	Top	0	0
			Bottom	0	0

Fuente: ETABS 2017.

5.3.13. Revisión por cortante basal

Del software se obtiene el cortante basal determinado por el método dinámico de análisis modal espectral para cada dirección:

Tabla 5.15. Cortantes calculados por el método dinámico en cada dirección



	Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
▶	Story2	6,25	Top	8,679	8,7667
			Bottom	8,679	8,7667
	Story1	2,9	Top	78,3507	72,7533
			Bottom	78,3507	72,7533
	Base	0	Top	0	0
			Bottom	0	0

Fuente: ETABS 2017.

Se realiza la comparación entre los cortantes basales determinados por el método estático y por el método dinámico.

En la dirección X:

$$\frac{V_{din}}{V_{est}} = \frac{78.3507 \text{ tonf}}{78.8588 \text{ tonf}} = 0.99 > 0.8$$

En la dirección Y:

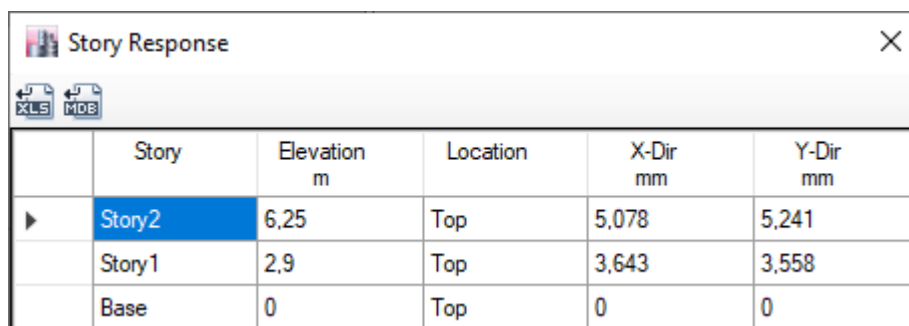
$$\frac{V_{din}}{V_{est}} = \frac{72.7533 \text{ tonf}}{78.8588 \text{ tonf}} = 0.92 > 0.8$$

Según RNC-07 Arto. 33 Inciso a, los resultados del método dinámico de análisis modal espectral son válidos pues el cortante basal resultó ser mayor que el 80% del calculado por el método estático.

5.3.14. Revisión de los desplazamientos laterales

Según el Arto. 34 de RNC-07, se debe proceder a la revisión de las derivas de la estructura para el estado límite por servicio y por colapso; por lo que del software se obtuvieron los desplazamientos laterales bajo la combinación de cargas críticas.

Tabla 5.16. Desplazamientos laterales máximos relativos a la base



	Story	Elevation m	Location	X-Dir mm	Y-Dir mm
▶	Story2	6,25	Top	5,078	5,241
	Story1	2,9	Top	3,643	3,558
	Base	0	Top	0	0

Fuente: ETABS 2017.

➤ Para el estado límite por servicio:

En vista de que en este análisis se ha utilizado el método estático tomando en cuenta el período y el método dinámico espectral, los desplazamientos se multiplican por el factor $Q'\Omega/2.5$ y se determinan las derivas.

Tabla 5.17. Derivas de piso para el estado límite por servicio

Nivel	H	Desplazamientos de piso		Desplazamientos modificados		Derivas	
		ΔX	ΔY	$\Delta X * \frac{Q'\Omega}{2.5}$	$\Delta Y * \frac{Q'\Omega}{2.5}$	X	Y
2	3350	1.435	1.683	3.674	4.308	0.0011	0.0013
1	2900	3.643	3.558	9.326	9.108	0.0032	0.0031

Fuente: Elaboración propia

La deriva máxima aplicable a esta estructura en la que los elementos incapaces de soportar deformaciones como muros de mampostería están desligados de la estructura es 0.004. Es notorio que todas las derivas cumplen con el máximo establecido por lo que la estructura es adecuada para el estado límite por servicio.

➤ Para el estado límite por colapso:

Para este estado, los desplazamientos se multiplican por el factor $Q*\Omega$ y se determinan las derivas correspondientes.

Tabla 5.18. Derivas de piso para el estado límite por colapso

Nivel	H	Desplazamientos de piso		Desplazamientos modificados		Derivas	
		ΔX	ΔY	$\Delta X * Q * \Omega$	$\Delta Y * Q * \Omega$	X	Y
2	3350	1.435	1.683	11.48	13.464	0.0034	0.004
1	2900	3.643	3.558	29.144	28.464	0.01	0.0098

Fuente: Elaboración propia.

La deriva máxima aplicable para marcos dúctiles de acero según Anexos C.6. es 0.03; por lo que, se observa que las derivas cumplen con el máximo establecido de manera que la estructura es adecuada para el estado límite por colapso.

5.3.15. Revisión de los efectos de segundo orden

Según el Arto.32 de RNC-07, los efectos de segundo orden se pueden despreciar cuando se cumpla la condición del efecto $P-\Delta$ que considera los pesos, desplazamientos modificados por el factor $Q*\Omega$, alturas y cortantes de piso:

$$\frac{P_Y * \Delta}{V * H} \leq 0.08$$

Tabla 5.19. Efectos $P-\Delta$ para cada nivel en cada dirección

Nivel	H	Desplazamientos modificados		P	Vx	Vy	Efecto $P-\Delta$	
		$\Delta X * Q * \Omega$	$\Delta Y * Q * \Omega$				Eje X	Eje Y
2	3350	11.48	13.464	25.34	14.486	14.486	0.006	0.007
1	2900	29.144	28.464	242.65	64.373	64.373	0.0379	0.037

Fuente: Elaboración propia

Dado que se cumple la condición preestablecida, no hay problemas por estos efectos por lo que no es necesario tenerlos en cuenta en los análisis posteriores.

5.4. Cálculo de cargas debido a viento

5.4.1. Velocidad Regional

En el análisis sísmico se había definido que la estructura es del Grupo A, por lo que su período de retorno será de 200 años. Además, según Anexos D.1. se determinó que la estructura se ubica en la zona 1, por lo que, mediante Anexos D.3. se obtuvo que la velocidad regional es:

$$V_R = 36 \text{ m/s}$$

5.4.2. Factor de variación con la altura

La altura del edificio en su punto más alto es de 6.7 m, es decir menor a 10 m por lo que según Arto. 51 de RNC-07, el factor de variación con la altura es:

$$F_\alpha = 1$$

5.4.3. Factor correctivo por topografía y rugosidad

Considerando que la zona donde se ubica el edificio es típicamente urbana y rodeada por construcciones de baja y mediana altura la rugosidad del edificio es de tipo R3. Además, se observó que la topografía del terreno es prácticamente plana con pendientes menores a 5% por lo que la topografía es de tipo T3. De Anexos D.4. se determinó que el factor de topografía y rugosidad es:

$$F_{TR} = 0.88$$

5.4.4. Velocidad de Diseño

Según el Arto. 49 de RNC-07, la velocidad de diseño es:

$$V_D = F_{TR} * F_\alpha * V_R = 1 * 0.88 * 36 \text{ m/s} = 31.68 \text{ m/s}$$

5.4.5. Factores de Presión

Según el Anexos D.6. para el Caso I de Análisis por Viento (Edificios y construcciones cerradas), los factores de presión aplicables son los siguientes:

- Pared de Barlovento: 0.8
- Pared de Sotavento: -0.4
- Paredes Laterales: -0.8

- Techo inclinado de Sotavento: -0.7
- Techo inclinado de Barlovento: -0.8

$$0.04\theta - 1.6 = 0.04(6.58) - 1.6 = -1.34 \text{ pero no menor que } -0.8$$

Nota: La pendiente calculada del techo fue de 6.58° . Se tomó un factor de -0.8 ya que es el mínimo aplicable al techo inclinado de barlovento.

5.4.6. Presiones de Viento

Según el Arto. 53 de RNC-07, las presiones de diseño por viento son:

- Pared de Barlovento:

$$P_Z = 0.0479C_pV_D^2 = 0.0479(0.8)(31.68)^2 = 38.46 \text{ kg/m}^2$$

- Pared de Sotavento:

$$P_Z = 0.0479C_pV_D^2 = 0.0479(-0.4)(31.68)^2 = -19.23 \text{ kg/m}^2$$

- Paredes Laterales:

$$P_Z = 0.0479C_pV_D^2 = 0.0479(-0.8)(31.68)^2 = -38.46 \text{ kg/m}^2$$

- Techo en Barlovento:

$$P_Z = 0.0479C_pV_D^2 = 0.0479(-0.8)(31.68)^2 = -38.46 \text{ kg/m}^2$$

- Techo en Sotavento:

$$P_Z = 0.0479C_pV_D^2 = 0.0479(-0.7)(31.68)^2 = -33.65 \text{ kg/m}^2$$

5.5. Diseño de elementos estructurales

5.5.1. Diseño de columnas W10X68

5.5.1.1. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a compresión

Según AISC 360-16 Tabla B4.1a los miembros de la columna se clasifican según su relación ancho-espesor de la siguiente forma:

➤ Revisión del patín

La razón ancho espesor es:

$$\lambda_f := \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} = 6.558$$

La razón límite es:

$$\lambda_{rf} := 0.56 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 15.894$$
$$\lambda_f < \lambda_{rf}$$

El elemento es no esbelto.

➤ Revisión del alma

La razón ancho espesor es:

$$\lambda_w := \frac{d_c - 2 K_c}{t_{wc}} = 16.723$$

La razón límite es:

$$\lambda_{rw} := 1.49 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$
$$\lambda_w < \lambda_{rw}$$

El elemento es no esbelto.

5.5.1.2. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a flexión

Según AISC 360-16 Tabla B4.1b los miembros de la columna se clasifican según su relación ancho-espesor de la siguiente forma:

- Revisión del patín:

La razón límite es:

$$\lambda_{pf} := 0.38 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

$$\lambda_f < \lambda_{pf}$$

El elemento es compacto.

- Revisión del alma:

La razón límite es:

$$\lambda_{pw} := 3.76 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

$$\lambda_w < \lambda_{pw}$$

El elemento es compacto.

5.5.1.3. Revisión de la compacidad sísmica para condición de elemento altamente dúctil de marco SMF

Según AISC 341-16 Tabla D1.1 los elementos altamente dúctiles deben cumplir con las razones máximas establecidas:

- Revisión del Patín:

La razón límite es:

$$\lambda_{hd} := 0.32 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.416$$

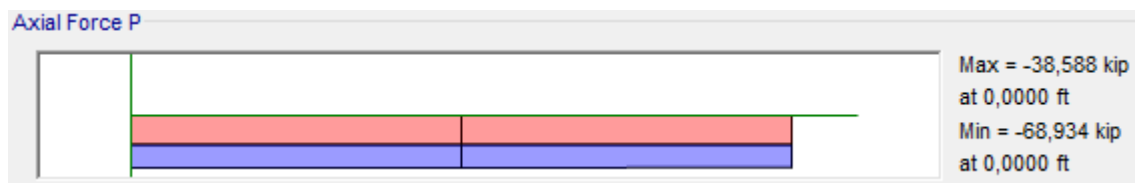
$$\lambda_f \leq \lambda_{hd}$$

- Revisión del Alma:

Del software se obtiene la carga axial máxima actuante en el elemento:

$$P_u := 68.934 \text{ kip}$$

Figura 5.20. Carga axial máxima actuante en la columna W10x68



Fuente: ETABS 2017.

Se determina el coeficiente C_a :

$$c_a := \frac{P_u}{\phi_c \cdot F_y \cdot A_c} = 0.07$$

Como $C_a < 0.114$, entonces la razón límite es:

$$\lambda_{hd} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 c_a) = 55.143$$

$$\lambda_w \leq \lambda_{hd}$$

El perfil es compacto sísmicamente.

5.5.1.4. Ajuste en la rigidez

La resistencia a compresión requerida es:

$$P_r := P_u = 68.934 \text{ kip}$$

La resistencia axial en compresión de la sección es:

$$P_{ns} := F_y \cdot A_c = 716.4 \text{ kip}$$

Para diseño por método LRFD se tiene que:

$$\alpha_s := 1$$

De esto se obtiene que:

$$\frac{\alpha \cdot P_r}{P_{ns}} = 0.096223$$

$$\frac{\alpha \cdot P_r}{P_{ns}} < 0.5$$

Por lo tanto, según AISC 360-16 C2-2a el factor de ajuste de rigidez es:

$$\tau_b := 1$$

5.5.1.5. Determinación de la longitud efectiva.

Para la obtención de los factores "K" de la longitud efectiva se hará uso de los nomogramas de Jackson y Moreland mostrados en Anexos E.1. dado que se cumple con todas las hipótesis para la aplicación de este método.

- Determinación del parámetro "G" del Nomograma para marcos rígidos a momento en cada dirección

Al diseñarse la columna crítica que está en el primer nivel, se considera que en el extremo inferior hay una conexión rígida en la base idealizada como un apoyo fijo.

$$G_{Ax} := 1 \qquad G_{Ay} := 1$$

En el nodo superior, el parámetro se determina según AISC 360-16 C-A-7-3:

$$G_B = \frac{\sum \left(\frac{E_c \cdot I_c}{L_c} \right)}{\sum \left(\frac{E_b \cdot I_b}{L_b} \right)}$$

En la dirección X, la columna W10x68 se conecta a vigas W8x28.

$$L_{c1} := 114.2 \text{ in} \qquad L_{b1} := 300 \text{ in}$$

$$L_{c2} := 135.9 \text{ in} \qquad L_{b2} := 300 \text{ in}$$

$$G_{BX} := \frac{\left(\frac{E \cdot I_{xc}}{L_{c1}} \right) + \left(\frac{E \cdot I_{xc}}{L_{c2}} \right)}{\left(\frac{E \cdot I_{xb2}}{L_{b1}} \right) + \left(\frac{E \cdot I_{xb2}}{L_{b2}} \right)} = 9.718$$

En "Y" la columna W10x68 se conecta a vigas W10x26.

$$L_{c1} := 114.2 \text{ in} \qquad L_{b1} := 118.9 \text{ in}$$

$$L_{c2} := 135.9 \text{ in} \qquad L_{b2} := 118.9 \text{ in}$$

$$G_{By} := \frac{\left(\frac{E \cdot I_{yc}}{L_{c1}} \right) + \left(\frac{E \cdot I_{yc}}{L_{c2}} \right)}{\left(\frac{E \cdot I_{yb1}}{L_{b1}} \right) + \left(\frac{E \cdot I_{yb1}}{L_{b2}} \right)} = 0.892$$

- Determinación del factor K de la longitud efectiva en cada dirección

A través del Nomograma de marcos a momento mostrado en la Figura AISC 360-16 C-A-7.2. se obtiene que:

$$K_x := 1.87 \qquad K_y := 1.3$$

- Determinación de la longitud efectiva de la columna en cada dirección

$$K_x \cdot L_x = 213.554 \text{ in}$$

$$K_y \cdot L_y = 148.46 \text{ in}$$

5.5.1.6. Cálculo de las relaciones de esbeltez

Según AISC 360-16 Sección E2, se calculan las relaciones de esbeltez en cada dirección y se verifica que no son mayores a 200.

- En X:

$$\frac{K_x \cdot L_x}{r_{xc}} = 48.098$$

- En Y:

$$\frac{K_y \cdot L_y}{r_{yc}} = 57.32$$

5.5.1.7. Revisión de la resistencia a compresión de la columna basado en el estado límite de pandeo por flexión

Se calcula el esfuerzo de pandeo elástico de Euler según AISC 360-16 E3-4:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = 87.112 \text{ ksi}$$

Se calcula el esfuerzo de compresión crítica:

$$\frac{K \cdot L}{r} = 57.32 < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.681$$

Por lo tanto, según AISC 360-16 E3-2:

$$F_{cr} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \cdot F_y = 30.282 \text{ ksi}$$

Según AISC 360-16 E3-1, se calcula la resistencia a compresión:

$$\phi_c := 0.9$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 602.609 \text{ kip}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 542.348 \text{ kip}$$

$$\phi_c \cdot P_n > P_u$$

La sección cumple para pandeo por flexión.

5.5.1.8. Revisión de la resistencia a compresión de la columna basado en el estado límite de pandeo torsional y flexotorsional

Considerando que la sección es de doble simetría, se determina el esfuerzo de pandeo elástico F_e según AISC 360-16 E4-2:

$$F_e := \left(\frac{\pi^2 E \cdot C_{wc}}{(k_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J_c \right) \cdot \frac{1}{I_{xc} + I_{yc}} = 204.368 \text{ ksi}$$

Se calcula el esfuerzo de compresión crítica según AISC 360-16 E3-2:

$$F_{cr} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) \cdot F_y = 33.441 \text{ ksi}$$

Se calcula la resistencia a compresión según AISC 360-16 E4-1:

$$\phi_c := 0.9$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_c = 665.481 \text{ kip}$$

$$\phi_c \cdot P_n = 598.933 \text{ kip}$$

$$\phi_c \cdot P_n > P_u$$

La sección cumple para pandeo por flexotorsión.

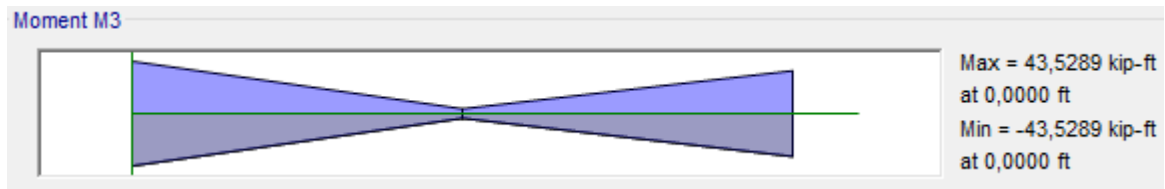
5.5.1.9. Revisión de la resistencia a flexión en torno al eje mayor de la columna

➤ Resistencia requerida:

Del software se obtuvo el momento requerido en torno al eje mayor.

$$M_{u1} := 43.5289 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Figura 5.21. Momento requerido en torno al eje mayor de la columna W10x68



Fuente: ETABS 2017.

- Resistencia disponible por el estado límite de fluencia:

Se determina el momento resistente, según AISC 360-16 F2-1:

$$\phi_b := 0.9$$

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

$$M_{nx} := F_y \cdot Z_{xc} = 255.9 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{nx} = 230.31 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{nx} > M_u$$

La sección es adecuada para el estado límite de fluencia.

- Resistencia disponible por el estado límite de pandeo lateral-torsional

Se determina la longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, según AISC 360-16 F2-5.

$$L_p := 1.76 r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 129.378 \text{ in}$$

Considerando que la longitud de la columna sin arriostrar es:

$$L_b := 114.173 \text{ in}$$

$$L_p > L_b$$

Por lo tanto, según AISC 360-16 Sección F2-2 las columnas no tienen que revisarse para el estado de límite de pandeo lateral-torsional.

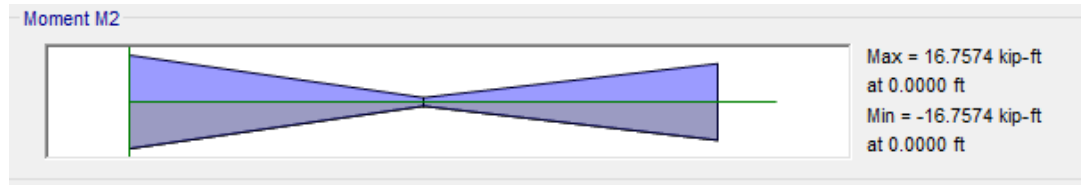
5.5.1.10. Revisión de la resistencia a flexión en torno al eje menor de la columna

- Resistencia requerida:

Del software se obtuvo el momento requerido en torno al eje menor:

$$M_{u2} := 16.7574 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Figura 5.22. Momento requerido en torno al eje menor de la columna W10x68



Fuente: ETABS 2017.

➤ Resistencia disponible por el estado límite de fluencia:

Se determina el momento resistente, según AISC 360-16 F6-1:

$$\phi_b := 0.9$$

$$M_{n1} := F_y \cdot Z_{yc} = 120.3 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n2} := 1.6 \cdot F_y \cdot S_{yc} = 126.72 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{ny} := M_{n1} = 120.3 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{ny} = 108.27 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{ny} > M_u$$

La sección es adecuada para el estado límite de fluencia.

➤ Pandeo local de ala:

Puesto que la sección de la columna es compacta, no necesita revisarse este estado límite según AISC 360-16 Sección F6.

5.5.1.11. Revisión de la resistencia de la columna ante las solicitaciones combinadas de flexión biaxial y compresión

A través de los resultados obtenidos anteriormente, se determina la relación demanda capacidad de los esfuerzos a compresión en la columna:

$$\frac{P_r}{P_c} = 0.115$$

Debido a que la relación es menor que 0.2, se determina la relación demanda capacidad total de la columna según AISC 360-16 H1-1b considerando las resistencias requeridas y disponibles obtenidas previamente:

$$\frac{P_r}{2 P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.4013$$

$$\frac{P_r}{2 P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

La sección de la columna es completamente satisfactoria.

5.5.2. Diseño de vigas principales W10x26

5.5.2.1. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a compresión

Según AISC 360-16 Tabla B4.1a los miembros del elemento se clasifican según su relación ancho-espesor de la siguiente forma:

➤ Revisión del patín:

La razón ancho espesor es:

$$\lambda_f := \frac{b_{fb1}}{2 t_{fb1}} = 6.557$$

La razón límite es:

$$\lambda_{rf} := 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.894$$

$$\lambda_f < \lambda_{rf}$$

El elemento es no esbelto.

➤ Revisión del alma

La razón ancho espesor es:

$$\lambda_w := \frac{d_{b1} - 2 K_{b1}}{t_{wb1}} = 33.923$$

La razón límite es:

$$\lambda_{rw} := 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

$$\lambda_w < \lambda_{rw}$$

El elemento es no esbelto.

5.5.2.2. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a flexión

Según AISC 360-16 Tabla B4.1b los miembros del elemento se clasifican según su relación ancho-espesor de la siguiente forma:

➤ Revisión del patín:

La razón límite es:

$$\lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

$$\lambda_f < \lambda_{pf}$$

El elemento es compacto.

➤ Revisión del alma:

La razón límite es:

$$\lambda_{pw} := 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

$$\lambda_w < \lambda_{pw}$$

El elemento es compacto.

5.5.2.3. Revisión de la compacidad sísmica para condición de elemento altamente dúctil de marco SMF

Según AISC 341-16 Tabla D1.1 los elementos altamente dúctiles deben cumplir con las razones máximas establecidas.

➤ Revisión del Patín:

La razón límite es:

$$\lambda_{hd} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.416$$

$$\lambda_f \leq \lambda_{hd}$$

➤ Revisión del Alma:

Del software se obtiene la carga axial máxima actuante en el elemento:

$$P_u := 2.235 \text{ kip}$$

Figura 5.23. Carga axial máxima actuante en viga W10x26



Fuente: ETABS 2017.

Se determina el coeficiente C_a :

$$c_a := \frac{P_u}{\phi_c \cdot R_y \cdot F_y \cdot A_{b1}} = 0.006$$

Como $C_a < 0.114$, entonces la razón límite es:

$$\lambda_{hd} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 c_a) = 59.183$$

$$\lambda_w \leq \lambda_{hd}$$

El perfil es compacto sísmicamente.

5.5.2.4. Revisión de la condición de alta ductilidad en la viga

Según AISC 341-16 Sección D1.2b los elementos altamente dúctiles deben cumplir con la longitud máxima establecida sin arriostrar.

Considerando un arrioste lateral a la mitad del claro de la viga critica a fin de cumplir la condición presente, la longitud más larga sin arriostrar resulta ser de:

$$Lb_{max} := 69.291 \text{ in}$$

La longitud permisible es:

$$Lb_{perm} := 0.095 \cdot r_{yb1} \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 69.385 \text{ in}$$

$$Lb_{max} \leq Lb_{perm}$$

La viga es altamente dúctil.

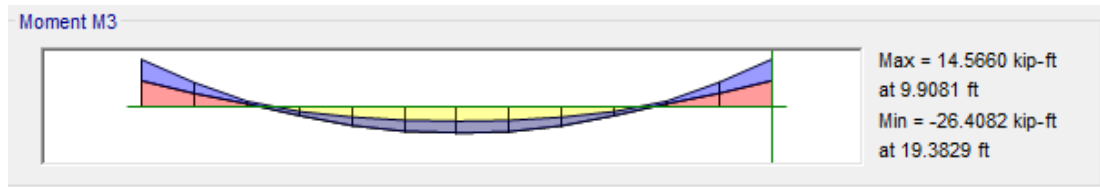
5.5.2.5. Revisión de la resistencia a flexión de la viga en torno al eje mayor

➤ Resistencia requerida:

Del software se obtuvo el momento requerido en torno al eje mayor para la viga crítica:

$$M_u := 26.4082 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Figura 5.24. Momento requerido en torno al eje mayor en viga W10x26



Fuente: ETABS 2017.

➤ Resistencia disponible por el estado límite de fluencia:

Se determina el momento resistente, según AISC 360-16 F2-1:

$$\phi_b := 0.9$$

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

$$M_n := F_y \cdot Z_{xb1} = 93.9 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 84.51 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{nx} > M_u$$

La relación demanda capacidad de la viga sometida a flexión es la siguiente:

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = 0.312$$

La sección es adecuada para el estado límite de fluencia.

➤ Resistencia disponible por el estado límite de pandeo lateral-torsional

a) Se determina la longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, según AISC 360-16 F2-5.

$$L_p := 1.76 r_{yb1} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 67.936 \text{ in}$$

Considerando que la longitud más larga de la viga sin arriostrar es:

$$L_b := 59.449 \text{ in}$$

$$L_b > L_p$$

Por lo tanto, según AISC 360-16 Sección F2.2. la viga no tiene que revisarse para el estado de límite de pandeo lateral-torsional, lo cual se debe a que la viga está en la zona 1 de la curva típica de la flexión.

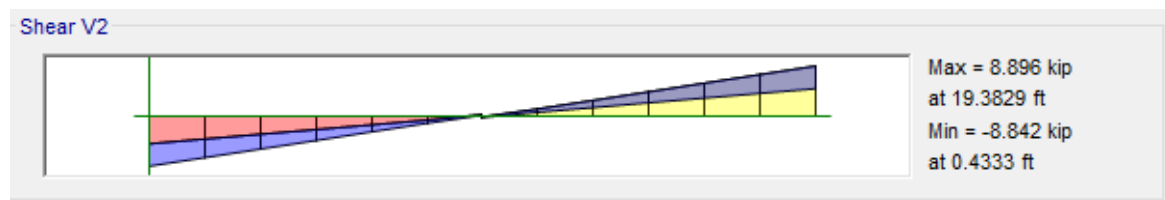
5.5.2.6. Revisión de la resistencia a corte de la viga

➤ Resistencia requerida:

Del software se obtuvo el cortante requerido para la viga crítica:

$$V_u := 8.896 \text{ kip}$$

Figura 5.25. Cortante requerido en la viga W10x26



Fuente: ETABS 2017.

➤ Resistencia disponible de corte del alma de la viga sin acción del campo de tracciones:

Se determina la razón ancho espesor del alma de la viga:

$$\frac{h}{t_{wb1}} = 33.923$$

La razón límite por corte es:

$$\lambda_{lim} := 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.576$$

$$\frac{h}{t_{wb1}} < \lambda_{lim}$$

Según AISC 360-16 Sección G2.1, para las almas de perfiles W cuya relación ancho espesor es menor que la razón límite, se tiene que:

$$\phi_v := 1 \quad C_{v1} := 1$$

Según AISC 360-16 G2-1, la resistencia disponible a corte de la viga se calcula de la siguiente forma:

$$A_w := d_{b1} \cdot t_{wb1} = 2.678 \text{ in}^2$$

$$V_n := 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_{v1} = 57.845 \text{ kip}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 57.845 \text{ kip}$$

$$\phi_v \cdot V_n > V_u$$

La relación demanda capacidad de la viga solicitada a corte es la siguiente:

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 0.154$$

La sección es adecuada para resistir esfuerzos cortantes.

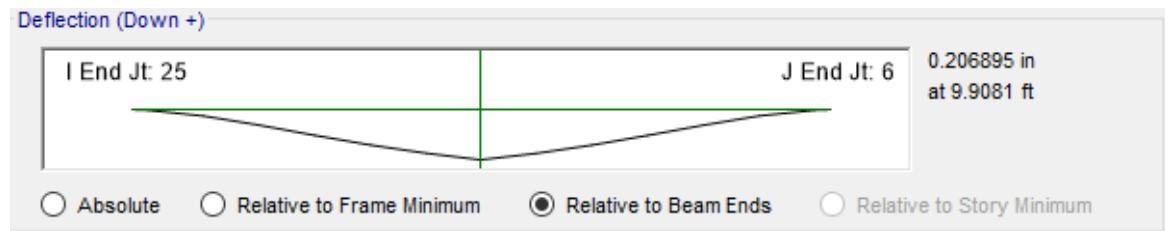
5.5.2.7. Revisión de la deflexión de la viga para el estado límite por servicio

➤ Deflexión máxima de la viga:

Del software se obtuvo que la viga crítica presentó la siguiente deflexión máxima como resultado de la aplicación de la mayor combinación de cargas:

$$\Delta_{max} := 0.206895 \text{ in}$$

Figura 5.26. Deflexión máxima en la viga W10x26



Fuente: ETABS 2017.

➤ Deflexión permisible de la viga:

La longitud del claro de la viga crítica es:

$$L := 237.795 \text{ in}$$

Se calcula la deflexión permisible según la estipulación de RNC-07 Arto.7:

$$\Delta_{perm} := \frac{L}{480} + 0.118 \text{ in} = 0.613 \text{ in}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_{perm}$$

La sección de la viga es completamente satisfactoria

5.5.3. Diseño de trabes principales W8X28

5.5.3.1. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a compresión

Según AISC 360-16 Tabla B4.1a los miembros del elemento se clasifican según su relación ancho-espesor de la siguiente forma:

➤ Revisión del patín:

La razón ancho espesor es:

$$\lambda_f := \frac{b_{fb2}}{2 t_{fb2}} = 7.032$$

La razón límite es:

$$\lambda_{rf} := 0.56 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 15.894$$

$$\lambda_f < \lambda_{rf}$$

El elemento es no esbelto.

➤ Revisión del alma:

La razón ancho espesor es:

$$\lambda_w := \frac{d_{b2} - 2 K_{b2}}{t_{wb2}} = 22.253$$

La razón límite es:

$$\lambda_{rw} := 1.49 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

$$\lambda_w < \lambda_{rw}$$

El elemento es no esbelto.

5.5.3.2. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a flexión

Según AISC 360-16 Tabla B4.1b los miembros del elemento se clasifican según su relación ancho-espesor de la siguiente forma:

- Revisión del patín:

La razón límite es:

$$\lambda_{pf} := 0.38 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

$$\lambda_f < \lambda_{pf}$$

El elemento es compacto.

- Revisión del alma:

La razón límite es:

$$\lambda_{pw} := 3.76 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

$$\lambda_w < \lambda_{pw}$$

El elemento es compacto.

5.5.3.3. Revisión de la capacidad sísmica para condición de elemento altamente dúctil

Según AISC 341-16 Tabla D1.1 los elementos altamente dúctiles deben cumplir con las razones máximas establecidas.

- Revisión del Patín:

La razón límite es:

$$\lambda_{hd} := 0.32 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} = 7.416$$

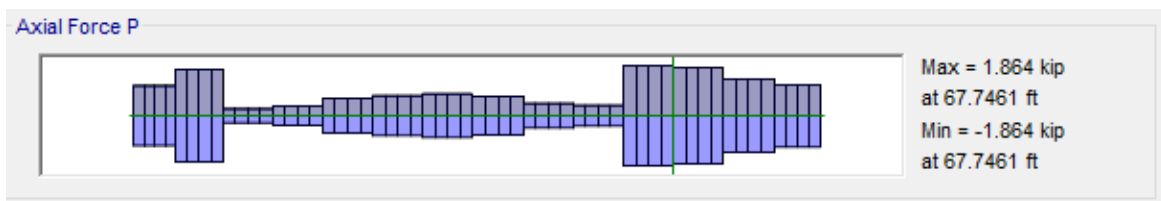
$$\lambda_f \leq \lambda_{hd}$$

- Revisión del Alma:

Del software se obtiene la carga axial máxima actuante en el elemento:

$$P_u := 1.864 \text{ kip}$$

Figura 5.27. Carga axial máxima actuante en la viga W18x28



Fuente: ETABS 2017.

Se determina el coeficiente C_a :

$$c_a := \frac{P_u}{\phi_c \cdot R_y \cdot F_y \cdot A_{b2}} = 0.005$$

Como $C_a < 0.114$, entonces la razón límite es:

$$\lambda_{hd} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} \cdot (1 - 1.04 c_a) = 59.269$$

$$\lambda_w \leq \lambda_{hd}$$

El perfil es compacto sísmicamente.

5.5.3.4. Revisión de la condición de alta ductilidad en la viga

Según AISC 341-16 Sección D1.2b los elementos altamente dúctiles deben cumplir con la longitud máxima establecida sin arriostrar:

La longitud más larga sin arriostrar es:

$$Lb_{max} := 37.48 \text{ in}$$

La longitud permisible es:

$$Lb_{perm} := 0.095 \cdot r_{yb2} \cdot \frac{E}{R_y \cdot F_y} = 82.65 \text{ in}$$

$$Lb_{max} \leq Lb_{perm}$$

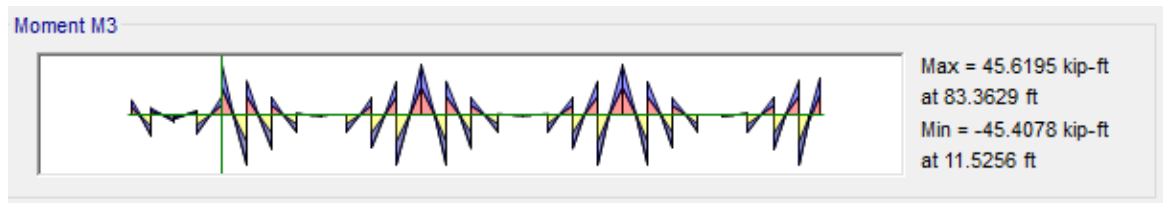
5.5.3.5. Revisión de la resistencia a flexión de la viga en torno al eje mayor

➤ Resistencia requerida:

Del software se obtuvo el momento requerido en torno al eje mayor.

$$M_u := 45.6195 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Figura 5.28. Momento requerido en torno al eje mayor de la viga W8X28



Fuente: ETABS 2017.

- Resistencia disponible por el estado límite de fluencia:

Se determina el momento resistente, según AISC 360-16 F2-1:

$$\phi_b := 0.9$$

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

$$M_n := F_y \cdot Z_{xb2} = 81.6 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 73.44 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{nx} > M_u$$

La relación demanda capacidad de la viga solicitada a flexión es la siguiente:

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = 0.621$$

La sección es adecuada para el estado límite de fluencia.

- Resistencia disponible por el estado límite de pandeo lateral-torsional

Se determina la longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, según AISC 360-16 F2-5.

$$L_p := 1.76 r_{yb2} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 80.924 \text{ in}$$

Considerando que la longitud más larga de la viga sin arriostrar es:

$$L_b := 37.48 \text{ in}$$

$$L_p > L_b$$

Por lo tanto, según AISC 360-16 Sección F2.2. la viga no tiene que revisarse para el estado de límite de pandeo lateral-torsional, lo cual se debe a que la viga está en la zona 1 de la curva típica de la flexión.

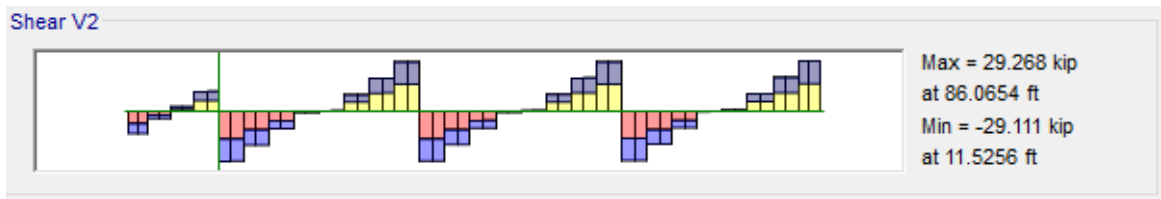
5.5.3.6. Revisión de la resistencia a corte de la viga

- Resistencia requerida:

Del software se obtuvo el cortante requerido para la viga crítica:

$$V_u := 29.268 \text{ kip}$$

Figura 5.29. Cortante requerido en la viga W8X28



Fuente: ETABS 2017.

- Resistencia disponible de corte del alma de la viga sin acción del campo de tracciones:

Se determina la razón ancho espesor del alma de la viga:

$$\frac{h}{t_{wb2}} = 22.253$$

La razón límite por corte es:

$$\lambda_{lim} := 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.576$$

$$\frac{h}{t_{wb2}} < \lambda_{lim}$$

Según AISC 360-16 Sección G2.1, para las almas de perfiles W cuya relación ancho espesor es menor que la razón límite, se tiene que:

$$\phi_v := 1 \quad C_{v1} := 1$$

Según AISC 360-16 G2-1, la resistencia disponible a corte de la viga se calcula de la siguiente forma:

$$A_w := d_{b2} \cdot t_{wb2} = 2.297 \text{ in}^2$$

$$V_n := 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_{v1} = 49.617 \text{ kip}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 49.617 \text{ kip}$$

$$\phi_v \cdot V_n > V_u$$

La relación demanda capacidad de la viga solicitada a corte es:

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 0.59$$

La sección es adecuada para resistir esfuerzos cortantes.

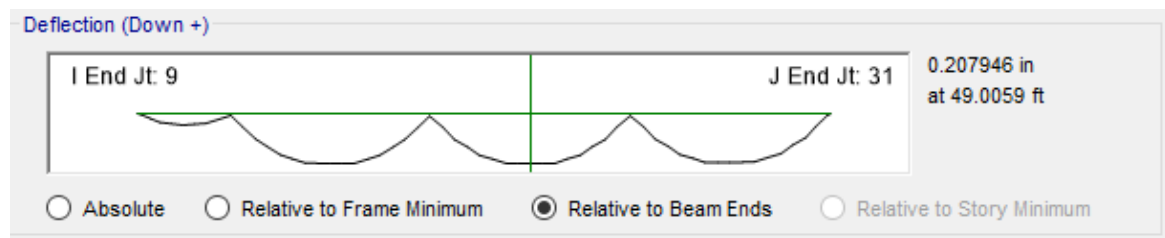
5.5.3.7. Revisión de la deflexión de la viga para el estado límite por servicio

➤ Deflexión máxima de la viga:

Del software se obtuvo que la viga crítica presentó la siguiente deflexión máxima

$$\Delta_{max} := 0.207946 \text{ in}$$

Figura 5.30. Deflexión máxima en la viga W8X28



Fuente: ETABS 2017.

➤ Deflexión permisible de la viga:

La longitud del claro de la viga critica es:

$$L := 299.843 \text{ in}$$

Se calcula la deflexión permisible según la estipulación de RNC-07 Arto.7:

$$\Delta_{perm} := \frac{L}{480} + 0.118 \text{ in} = 0.743 \text{ in}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_{perm}$$

La sección de la trabe es completamente satisfactoria

5.5.4. Diseño de vigas secundarias W8X13

5.5.4.1. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a compresión

Según AISC 360-16 Tabla B4.1a los miembros del elemento se clasifican según su relación ancho-espesor de la siguiente forma:

➤ Revisión del patín:

La razón ancho espesor es:

$$\lambda_f := \frac{b_{fb3}}{2 t_{fb3}} = 7.843$$

La razón límite es:

$$\lambda_{rf} := 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.894$$
$$\lambda_f < \lambda_{rf}$$

El elemento es no esbelto.

➤ Revisión del alma:

La razón ancho espesor es:

$$\lambda_w := \frac{d_{b3} - 2 K_{b3}}{t_{wb3}} = 29.913$$

La razón límite es:

$$\lambda_{rw} := 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$
$$\lambda_w < \lambda_{rw}$$

El elemento es no esbelto.

5.5.4.2. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a flexión

Según AISC 360-16 Tabla B4.1b los miembros del elemento se clasifican según su relación ancho-espesor de la siguiente forma.

➤ Revisión del patín:

La razón límite es:

$$\lambda_{pf} := 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$
$$\lambda_f < \lambda_{pf}$$

El elemento es compacto.

➤ Revisión del alma:

La razón límite es:

$$\lambda_{pw} := 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

$$\lambda_w < \lambda_{pw}$$

El elemento es compacto.

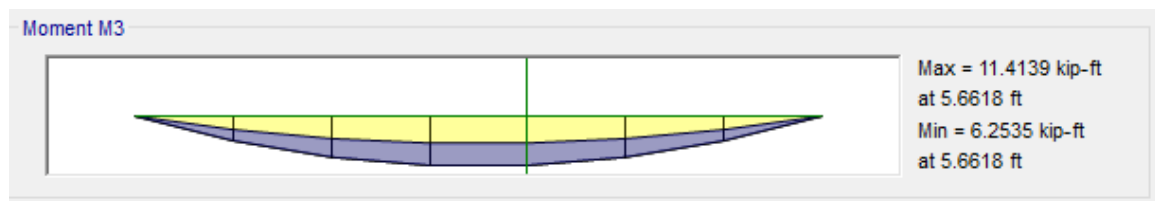
5.5.4.3. Revisión de la resistencia a flexión de la viga en torno al eje mayor

➤ Resistencia requerida:

Del software se obtuvo el momento en torno al eje mayor para la viga crítica:

$$M_u := 11.4139 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Figura 5.31. Momento requerido en torno al eje mayor de la viga W8X13



Fuente: ETABS 2017.

➤ Resistencia disponible por el estado límite de fluencia:

Se determina el momento resistente, según AISC 360-16 F2-1:

$$\phi_b := 0.9$$

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

$$M_n := F_y \cdot Z_{xb3} = 34.2 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 30.78 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{nx} > M_u$$

La sección es adecuada para el estado límite de fluencia.

➤ Resistencia disponible por el estado límite de pandeo lateral-torsional

a) Se determina la longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, según AISC 360-16 F2-5.

$$L_p := 1.76 r_{yb3} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.11 \text{ in}$$

Considerando que la longitud más larga de la viga sin arriostrar es:

$$L_b := 69.291 \text{ in}$$

$$L_b > L_p$$

b) Se determina la longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

Se calcula el radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional según AISC 360-16 F2-7:

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yb3} \cdot C_{wb3}}{S_{xb3}}} = 1.032 \text{ in}$$

Para secciones "I" con simetría doble, según AISC 360-16 F2-8a:

$$c := 1$$

La distancia entre los centroides de los patines de la viga es:

$$h_0 := d_{b3} - t_{fb3} = 7.735 \text{ in}$$

De modo que según AISC 360-16 F2-6, la longitud para el estado de pandeo lateral torsional inelástico:

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_{b3} \cdot c}{S_{xb3} \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J_{b3} \cdot c}{S_{xb3} \cdot h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 140.201 \text{ in}$$

En consecuencia, se concluye que:

$$L_r > L_b > L_p$$

Por lo tanto, se determina que la viga se encuentra dentro de la zona 2 de la curva típica de la flexión correspondiente con el estado de pandeo lateral torsional inelástico.

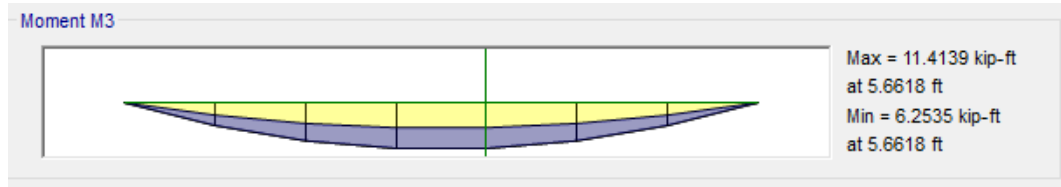
c) Se determina el momento resistente para el estado límite de pandeo lateral torsional.

Se calcula el factor de modificación por pandeo lateral torsional para diagramas de momento teniendo en cuenta los resultados del software para la viga crítica:

$M_{\max}$ =Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado.

$$M_{\max} := 11.4139 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Figura 5.32. Momento máximo en el segmento no arriostrado en la viga W8X13

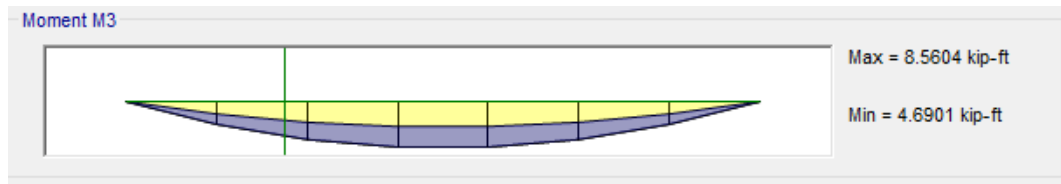


Fuente: ETABS 2017.

M_A =Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado.

$$M_A := 8.5604 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Figura 5.33. Momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado en la viga W8x13

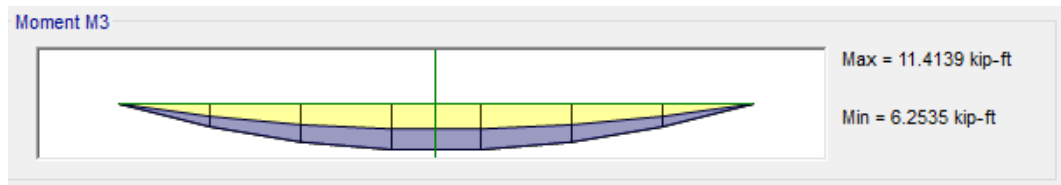


Fuente: ETABS 2017.

M_B =Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado.

$$M_{\max} := 11.4139 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Figura 5.34. Momento en el centro del segmento no arriostrado en la viga W8X13

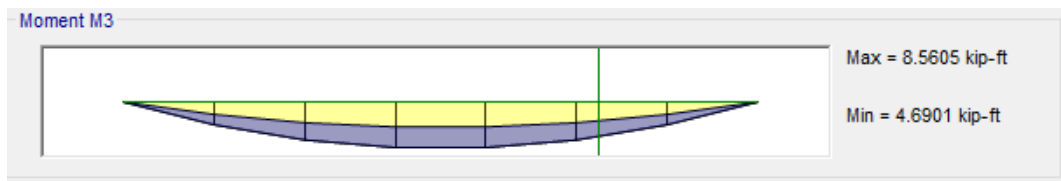


Fuente: ETABS 2017.

M_C =Valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado.

$$M_C := 8.5605 \text{ kip}\cdot\text{ft}$$

Figura 5.35. Momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado en la viga W8X13



Fuente: ETABS 2017.

De manera que según AISC 360-16 F1-1, el factor es:

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 1.136$$

Se calcula el momento plástico según AISC 360-16 F2-1:

$$M_p := F_y \cdot Z_{xb3} = 410.4 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Se calcula el momento para pandeo lateral torsional según AISC 360-16 F2-2:

$$M_n := C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y \cdot S_{xb3}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) = 415.77 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Puesto que $M_n > M_p$, se considera $M_n = M_p$ según AISC 360-16 Sección F2:

$$M_n := M_p = 34.2 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 30.78 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_n > M_u$$

La relación demanda capacidad de la viga solicitada a flexión es la siguiente:

$$\frac{M_u}{\phi_b \cdot M_n} = 0.371$$

La sección es adecuada para resistir esfuerzos de flexión.

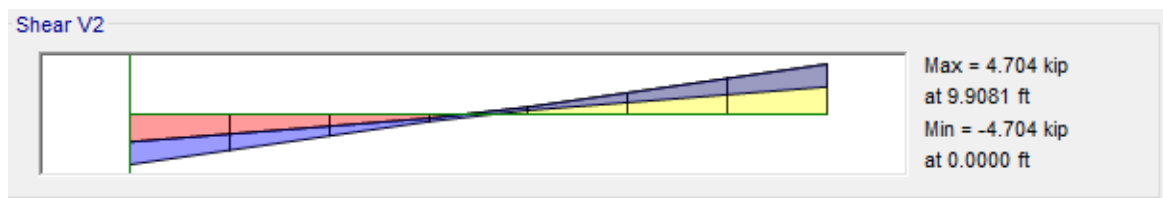
5.5.4.4. Revisión de la resistencia a corte de la viga

➤ Resistencia requerida:

Del software se obtuvo el cortante requerido para la viga crítica:

$$V_u := 4.704 \text{ kip}$$

Figura 5.36. Cortante requerido en la viga W8X13



Fuente: ETABS 2017.

- Resistencia disponible de corte del alma de la viga sin acción del campo de tracciones:

Se determina la razón ancho espesor del alma de la viga:

$$\frac{h}{t_{wb3}} = 29.913$$

La razón límite por corte es:

$$\lambda_{lim} := 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.576$$

$$\frac{h}{t_{wb3}} < \lambda_{lim}$$

Según AISC 360-16 Sección G2.1, para las almas de perfiles W cuya relación ancho espesor es menor que la razón límite, se tiene que:

$$\phi_v := 1 \quad C_{v1} := 1$$

Según AISC 360-16 G2-1, la resistencia disponible a corte de la viga se calcula de la siguiente forma:

$$A_w := d_{b3} \cdot t_{wb3} = 1.838 \text{ in}^2$$

$$V_n := 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_{v1} = 39.694 \text{ kip}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 39.694 \text{ kip}$$

$$\phi_v \cdot V_n > V_u$$

La relación demanda capacidad de la viga solicitada a corte es la siguiente:

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 0.119$$

La sección es adecuada para resistir esfuerzos cortantes.

5.5.4.5. Revisión de la deflexión de la viga para el estado límite por servicio

- Deflexión máxima de la viga:

Del software se obtuvo que la viga crítica presentó la siguiente deflexión máxima:

$$\Delta_{max} := 0.172046 \text{ in}$$

Figura 5.37. Deflexión máxima en la viga W8X13



Fuente: ETABS 2017.

➤ Deflexión permisible de la viga:

La longitud del claro de la viga crítica es:

$$L := 118.898 \text{ in}$$

Se calcula la deflexión permisible según la estipulación de RNC-07 Arto.7:

$$\Delta_{perm} := \frac{L}{240} + 0.2 \text{ in} = 0.695 \text{ in}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_{perm}$$

La sección es completamente satisfactoria

5.5.5. Diseño de largueros de techo C3X3.5

5.5.5.1. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a compresión

Según AISC 360-16 Tabla B4.1a los miembros del elemento se clasifican según su relación ancho-espesor de la siguiente forma:

➤ Revisión del patín:

La razón ancho espesor es:

$$\lambda_f := \frac{b_{fcl}}{t_{fcl}} = 5.018$$

La razón límite es:

$$\lambda_{rf} := 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.894$$

$$\lambda_f < \lambda_{rf}$$

El elemento es no esbelto.

➤ Revisión del alma:

La razón ancho espesor es:

$$\lambda_w := \frac{d_{cl} - 2 K_{cl}}{t_{wcl}} = 12.311$$

La razón límite es:

$$\lambda_{rw} := 1.49 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 42.29$$

$$\lambda_w < \lambda_{rw}$$

El elemento es no esbelto.

5.5.5.2. Clasificación de los miembros del elemento sujeto a flexión

Según AISC 360-16 Tabla B4.1b los miembros del elemento se clasifican según su relación ancho-espesor de la siguiente forma:

➤ Revisión del patín:

La razón límite es:

$$\lambda_{pf} := 0.38 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 10.785$$

$$\lambda_f < \lambda_{pf}$$

El elemento es compacto.

➤ Revisión del alma:

La razón límite es:

$$\lambda_{pw} := 3.76 \sqrt[2]{\frac{E}{F_y}} = 106.717$$

$$\lambda_w < \lambda_{pw}$$

El elemento es compacto.

5.5.5.3. Determinación manual de las cargas aplicadas al larguero

Las cargas que soporta el larguero son:

- i. El peso propio del elemento:

$$W_D := 3.5 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

- ii. La carga muerta sobreimpuesta que, obtenida de la tributación de cargas sobre el techo para el larguero crítico, resultó en:

$$SD := 34.674 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

- iii. La carga viva distribuida que, obtenida de la tributación de cargas sobre el techo para el larguero crítico, resultó en:

$$L_v := 7.526 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

- iv. Una carga viva concentrada al centro del claro según RNC-07 Arto. 11

$$L_{con} := 100 \text{ kgf} = 220.462 \text{ lbf}$$

La carga muerta distribuida total es:

$$D := SD + W_D = 38.174 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

La carga distribuida factorizada total bajo la combinación de cargas crítica según el método LRFD:

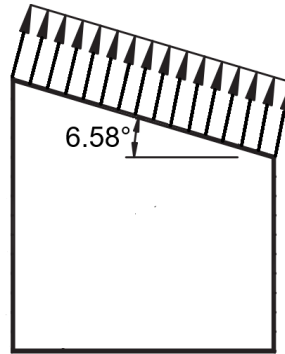
$$w := 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L_v = 57.85 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}$$

La carga concentrada factorizada bajo la combinación de cargas crítica es:

$$P := 1.6 L_{con} = 352.74 \text{ lbf}$$

Nota: En el diseño de los largueros de techo, suele tener importancia la acción del viento; no obstante, en este caso no se considera debido a que, como pudo observarse en el cálculo de las cargas debido a viento, los coeficientes de presión aplicables al techo son negativos indicando que el viento actúa en contra de las cargas gravitacionales y aminorando el efecto de las mismas; de modo que la combinación de cargas crítica resulta ser la combinación gravitacional.

Figura 5.38. Cargas de viento en el techo de la estructura



Fuente: Elaboración propia

5.5.5.4. Determinación de la resistencia requerida por flexión

La longitud más larga sin soporte del claro del larguero es:

$$L := 1.904 \text{ m} = 74.961 \text{ in}$$

El momento máximo generado en el larguero debido a las cargas calculadas es:

$$M_{max} := \frac{w \cdot L^2}{8} + \frac{P \cdot L}{4} = 0.833 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_u := M_{max} = 0.833 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

A causa de que los largueros sean parte de un techo inclinado, éstos se encuentran sometidos a flexión biaxial por lo que se calcularán los momentos actuantes en cada dirección.

Dado que el ángulo de inclinación del techo es:

$$\theta := 6.582^\circ$$

Entonces, la resistencia a flexión requerida en cada dirección del larguero es:

$$M_{ux} := M_u \cdot \cos(6.582^\circ) = 0.828 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{uy} := M_u \cdot \sin(6.582^\circ) = 0.095 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

5.5.5.5. Revisión de la resistencia a flexión en torno al eje mayor

➤ Resistencia disponible por el estado límite de fluencia:

Se determina el momento resistente, según AISC 360-16 F2-1:

$$\phi_b := 0.9$$

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

$$M_n := F_y \cdot Z_{xcl} = 3.72 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 3.348 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{nx} > M_u$$

La sección es adecuada para el estado límite de fluencia.

➤ Resistencia disponible por el estado límite de pandeo lateral-torsional

a) Se determina la longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, según AISC 360-16 F2-5.

$$L_p := 1.76 r_{ycl} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 19.681 \text{ in}$$

Considerando que la longitud más larga del larguero sin arriostrar es:

$$L_b := 74.961 \text{ in}$$

$$L_b > L_p$$

b) Se determina la longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico.

Se calcula el radio de giro para pandeo lateral torsional según AISC 360-16 F2-7:

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{2 \sqrt{I_{ycl} \cdot C_{wcl}}}{S_{xcl}}} = 0.456 \text{ in}$$

La distancia entre los centroides de los patines del larguero es:

$$h_{0cl} = 2.73 \text{ in}$$

Para canales, según AISC 360-16 F2-8b:

$$c := \frac{h_{0cl}}{2} \cdot \sqrt{\frac{I_{ycl}}{C_{wcl}}} = 1.068$$

De modo que según AISC 360-16 F2-6, la longitud para el estado de pandeo lateral torsional inelástico:

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 F_y} \cdot \sqrt{\frac{J_{cl} \cdot c}{S_{xcl} \cdot h_{0cl}} + \sqrt{\left(\frac{J_{cl} \cdot c}{S_{xcl} \cdot h_{0cl}}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 134.503 \text{ in}$$

En consecuencia, se concluye que:

$$L_r > L_b > L_p$$

Por lo tanto, se determina que el larguero se encuentra dentro de la zona 2 de la curva típica de la flexión correspondiente con el estado de pandeo lateral torsional inelástico.

c) Se determina el momento resistente para el estado límite de pandeo lateral torsional.

Se calcula el factor de modificación por pandeo lateral torsional a partir de los siguientes valores obtenidos del diagrama de momento del larguero:

M_{max} =Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado.

$$M_{max} = 833.043 \text{ lbf} \cdot \text{ft}$$

M_A =Valor absoluto del momento en el primer cuarto del segmento no arriostrado.

$$M_A = 487.065 \text{ lbf} \cdot \text{ft}$$

M_B =Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado.

$$M_B := 833.043 \text{ lbf} \cdot \text{ft}$$

M_C =Valor absoluto del momento en el tercer cuarto del segmento no arriostrado.

$$M_C := 487.065 \text{ lbf} \cdot \text{ft}$$

De manera que según AISC 360-16 F1-1, el factor es:

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} = 1.249$$

Se calcula el momento plástico según AISC 360-16 F2-1:

$$M_p := F_y \cdot Z_{xcl} = 3.72 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Se calcula el momento para pandeo lateral torsional según AISC 360-16 F2-2:

$$M_n := C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 F_y \cdot S_{xcl}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) = 3.7226 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Puesto que $M_n > M_p$, se considera $M_n = M_p$ según AISC 360-16 Sección F2:

$$M_{nx} := M_p = 3.72 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{nx} = 3.348 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_n > M_u$$

La sección es adecuada para resistir esfuerzos de flexión en torno al eje mayor.

5.5.5.6. Revisión de la resistencia a flexión en torno al eje menor

➤ Resistencia disponible por el estado límite de fluencia:

Se determina el momento resistente, según AISC 360-16 F6-1:

$$\phi_b := 0.9$$

$$M_{n1} := F_y \cdot Z_{ycl} = 1.092 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{n2} := 1.6 \cdot F_y \cdot S_{ycl} = 0.874 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_{ny} := M_{n2} = 0.874 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{ny} = 0.786 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_b \cdot M_{ny} > M_u.$$

La sección es adecuada para el estado límite de fluencia.

➤ Pandeo local de ala:

Puesto que la sección del larguero es compacta, no necesita revisarse este estado límite según AISC 360-16 Sección F6.

5.5.5.7. Revisión de la resistencia del larguero ante las solicitaciones combinadas de flexión biaxial

Dado que el larguero está sometido a cargas axiales despreciables, puede considerarse que:

$$\frac{P_r}{P_c} = 0$$

Debido a que la relación es menor que 0.2, se determina la relación demanda capacidad total para la flexión biaxial según AISC 360-16 H1-1b considerando las resistencias requeridas y disponibles obtenidas previamente:

$$\frac{P_r}{P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0 + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0.3686$$

$$\frac{P_r}{2 P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1$$

La sección es adecuada para resistir esfuerzos combinados de flexión biaxial.

5.5.5.8. Revisión de la resistencia a corte del larguero

➤ Resistencia requerida:

El cortante máximo presentado en el larguero según las cargas determinadas es:

$$V_u := \frac{w \cdot L}{2} + \frac{P}{2} = 0.357 \text{ kip}$$

➤ Resistencia disponible de corte del alma del larguero sin acción del campo de tracciones:

Se determina la razón ancho espesor del alma de la viga:

$$\frac{h}{t_{wcl}} = 12.311$$

Para almas de canales sin atiesadores transversales se tiene que:

$$K_V := 5.34$$

Por lo que, la razón límite por corte para canales se calcula de la siguiente forma:

$$\lambda_{lim} := 1.10 \sqrt[2]{K_V \cdot \frac{E}{F_y}} = 72.146$$

$$\frac{h}{t_{wcl}} < \lambda_{lim}$$

Según AISC 360-16 Sección G2.1, para las almas de perfiles W cuya relación ancho espesor es menor que la razón límite, se tiene que:

$$\phi_v := 0.9 \quad C_{v1} := 1$$

Según AISC 360-16 G2-1, la resistencia disponible a corte de la viga se calcula de la siguiente forma:

$$A_w := d_{cl} \cdot t_{wcl} = 0.396 \text{ in}^2$$

$$V_n := 0.6 F_y \cdot A_w \cdot C_{v1} = 8.554 \text{ kip}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 7.698 \text{ kip}$$

$$\phi_v \cdot V_n > V_u$$

La relación demanda capacidad del larguero solicitado a corte es:

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 0.046$$

La sección es adecuada para resistir esfuerzos cortantes.

5.5.5.9. Revisión de la deflexión del larguero para el estado límite por servicio

➤ Deflexión máxima al centro del claro del larguero:

$$\Delta_{max} := \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{xcl}} + \frac{P \cdot L^3}{48 E \cdot I_{xcl}} = 0.112 \text{ in}$$

➤ Deflexión permisible del larguero:

La longitud del claro de diseño es:

$$L = 74.961 \text{ in}$$

Según la estipulación establecida en RNC-07 Arto.7.

$$\Delta_{perm} := \frac{L}{240} + 0.2 \text{ in} = 0.512 \text{ in}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_{perm}$$

La sección es completamente satisfactoria

5.6. Diseño de conexiones

5.6.1. Diseño de conexión precalificada resistente a momento de la viga al patín de la columna en el marco SMF

Conexión tipo Welded Unreinforced Flange-Welded Web (WUF-W)

Los elementos a conectar son las columnas W10X68 y las vigas W10X26 pertenecientes al marco SMF.

5.6.1.1. Cálculo del momento máximo probable en la rótula plástica.

Según AISC 358-16 Sección 8.7. para esta conexión se considera:

$$C_{pr} := 1.4$$

El momento máximo probable según AISC 358-16 2.4-1 es:

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_y \cdot F_y \cdot Z_e = 197.19 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

5.6.1.2. Ubicación de la rótula plástica

Para este tipo de conexión, la rótula plástica se ubica en la cara de la columna

$$S_h := 0 \text{ ft}$$

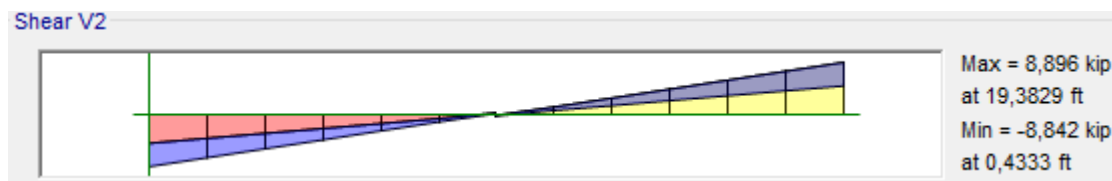
5.6.1.3. Cálculo del cortante en la rótula plástica

El cortante V_h es el resultado de la aplicación de la combinación de cargas gravitacional crítica sobre la viga y el cortante generado por la acción del momento probable en la rótula.

Del software se obtuvo:

$$V_{\text{gravedad}} := 8.896 \text{ kip}$$

Figura 5.39. Cortante máximo en la viga W10X26



Fuente: ETABS 2017.

Considerando que las rótulas plásticas están en la cara de la columna:

$$L := 3.02 \text{ m} = 118.898 \text{ in}$$

$$L_h := L - \frac{d_c}{2} - \frac{d_c}{2} = 108.498 \text{ in}$$

$$V_h := \frac{2 M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad} = 52.515 \text{ kip}$$

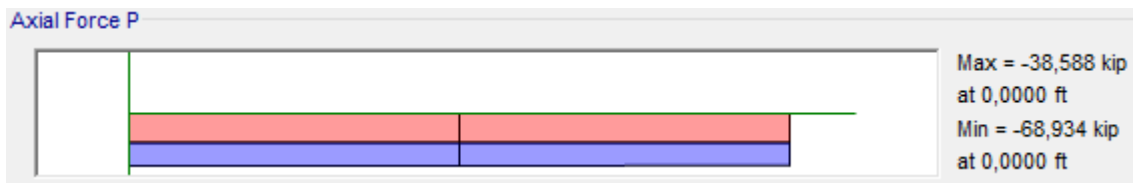
5.6.1.4. Revisión de las limitaciones viga-columna

5.6.1.4.1. Relación de momento viga-columna

Del software se obtuvo la carga axial máxima para las columnas del nivel 1:

$$P_{r1} := P_{uc1} = 68.934 \text{ kip}$$

Figura 5.40. Carga axial máxima en el nivel 1 para la columna W10X68

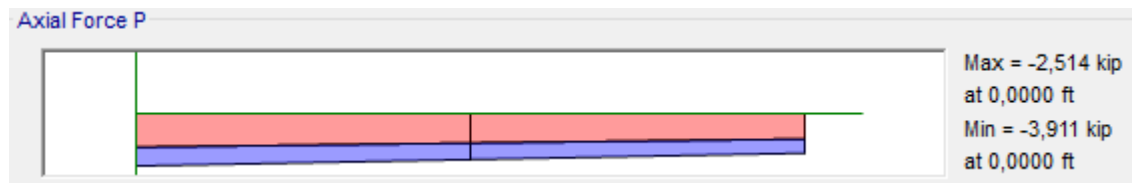


Fuente: ETABS 2017.

Del software se obtuvo la carga axial máxima para las columnas del nivel 2:

$$P_{r2} := P_{uc2} = 3.911 \text{ kip}$$

Figura 5.41. Carga axial máxima en el nivel 2 para la columna W10X68



Fuente: ETABS 2017.

Según AISC 341-16 E3-2, la resistencia flexional de las columnas arriba y debajo de la conexión es:

$$M_{pc1} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{r1}}{A_c} \right) = 2775.319 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$M_{pc2} := Z_{xc} \cdot \left(F_y - \frac{P_{r2}}{A_c} \right) = 3054.036 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\Sigma M_{pc} := M_{pc1} + M_{pc2} = 5829.355 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Se calcula el momento adicional en la viga M_v debido a la amplificación por cortante desde la ubicación de la rótula plástica hasta el centro de la columna:

$$V_u := V_h = 52.515 \text{ kip}$$

$$M_v := V_u \cdot \left(\frac{d_c}{2} + S_h \right) = 273.078 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Para diseño por método LRFD se tiene que:

$$\alpha_s := 1$$

Según AISC 341-16 E3-3 la resistencia flexional de las vigas que se conectan en el nodo es:

$$M_{pb1} := M_{pr} + \alpha_s \cdot M_v = 2639.358 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$M_{pb2} := M_{pb1} = 2639.358 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$\Sigma M_{pb} := M_{pb1} + M_{pb2} = 5278.716 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

La relación de momentos de la viga y la columna es:

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} = 1.104$$

Se verifica el criterio columna fuerte-viga débil ya que:

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1$$

5.6.1.4.2. Revisión de la zona de panel nodal

➤ Resistencia requerida:

Se calcula el momento en la cara de la columna:

$$M_{f1} = M_{pr} + V_u \cdot S_h$$

$$M_{f1} := M_{pr} + 0 = 2366.28 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$M_{f2} := M_{f1} = 2366.28 \text{ kip}\cdot\text{in}$$

Se determina el cortante en la columna debido a la acción de los momentos que puede resistir:

$$V_{col_col} := \frac{2 \cdot M_{pc1}}{H - d_{b1}} = 53.437 \text{ kip}$$

Se determina el cortante en la columna debido a la acción de los momentos máximos que pueden transferir las vigas:

$$V_{col_viga} := \frac{M_{pb1}}{H} = 23.117 \text{ kip}$$

El cortante en la columna es el menor de los dos obtenidos:

$$V_{col} := V_{col_viga} = 23.117 \text{ kip}$$

Según AISC 341-16 C-E3-9 la resistencia requerida de la zona panel debido a los momentos y cortantes presentes es:

$$R_u = \frac{\Sigma M_f}{d_b - t_f} - V_{col}$$

$$R_u := \frac{M_{f1} + M_{f2}}{d_{b1} - t_{fb1}} - V_{col} = 456.859 \text{ kip}$$

➤ Resistencia disponible a corte de la zona panel según AISC 360-16 Sección J10-6:

Según AISC 341-16 Sección E3-6e:

$$\phi_v := 1$$

Como en este análisis no se considera el efecto de la deformación inelástica de la zona panel se aplica lo siguiente:

$$\alpha \cdot P_r = 68.934 \text{ kip}$$

$$P_y := F_y \cdot A_c = 716.4 \text{ kip}$$

$$0.4 \cdot P_y = 286.56 \text{ kip}$$

Es decir, se cumple que:

$$\alpha \cdot P_r < 0.4 \cdot P_y$$

Por lo tanto, según AISC 360-16 J10-9:

$$R_n := 0.6 F_y \cdot d_c \cdot t_{wc} = 105.581 \text{ kip}$$

$$\phi_v \cdot R_n = 105.581 \text{ kip}$$

$$R_u > \phi_v R_n$$

Esto indica que el panel nodal no es lo suficientemente resistente, por lo tanto; se requiere refuerzo en el alma de la columna. Este refuerzo se llevará a cabo mediante placas dobles de refuerzo a cada lado del alma de la columna.

La resistencia requerida para las 2 placas dobles será:

$$R_{req} := R_u - \phi_v \cdot R_n = 351.278 \text{ kip}$$

De esta resistencia se puede obtener el espesor de cada placa a través de la ecuación AISC 360-16 J10-9:

$$t_{placa} := \frac{R_{req}}{1.2 \cdot F_y \cdot d_c} = 0.782 \text{ in}$$

Se proponen placas dobles a cada lado del alma de espesor 7/8 plg.

➤ Revisión de los espesores de la zona panel

A fin de controlar el pandeo local en el alma de la columna y en las placas de relleno, según AISC 341-16 E3-7 se debe verificar que:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

$$d_z := d_{b1} - 2 \cdot t_{fb1} = 9.42 \text{ in}$$

$$w_z := d_c - 2 \cdot t_{fc} = 8.86 \text{ in}$$

$$\frac{d_z + w_z}{90} = 0.203 \text{ in}$$

Nótese que tanto el alma de la columna como las placas cumplen con lo mínimo requerido:

$$t_{wc} > 0.203$$

$$t_{placa} > 0.203$$

Puesto que todos los espesores cumplen, no es necesaria la soldadura de tapón de las placas de refuerzo al alma de la columna que establece AISC 341-16 para casos de espesores menores; de tal forma que incluso, las placas pueden colocarse separadas del alma; no obstante, para una mayor compacidad de la columna se propone soldarlas al alma de la columna. Además, se especifica que las placas sean extendidas 6 plg arriba y abajo de los límites de las placas de continuidad.

5.6.1.5. Revisión de la resistencia a corte de la viga provocado por la unión rígida

Previamente, en el diseño de la viga W10X26, se obtuvo que su resistencia a esfuerzos de corte es de:

$$\phi_v \cdot V_n = 57.845 \text{ kip}$$

Considerando que el corte provocado por la unión rígida en la rótula plástica determinado anteriormente fue:

$$V_u = 52.515 \text{ kip}$$

Se verifica que:

$$\phi_v \cdot V_n > V_u$$

La sección de la viga es satisfactoria para resistir el cortante generado por la conexión rígida.

5.6.1.6. Revisión de los requisitos de placas de continuidad

5.6.1.6.1. Determinación de la resistencia requerida en la cara de la columna

Según AISC 341-16 Sección E3-6f.1. (Nota del Usuario), la resistencia requerida se calcula de la siguiente forma:

$$d := d_{b1} - t_{fb1} = 9.86 \text{ in}$$

$$P_f := \frac{0.85 \cdot M_f}{\alpha_s \cdot d} = 203.99 \text{ kip}$$

5.6.1.6.2. Determinación de los estados límites de pandeo local por cargas concentradas en la columna

Según AISC 341-16 Sección E3-6F, se deben revisar los estados límites de deformación local en la columna debido a la conexión especial que se muestran en AISC 360-16 Sección J10 como parte de la revisión de condiciones de placas de continuidad.

➤ Flexión local del ala de la columna

Según AISC 360-16 J10-1, la resistencia de diseño es:

$$\phi R_n = \phi (6.25 F_{yf} t_f^2)$$

Donde:

$$\phi := 0.9$$

Por lo tanto:

$$\phi R_{n1} := \phi \cdot (6.25 F_{yf} \cdot t_{fc}^2) = 120.062 \text{ kip}$$

➤ Fluencia local del alma de la columna

Según AISC 360-16 J10-3, la resistencia de diseño es:

$$\phi R_n = \phi F_{yw} t_w (2.5 k + l_b)$$

Donde:

$$\phi := 1$$

$$l_b := t_{fc}$$

Considerando las placas de relleno de 7/8 plg soldadas al alma:

$$t_w := t_{wc} + 2 \cdot \frac{7}{8} \text{ in} = 2.22 \text{ in}$$

Por lo tanto:

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{yw} \cdot t_w \cdot (2.5 K_c + l_b) = 315.284 \text{ kip}$$

➤ Aplastamiento del alma

Se calcula lb/d:

$$\frac{l_b}{d_c} = 0.074$$

Debido a que $l_b/d < 0.2$ y que la carga concentrada es aplicada a una distancia menor a $d/2$, la resistencia según AISC 360-16 J10-5a se calcula de esta forma:

$$\phi := 0.75$$

Para perfiles W:

$$Q_f := 1$$

Por lo tanto:

$$\phi R_n := \phi \cdot \left(0.4 t_w^2 \left(1 + 3 \left(\frac{l_b}{d_c} \right) \left(\frac{t_w}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yw} \cdot t_{fc}}{t_w}} \cdot Q_f \right) = 1857.133 \text{ kip}$$

➤ Pandeo del alma comprimida

Según AISC 360-16 J10-8, la resistencia disponible para el estado límite de pandeo local de alma es:

$$\phi := 0.9$$

$$\phi R_n := \phi \cdot \left(\frac{24 t_w^3 \cdot \sqrt{E \cdot F_{yw}}}{h_{cot}} \right) \cdot Q_f = 2114.943 \text{ kip}$$

Pero como las cargas son aplicadas a una distancia menor que $d/2$, se reduce la resistencia a la mitad:

$$\phi R_n := \phi R_n \cdot 0.5 = 1057.471 \text{ kip}$$

Todos los límites de deformación local para la columna debido a la conexión rígida cumplen a excepción del estado límite de flexión local del ala.

5.6.1.6.3. Revisión del espesor mínimo requerido de patín de la columna para uso de placas de continuidad

Según AISC 341-16 Sección E3-6f; cuando el patín de viga es soldado al patín de la columna, el espesor mínimo para no usar placas de continuidad es:

$$t_{lim} := \frac{b_{fb1}}{6} = 0.962 \text{ in}$$

$$t_{fc} = 0.77 \text{ in}$$

$$t_{fc} < t_{lim}$$

Por cuanto el espesor del ala de la columna es menor que el mínimo establecido y, además, no tiene la suficiente resistencia para el estado límite de flexión local de ala; se determina que se necesitan placas de continuidad.

5.6.1.6.4. Diseño de placas de continuidad y sus conexiones

La resistencia requerida para cada placa de continuidad considerando el estado límite de flexión local de ala, bajo el cual la columna presentó menor resistencia:

$$R_u := P_f = 203.99 \text{ kip}$$

$$R_{req} := R_u - \phi R_{n1} = 83.927 \text{ kip}$$

Según AISC 341-16 Sección E3-6f:

- Se especifica que el ancho de la placa se extienda desde la placa de relleno soldada al alma hasta el extremo del patín de la columna y el largo de la placa sobre todo el espacio entre patines de la columna.
- Según AISC 341-16 E3-6f.2.b, se debe verificar que el espesor de la placa cumpla:

$$t_{placa} \geq 0.75 t_{bf}$$

$$0.75 t_{fb1} = 0.33 \text{ in}$$

Se propone un espesor de placa de 7/16 plg.

- Se revisan las placas de continuidad por resistencia mediante la sección J4 de AISC 360-16:

- Resistencia del atiesador a la tracción según AISC 360-16 J4-1:

$$\phi := 0.9$$

$$b_{placa} := b_{fc} - t_w = 7.88 \text{ in}$$

$$A_g := b_{placa} \cdot t_{placa} = 3.448 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_y \cdot A_g = 111.699 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_{req}$$

- Resistencia a la ruptura en tracción según AISC 360-16 J4-2

$$\phi := 0.75$$

Para soldadura transversal de AISC 360-16 Tabla D3.1:

$$U := 1$$

$$A_n := A_g$$

$$\phi R_n = \phi F_u A_e = \phi F_u A_n U$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_u \cdot A_n \cdot U = 149.966 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_{req}$$

- Resistencia a compresión según AISC 360-16 J4-6

- Se determina el radio de giro de la placa:

$$I_{yplaca} := \frac{b_{placa} \cdot t_{placa}^3}{12} = 0.055 \text{ in}^4$$

$$r_y := \sqrt{\frac{I_{yplaca}}{A_{placa}}} = 0.126 \text{ in}$$

- Se calcula la relación de esbeltez de la placa:

$$K := 1$$

$$L := d_c - 2 \cdot t_{fc} = 8.86 \text{ in}$$

$$L_c := K \cdot L = 8.86 \text{ in}$$

$$\frac{L_c}{r} = 70.153$$

Visto que $L_c/r > 25$, se aplican las disposiciones del capítulo de AISC 360-16.

- Se revisa si la placa es esbelta o no mediante la relación ancho espesor establecida en AISC 360-16 Tabla B4.1b:

$$b := \frac{b_{fc} - t_w}{2} = 3.94 \text{ in}$$

$$\lambda := \frac{b}{t} = 9.006$$

La relación ancho-espesor límite es:

$$\lambda_r := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.894$$

$$\lambda < \lambda_r$$

La placa no es esbelta.

- iv. Se calcula la resistencia al pandeo por flexión de compresión para miembros no esbeltos (AISC 360-16 Sección E3)

$$\frac{K \cdot L}{r} = 70.153$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133.681$$

$$\frac{K \cdot L}{r} < 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Por lo tanto, se calcula el esfuerzo de pandeo elástico de Euler según AISC 360-16 E3-4:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} = 58.157 \text{ ksi}$$

Se determina el esfuerzo de pandeo por flexión:

$$F_{cr} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = 27.783 \text{ ksi}$$

La resistencia a compresión según AISC 360-16 E3-1 es:

$$\phi := 0.9$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{cr} \cdot A_g = 86.204 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_{req}$$

La placa de continuidad de 7/16 plg cumple todos los requisitos necesarios para ser considerada totalmente satisfactoria.

➤ Se diseña la conexión de la placa de continuidad a la columna:

Se especifica que las placas de continuidad sean soldadas a los patines de la columna usando soldadura de ranura de penetración completa. En base a las Tablas 3.1. y 3.2. de AWS D1.1 se propone electrodo E70, que es el material de aporte compatible al metal base A36. Según AISC 360-16 Tabla J2.5, la resistencia de esta conexión está controlada por el metal base, es decir, por la resistencia de diseño de la placa de continuidad que fue previamente revisada.

Así también, los atiesadores serán soldados a las placas dobles de refuerzo de la zona panel. Según AISC 341-16 Sección E3-6f.2. la resistencia requerida de esta conexión será el menor de:

1-La suma de las resistencias disponibles a tensión de áreas de contacto de la placa a los patines de la columna, es decir la resistencia de las placas a tracción que ya fue calculada previamente:

$$R_{u1} := 111.699 \text{ kip}$$

2- La resistencia disponible a corte del área de contacto del atiesador con la placa de relleno de la zona panel según AISC 360-16 J4-3:

$$\phi := 1$$

$$A_{gv} := (d_c - 2 \cdot t_{fc}) \cdot t_{placa}$$

$$R_{u2} := \phi \cdot (0.6 F_y \cdot A_{gv}) = 83.727 \text{ kip}$$

3-La resistencia disponible a corte de la placa de refuerzo soldada al alma de la columna según AISC 360-16 J4-3:

$$\phi := 1$$

$$A_{gv} := (d_c - 2 \cdot t_{fc}) \cdot t_{ref}$$

$$R_{u3} := \phi \cdot (0.6 F_y \cdot A_{gv}) = 167.454 \text{ kip}$$

El menor de los tres es el requerido:

$$R_u := R_{u2} = 83.727 \text{ kip}$$

Se propone para esta conexión, soldadura de filete de tamaño 5/16 plg y longitud efectiva de 14 plg que se podrá desarrollar soldando 7 plg arriba y debajo de la placa.

$$L := 14 \text{ in} \quad w := \frac{5}{16} \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J2; el tamaño mínimo de la soldadura, teniendo en cuenta el espesor de la placa de 7/16" es 3/16" y el tamaño máximo es 7/16" – 1/16" = 3/8", por lo que el tamaño propuesto es adecuado.

Además:

$$\frac{L}{w} = 44.8$$

Dado que $L/w < 100$, la longitud efectiva de soldadura es igual a la longitud real de soldadura.

$$L = 14 \text{ in}$$

Además, se verifica que $L/w > 4$ según AISC 360-16 Sección J2.2b.

Según AISC 360-16 AISC 360-16 J2-3, la resistencia de diseño de la soldadura de filete a corte considerando electrodo E70:

$$\phi := 0.75$$

$$F_{EXX} := 70 \text{ ksi}$$

$$F_{nw} := 0.6 \cdot F_{EXX} = 42 \text{ ksi}$$

$$A_{we} := L \cdot (0.707 \cdot w) = 3.093 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 97.433 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

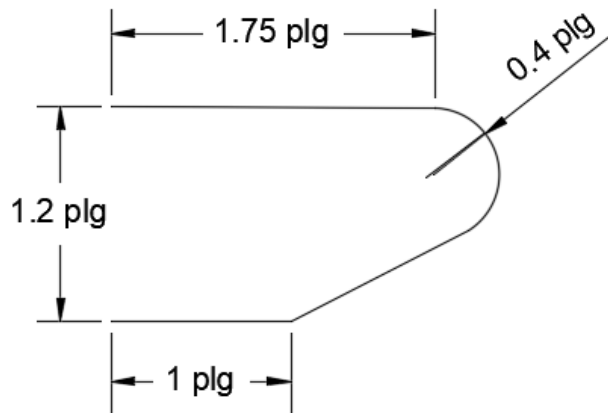
5.6.1.7. Revisión de la conexión soldada de la viga a la columna

5.6.1.7.1. Soldadura de los patines de la viga al patín de la columna

Se especifica que esta conexión se haga mediante soldadura de ranura de penetración completa. Según AISC 360-16 Tabla J2.5, la resistencia de la conexión está controlada por el metal base, es decir los patines de la viga que ya fueron revisados anteriormente por resistencia.

5.6.1.7.2. Diseño de la perforación de acceso a la soldadura

Figura 5.42. Detalle de perforación de acceso a la soldadura



Fuente: Elaboración propia en AUTOCAD.

Según AISC 360-16 Sección J1.6:

- Se propone una longitud de perforación desde el talón de preparación de soldadura de 1.75 plg.

$$L_{perf} := 1.75 \text{ in}$$

Se verifica que:

$$L_{perf} > 1.5 \cdot t_{wb1} = 0.39 \text{ in} \quad L_{perf} > 1.5 \text{ in}$$

- Se propone una altura total de perforación de 1.2 plg.

$$h_{perf} := 1.2 \text{ in}$$

Se verifica que:

$$h_{perf} < 2 \text{ in}$$

$$h_{perf} > 3/4 \text{ in}$$

- Se propone un arco de perforación de radio 0.4 pl.

$$r_{perf} := 0.4 \text{ in}$$

Se verifica que:

$$r_{perf} > 3/8 \text{ in}$$

5.6.1.7.3. Geometría de la conexión

Según AISC-358-16 Sección 8.6. se especifica que:

- El traslape entre la placa de cortante y la perforación de acceso sea ½ plg.

$$a := 0.5 \text{ in}$$

Se verifica que:

$$\frac{1}{4} \text{ plg} \leq a \leq \frac{1}{2} \text{ plg}$$

- La longitud horizontal superior e inferior de la placa de cortante sea 2 plg.

$$b := 2 \text{ in}$$

Se verifica que:

$$b \geq 1 \text{ plg}$$

- El ángulo de inclinación del borde de placa de cortante sea 30°.

$$c := 30^\circ$$

- La distancia horizontal entre la terminación de la perforación de acceso y el borde vertical de la placa de cortante sea 2.5 plg.

$$d := 2.5 \text{ in}$$

Se verifica que:

$$d \geq 2 \text{ plg}$$

- La longitud medida horizontalmente desde la cara de la columna hasta el borde vertical de la placa de corte sea:

$$L_h := L_{perf} + r_{perf} + d = 4.65 \text{ in}$$

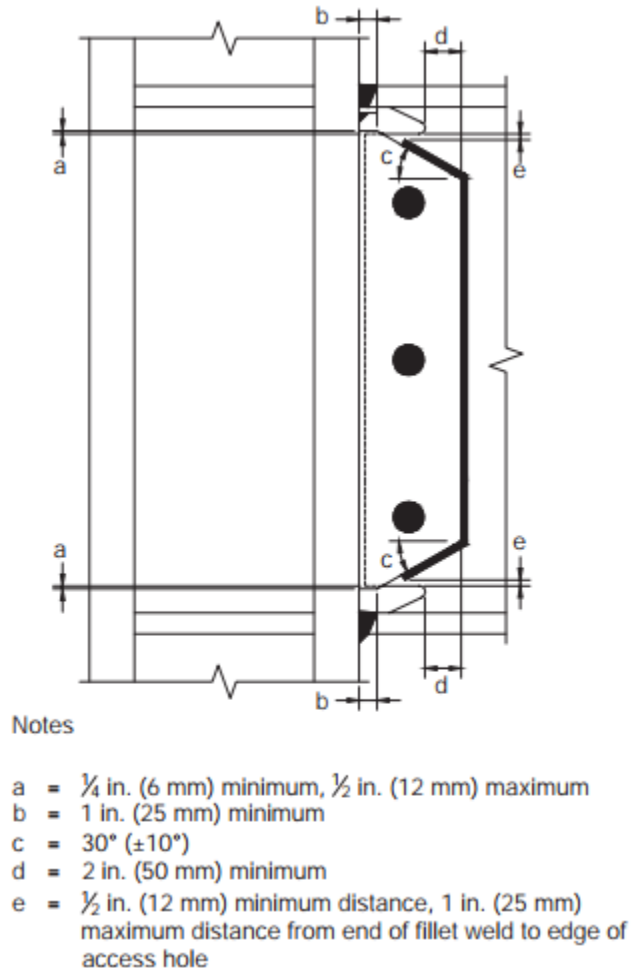
- La longitud inclinada de la placa de cortante sea:

$$L_i := \frac{L_h - b}{\cos(c)} = 3.06 \text{ in}$$

- La longitud del borde vertical de la placa de cortante sea:

$$L_v := d_{b1} - 2 t_{fb1} - 2 h_{perf} + 2 a - 2 (L_h - b) \cdot \tan(c) = 4.96 \text{ in}$$

Figura 5.43. Detalle de conexión precalificada a momento WUF-W



Fuente: AISC 358-16

5.6.1.7.4. Soldadura del alma de la viga al patín de la columna

Se especifica que esta conexión se realice mediante soldadura de ranura de penetración completa con Electrodo E70. Según AISC 360-16 Tabla J2.5 la resistencia de la conexión está controlada el metal base, es decir, el alma de la viga que ya fue revisada previamente.

5.6.1.7.5. Diseño de la placa de cortante

Se propone una placa de acero A36 con espesor de 7/16 plg y se diseña para resistir los esfuerzos cortantes debido al momento de la conexión rígida y a las cargas actuantes.

$$R_u := V_u = 52.515 \text{ kip}$$

$$t_{placa} := \frac{7}{16} \text{ in}$$

➤ Revisión del espesor de la placa:

Según AISC 358 358-16 Sección 8.6. se verifica que el espesor de la placa es mayor al del alma:

$$t_{placa} > t_w$$

➤ Revisión de la placa para fluencia en corte:

Se calcula la longitud de la placa:

$$L_{placa} := d_{b1} - 2 t_{fb1} - 2 h_{perf} + 2 a = 8.02 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 J4-3 se calcula la resistencia de diseño:

$$\phi := 1$$

$$A_{gv} := L_{placa} \cdot t_{placa} = 3.509 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.6 F_y \cdot A_{gv}) = 75.789 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

➤ Revisión de la placa para ruptura en corte:

Según AISC 360-16 J4-4 se calcula la resistencia de diseño:

$$\phi := 0.75$$

$$A_{nv} := L_{placa} \cdot t_{placa}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.6 F_u \cdot A_{nv}) = 91.578 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

➤ Revisión de la resistencia del bloque de corte en la placa:

Según AISC 360-16 J4-5 se calcula la resistencia de diseño:

$$\phi := 0.75$$

$$U_{bs} := 1$$

$$A_{nt} := L_h \cdot t_{placa}$$

$$\phi R_{n1} := \phi \cdot (0.6 F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 224.797 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n2} := \phi \cdot (0.6 F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 190.061 \text{ kip}$$

$$\phi R_n := \phi R_{n2} = 190.061 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

5.6.1.7.6. Diseño de la conexión de la placa de corte al patín de la columna

Se especifica que esta conexión se realice mediante soldadura de filete de tamaño 3/8 plg a lo largo de toda la altura de la placa de corte con Electrodo E70.

$$w := 0.375 \text{ in} \quad L := L_{placa} = 8.02 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J2; el tamaño mínimo de la soldadura, teniendo en cuenta el espesor de la placa de 7/16" es 3/16" y el tamaño máximo es 7/16" – 1/16" = 3/8", por lo que el tamaño propuesto es adecuado.

Además:

$$\frac{L}{w} = 21.387$$

Dado que $L/w < 100$, la longitud efectiva de soldadura es igual a la longitud real de soldadura.

$$L = 8.02 \text{ in}$$

Además, se verifica que $L/w > 4$ según AISC 360-16 Sección J2.2b.

Según AISC 360-16 AISC 360-16 J2-3, la resistencia de diseño de la soldadura de filete a corte considerando electrodo E70:

$$\phi := 0.75$$

$$A_{we} := L \cdot (0.707 \cdot w) = 2.126 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 66.979 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

5.6.1.7.7. Diseño de la conexión de la placa de corte al alma de la viga

Se especifica que esta conexión se realice mediante soldadura de filete del tamaño previo de 3/8 plg a lo largo de 7 plg de longitud nominal con Electrodo E70.

$$L := 7 \text{ in} \quad w := 0.375 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J2; el tamaño mínimo de la soldadura, teniendo en cuenta el espesor de la placa de 7/16" es 3/16" y el tamaño máximo es 7/16" – 1/16" = 3/8", por lo que el tamaño propuesto es adecuado.

Además:

$$\frac{L}{w} = 18.667$$

Dado que $L/w < 100$, la longitud efectiva de soldadura es igual a la longitud real de soldadura.

$$L := 7 \text{ in}$$

Además, se verifica que $L/w > 4$ según AISC 360-16 Sección J2.2b.

Según AISC 360-16 AISC 360-16 J2-3, la resistencia de diseño de la soldadura de filete a corte considerando electrodo E70:

$$\phi := 0.75$$

$$A_{we} := L \cdot (0.707 \cdot w) = 1.856 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 58.46 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

- Se revisa el desarrollo de la longitud propuesta de 6 plg en los bordes de la placa de corte

Considerando que se desarrollan las 4.96 plg de longitud del borde vertical, la longitud de soldadura que se tiene que desarrollar en cada borde inclinado es:

$$L_{si} := \frac{L - L_v}{2} = 1.02 \text{ in}$$

La altura de cada parte inclinada de la placa es:

$$L_{vi} := \frac{L_{placa} - L_v}{2} = 1.53 \text{ in}$$

Mediante relaciones geométricas puede obtenerse que la distancia entre la terminación de la soldadura y la perforación de acceso es:

$$e := L_{vi} - a - L_{vi} \cdot \left(\frac{L_{si}}{L_i} \right) = 0.52 \text{ in}$$

Se verifica que $0.5 \text{ plg} < e < 1 \text{ plg}$ según AISC 358-16 Sección 8.6.

La conexión es completamente satisfactoria

5.6.2. Diseño de conexión de la trabe al alma de la columna

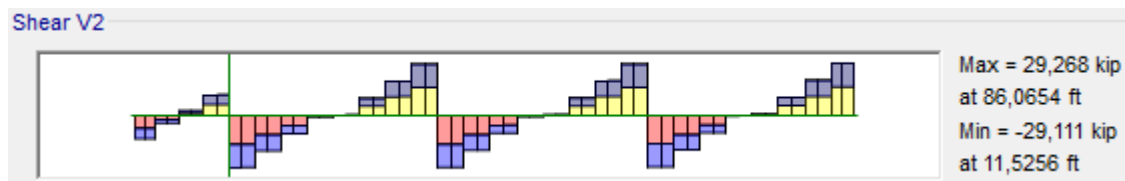
Los elementos a conectar son las columnas W10X68 y las traveses W8X28.

5.6.2.1. Resistencia requerida

Esta conexión se realizará mediante una placa de cortante con configuración convencional y se diseñará para cortante simple. Por lo tanto, la resistencia requerida a corte de la conexión se determinó del corte máximo obtenido por Etabs para la viga soportada.

$$R_u := V_u = 29.27 \text{ kip}$$

Figura 5.44. Cortante máximo en la viga W8X28



Fuente: ETABS 2017.

5.6.2.2. Cantidades y tipos de pernos a utilizar

Se especifica el uso de pernos de alta resistencia tipo A325 con la rosca sin excluir del plano de corte y con diámetro de 3/4 plg.

$$d_b := 0.75 \text{ in} \quad A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 0.442 \text{ in}^2$$

De la Tabla J3.2 de AISC 360-16 se obtuvo el esfuerzo de tensión nominal y esfuerzo de corte nominal de los pernos:

$$F_{nt} := 90 \text{ ksi} \quad F_{nv} := 54 \text{ ksi}$$

De la ecuación AISC 360-16 J3-1 se deduce que la cantidad de pernos que se necesita para proveer la suficiente resistencia a corte es:

$$n := \frac{R_u}{\phi \cdot (F_{nv} \cdot A_b)} = 1.636$$

Se especifica usar 2 pernos en la conexión de la placa de corte apernada.

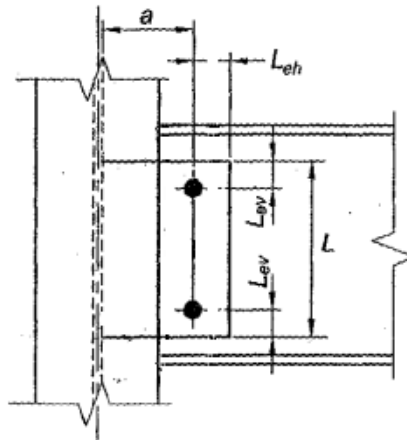
5.6.2.3. Propuesta de la Placa de Cortante

Se especifica una placa rectangular de Acero A36 con espesor de 1/4 plg, altura de 7 plg y largo de 3-1/2 plg.

$$t_{placa} := 0.25 \text{ in} \quad h_{placa} := 7 \text{ in} \quad L_{placa} := 3.5 \text{ in}$$

5.6.2.4. Revisión de las limitaciones geométricas de la conexión

Figura 5.45. Geometría de la conexión a corte de la columna W10x68 a la viga W8X28



Fuente: Manual AISC 14ª edición.

- a) Se especifica que los 2 pernos de $\frac{3}{4}$ plg sean de agujero estándar por lo que, según la Tabla J3.3. de AISC 360-16 el diámetro del agujero es:

$$d_{ag} := \frac{13}{16} \text{ in}$$

- b) Se especifica un espaciamiento entre pernos de 3 pulgadas según lo recomendado por el Manual de AISC para este tipo de conexión.

$$S := 3 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J3, el espaciamiento mínimo y máximo entre pernos se calcula como sigue:

$$S_{min} := 2 \frac{2}{3} \cdot d_b = 2 \text{ in}$$

$$S_{max} := 14 \cdot t_{placa} = 3.5 \text{ in}$$

$$S_{min} < S < S_{max}$$

El espaciamiento propuesto cumple lo estipulado.

- c) La distancia vertical de centro del perno al borde es:

$$L_{ev} := \frac{h_{placa} - S}{2} = 2 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J3, la distancia del perno al borde máxima y mínima se calcula de la siguiente forma:

$$C_2 := 0$$

$$L_{min} := 1 \text{ in} + C_2 = 1 \text{ in}$$

$$L_{max} := 12 \cdot t_{placa} = 3 \text{ in}$$

$$L_{min} < L_{ev} < L_{max}$$

La distancia vertical de perno a borde es adecuada.

- d) Se especifica que las distancias horizontales del centro del perno al borde sean 1.5 plg al borde interno y 2 plg al borde externo.

$$a := 1.5 \text{ in} \quad L_{eh} := 2 \text{ in}$$

Se verifica según el Manual de AISC Sección 10 que:

$$a \leq 3 \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$2 \cdot d_b = 1.5 \text{ in} \quad L_{eh} > 2 \cdot d_b$$

Las distancias horizontales propuestas son adecuadas.

5.6.2.5. Diseño y revisión de la soldadura de la placa a la columna

Se especifica que esta conexión se realice mediante soldadura de filete en el borde de la placa con Electrodo E70, tamaño nominal de 1/8 plg y a lo largo de 11 plg de longitud nominal de soldadura.

$$L := 11 \text{ in} \quad w := \frac{1}{8} \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J2; el tamaño mínimo de la soldadura, teniendo en cuenta el espesor de la placa de 1/4" es 1/8" y el tamaño máximo es 1/4" – 1/16" = 3/16", por lo que el tamaño propuesto es adecuado.

Además:

$$\frac{L}{w} = 88$$

Dado que $L/w < 100$, la longitud efectiva de soldadura es igual a la longitud real de soldadura.

$$L = 11 \text{ in}$$

Además, se verifica que $L/w > 4$ según AISC 360-16 Sección J2.2b.

Según AISC 360-16 AISC 360-16 J2-3, la resistencia de diseño de la soldadura de filete a corte considerando electrodo E70:

$$\phi := 0.75$$

$$F_{EXX} := 70 \text{ ksi}$$

$$F_{nw} := 0.6 \cdot F_{EXX} = 42 \text{ ksi}$$

$$A_{we} := L \cdot (0.707 \cdot w) = 0.972 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 30.622 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

5.6.2.6. Revisión de las resistencias disponibles de aplastamiento y desgarre en las perforaciones de los pernos.

Según AISC 360-16 Sección J3-10, la resistencia disponible de materiales conectados con pernos de perforación estándar se calcula:

a) Por aplastamiento:

Según AISC 360-16 J3-6a, considerando la deformación en las perforaciones, la resistencia para 2 pernos es:

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_n := \phi (2.4 d \cdot t \cdot F_u) n = 39.15 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

b) Por desgarre:

Se determina el menor entre la distancia entre bordes de agujeros y la distancia del borde del agujero al borde del material.

$$l_{c1} := S - \frac{d_{ag}}{2} - \frac{d_{ag}}{2} = 2.188 \text{ in}$$

$$l_{c2} := L_{ev} - \frac{d_{ag}}{2} = 1.594 \text{ in}$$

$$l_c := l_{c2} = 1.594 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 J3-6c, considerando la deformación en las perforaciones, la resistencia para 2 pernos es:

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_n := \phi (1.2 l_c \cdot t \cdot F_u) (n) = 41.597 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

5.6.2.7. Revisión de la resistencia de la placa de cortante

a) Resistencia de la placa a corte:

Según AISC 360-16 J4-3 la resistencia disponible para fluencia en corte:

$$\begin{aligned}\phi &:= 1 \\ A_{gv} &:= h_{placa} \cdot t_{placa} = 1.75 \text{ in}^2 \\ \phi R_n &:= \phi \cdot (0.6 F_y \cdot A_{gv}) = 37.8 \text{ kip} \\ \phi R_n &> R_u\end{aligned}$$

Según AISC 360-16 J4-4 la resistencia disponible para ruptura en corte:

$$\begin{aligned}\phi &:= 0.75 \\ A_{nv} &:= (h_{placa} - 2 d_{ag}) \cdot t_{placa} = 1.344 \text{ in}^2 \\ \phi R_n &:= \phi \cdot (0.6 F_u \cdot A_{nv}) = 35.072 \text{ kip} \\ \phi R_n &> R_u\end{aligned}$$

b) Resistencia del bloque de corte:

Según AISC 360-16 J4-5 la resistencia disponible del bloque del corte se calcula:

$$\begin{aligned}\phi &:= 0.75 \\ U_{bs} &:= 1 \\ A_{gv} &:= (h_{placa} - L_{ev}) \cdot t_{placa} = 1.25 \text{ in}^2 \\ A_{nv} &:= \left(h_{placa} - \frac{3}{2} d_{ag} - L_{ev} \right) \cdot t_{placa} = 0.945 \text{ in}^2 \\ A_{nt} &:= \left(L_{eh} - \frac{d_{ag}}{2} \right) \cdot t_{placa} = 0.398 \text{ in}^2 \\ \phi R_{n1} &:= \phi \cdot (0.6 F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 42.005 \text{ kip} \\ \phi R_{n2} &:= \phi \cdot (0.6 F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 37.582 \text{ kip} \\ \phi R_n &:= \phi R_{n2} = 37.582 \text{ kip} \\ \phi R_n &> R_u\end{aligned}$$

5.6.2.8. Revisión de la conexión por carga excéntrica

De la Tabla 10-9 del Manual de AISC se obtuvo que la excentricidad es:

$$e := \frac{a}{2} = 0.75 \text{ in}$$

De la Tabla 7-6 del Manual de AISC se obtuvo el coeficiente para grupos de pernos cargados excéntricamente:

$$C := 1.77$$

Según Manual AISC 7-19 se calcula la resistencia disponible de los pernos ante carga excéntrica:

$$\phi R_n = \phi C r_n$$

Se calcula r_n como el menor valor obtenido de la resistencia por corte, aplastamiento y desgarre para un perno.

a) Por corte:

$$\phi R_{n1} := \phi \cdot C \cdot F_{nv} \cdot A_b = 31.669 \text{ kip}$$

b) Por aplastamiento:

$$\phi R_{n2} := \phi \cdot C \cdot (2.4 d \cdot t \cdot F_u) = 34.648 \text{ kip}$$

c) Por desgarre:

$$\phi R_{n3} := \phi \cdot C \cdot (1.2 l_c \cdot t \cdot F_u) = 36.813 \text{ kip}$$

$$\phi R_n := \phi R_{n1} = 31.669 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

La conexión diseñada es absolutamente satisfactoria

5.6.3. Diseño de conexión de la viga secundaria al alma de la trabe

Los elementos a conectar son las trabes W8X28 y las vigas secundarias W8X13.

5.6.3.1. Resistencia requerida

Esta conexión se realizará mediante una placa de cortante con configuración convencional y se diseñará para cortante simple. Por lo tanto, la resistencia

$$R_u := V_u = 4.704 \text{ kip}$$

Shear V2

Max = 4,704 kip
at 9,908.1 ft
Min = -4,704 kip
at 0,0000 ft

The diagram illustrates a simple shear connection between a column and a beam. Key dimensions and forces are labeled:

- e : Distance from the column face to the center of the beam.
- c : Depth of the column.
- d_{ct} : Top flange thickness of the column.
- d_{cb} : Bottom flange thickness of the column.
- h_o : Clear height of the column.
- d : Total depth of the column.
- R_u or R_a : Factored shear force or axial force applied to the beam.
- Setback : Distance from the column face to the start of the beam.
- $\text{Simple shear connection}$: Label for the connection type.

117

$$d_c := 1.5 \text{ in}$$

Además, la distancia de retiro de la vigueta con respecto al alma de la viga conectada será:

$$S_b := 0.5 \text{ in}$$

De esto se deduce que:

$$e := c + S_b = 4 \text{ in}$$

$$h_0 := d_{b3} - 2 d_c = 4.99 \text{ in}$$

5.6.3.3. Revisión de la resistencia de la sección reducida de la viga

La resistencia a flexión de la sección rectangular que queda luego del despatín se calcula mediante AISC 360-16 Sección F11:

$$\begin{aligned} L_b &:= c = 3.5 \text{ in} & d &:= h_0 = 4.99 \text{ in} & t &:= t_{wb3} = 0.23 \text{ in} \\ \frac{L_b \cdot d}{t^2} &= 330.151 & \frac{0.08 E}{F_y} &= 64.444 & \frac{1.9 E}{F_y} &= 1530.556 \end{aligned}$$

Se observa que:

$$\frac{0.08 E}{F_y} < \frac{L_b \cdot d}{t^2} \leq \frac{1.9 E}{F_y}$$

Por lo tanto, se aplica el estado límite de pandeo lateral torsional y se calcula el momento resistente de la siguiente forma:

a) Se calcula el coeficiente de modificación según Manual AISC 9-15:

$$C_b := \left(3 + \ln \left(\frac{L_b}{d_{b3}} \right) \right) \left(1 - \frac{d_c}{d_{b3}} \right) = 1.766$$

b) Se calcula el módulo elástico neto de la sección reducida:

$$S_{net} := \frac{t_{wb3} \cdot h_0^2}{6} = 0.955 \text{ in}^3$$

c) Se calcula el módulo plástico neto de la sección reducida:

$$Z_{net} := \frac{t_{wb3} \cdot h_0^2}{4} = 1.432 \text{ in}^3$$

d) Se determina el momento nominal según AISC 360-16 F11-2:

$$M_y := F_y \cdot S_{net} = 34.362 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$M_n := C_b \cdot \left(1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b \cdot d}{t^2} \right) \cdot \frac{F_y}{E} \right) M_y = 85.44 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

$$M_p := F_y \cdot Z_{net} = 51.543 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

Por lo tanto, se toma el menor entre Mn y Mp:

$$M_n := M_p = 51.543 \text{ kip} \cdot \text{in}$$

e) La resistencia disponible de la sección reducida es:

$$\phi_b := 0.9$$

$$\phi_b R_n := \phi_b \cdot \frac{M_n}{e} = 11.597 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

5.6.3.4. Cantidades y tipos de pernos a utilizar

Se especifica el uso de pernos de alta resistencia tipo A325 con la rosca sin excluir del plano de corte y con diámetro de 1/2 plg.

$$d_b := 0.5 \text{ in} \quad A_b := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 0.196 \text{ in}^2$$

De la Tabla J3.2 de AISC 360-16 se obtuvo el esfuerzo de tensión nominal y esfuerzo de corte nominal de los pernos:

$$F_{nt} := 90 \text{ ksi}$$

$$F_{nv} := 54 \text{ ksi}$$

De la ecuación AISC 360-16 J3-1 se deduce que la cantidad de pernos que se necesita para proveer la suficiente resistencia a corte es:

$$n := \frac{R_u}{\phi \cdot (F_{nv} \cdot A_b)} = 0.592$$

A pesar de lo obtenido, se especifica el uso de 2 pernos, que es lo mínimo establecido en el Manual AISC para este tipo de conexión.

5.6.3.5. Propuesta de la placa de cortante

Se especifica una placa rectangular de Acero A36 con espesor de 1/4 plg, altura de 4-1/2 plg y largo de 3-1/2 plg.

$$t_{placa} := 0.25 \text{ in} \quad h_{placa} := 4.5 \text{ in} \quad L_{placa} := 3.5 \text{ in}$$

5.6.3.6. Revisión de las limitaciones geométricas de la conexión

a) Se especifica que los 2 pernos de 1/2 plg sean de agujero estándar por lo que, según la Tabla J3.3. de AISC 360-16 el diámetro del agujero es:

$$d_{ag} := \frac{9}{16} \text{ in}$$

b) Se especifica un espaciamiento entre pernos de 3 pulgadas según lo recomendado por el Manual de AISC para este tipo de conexión.

$$S := 3 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J3, el espacio mínimo y máximo entre pernos es:

$$S_{min} := 2 \frac{2}{3} \cdot d_b = 1.333 \text{ in}$$

$$S_{max} := 14 \cdot t_{placa} = 3.5 \text{ in}$$

$$S_{min} < S < S_{max}$$

El espaciamiento propuesto cumple lo estipulado.

c) La distancia vertical de centro del perno al borde es:

$$L_{ev} := \frac{h_{placa} - S}{2} = 0.75 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J3, la distancia del perno al borde máxima y mínima se calcula de la siguiente forma:

$$C_2 := 0$$

$$L_{min} := \frac{3}{4} \text{ in} + C_2 = 0.75 \text{ in}$$

$$L_{max} := 12 \cdot t_{placa} = 3 \text{ in}$$

$$L_{min} \leq L_{ev} \leq L_{max}$$

La distancia vertical de perno a borde es adecuada.

- d) Se especifica que las distancias horizontales del centro del perno al borde sean 2 plg al borde interno y 1-1/2 plg al borde externo.

$$a := 2 \text{ in} \quad L_{eh} := 1.5 \text{ in}$$

Se verifica según el Manual de AISC Sección 10 que:

$$a \leq 3 \frac{1}{2} \text{ in}$$
$$2 \cdot d_b = 1 \text{ in} \quad L_{eh} > 2 \cdot d_b$$

Las distancias horizontales propuestas son adecuadas.

5.6.3.7. Diseño y revisión de la soldadura de la placa a la columna

Se especifica que esta conexión se realice mediante soldadura de filete en el borde de la placa con Electrodo E70, tamaño nominal de 1/8 plg y a lo largo de 4 plg de longitud nominal de soldadura.

$$L := 3 \text{ in} \quad w := \frac{1}{8} \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J2; el tamaño mínimo de la soldadura, teniendo en cuenta el espesor de la placa de 1/4" es 1/8" y el tamaño máximo es 1/4" – 1/16" = 3/16", por lo que el tamaño propuesto es adecuado.

Además:

$$\frac{L}{w} = 24$$

Dado que $L/w < 100$, la longitud efectiva de soldadura es igual a la longitud real de soldadura.

$$L = 3 \text{ in}$$

Además, se verifica que $L/w > 4$ según AISC 360-16 Sección J2.2b.

Según AISC 360-16 AISC 360-16 J2-3, la resistencia de diseño de la soldadura de filete a corte considerando electrodo E70:

$$\phi := 0.75$$

$$F_{EXX} := 70 \text{ ksi}$$

$$F_{nw} := 0.6 \cdot F_{EXX} = 42 \text{ ksi}$$

$$A_{we} := L \cdot (0.707 \cdot w) = 0.265 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 8.351 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

5.6.3.8. Revisión de las resistencias disponibles de aplastamiento y desgarre en las perforaciones de los pernos.

Según AISC 360-16 Sección J3-10, la resistencia disponible de materiales conectados con pernos de perforación estándar se calcula:

a) Por aplastamiento:

Según AISC 360-16 J3-6a, considerando la deformación en las perforaciones, la resistencia para 2 pernos es:

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_n := \phi (2.4 d \cdot t \cdot F_u) = 24.012 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

b) Por desgarre:

Se determina el menor entre la distancia entre bordes de agujeros y la distancia del borde del agujero al borde del material.

$$l_{c1} := S - \frac{d_{ag}}{2} - \frac{d_{ag}}{2} = 2.438 \text{ in}$$

$$l_{c2} := L_{ev} - \frac{d_{ag}}{2} = 0.469 \text{ in}$$

$$l_c := l_{c2} = 0.469 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 J3-6c, considerando la deformación en las perforaciones, la resistencia para 2 pernos es:

$$\phi := 0.75$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (1.2 l_c \cdot t \cdot F_u) (n) = 11.256 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

5.6.3.9. Revisión de la resistencia de la placa de cortante

a) Resistencia de la placa a corte:

Según AISC 360-16 J4-3 la resistencia disponible para fluencia en corte:

$$\phi := 1$$

$$A_{gv} := h_{placa} \cdot t_{placa} = 1.125 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.6 F_y \cdot A_{gv}) = 24.3 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

Según AISC 360-16 J4-4 la resistencia disponible para ruptura en corte:

$$\phi := 0.75$$

$$A_{nv} := (h_{placa} - 2 d_{ag}) \cdot t_{placa} = 0.844 \text{ in}^2$$

$$\phi R_n := \phi \cdot (0.6 F_u \cdot A_{nv}) = 22.022 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

b) Resistencia del bloque de corte:

Según AISC 360-16 J4-5 la resistencia disponible del bloque del corte se calcula:

$$\phi := 0.75$$

$$A_{gv} := (h_{placa} - L_{ev}) \cdot t_{placa} = 0.938 \text{ in}^2$$

$$A_{nv} := \left(h_{placa} - \frac{3}{2} d_{ag} - L_{ev} \right) \cdot t_{placa} = 0.727 \text{ in}^2$$

$$A_{nt} := \left(L_{eh} - \frac{d_{ag}}{2} \right) \cdot t_{placa} = 0.305 \text{ in}^2$$

$$\phi R_{n1} := \phi \cdot (0.6 F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 32.217 \text{ kip}$$

$$\phi R_{n2} := \phi \cdot (0.6 F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt}) = 28.441 \text{ kip}$$

$$\phi R_n := \phi R_{n2} = 28.441 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

5.6.3.10. Revisión de la conexión por carga excéntrica

De la Tabla 10-9 del Manual de AISC se obtuvo que la excentricidad es:

$$e := \frac{a}{2} = 1 \text{ in}$$

De la Tabla 7-6 del Manual de AISC se obtuvo el coeficiente para grupos de pernos cargados excéntricamente:

$$C := 1.63$$

Según Manual AISC 7-19 se calcula la resistencia disponible de los pernos ante carga excéntrica:

$$\phi R_n = \phi C r_n$$

Se calcula r_n como el menor valor obtenido de la resistencia por corte, aplastamiento y desgarre para un perno.

a) Por corte:

$$\phi R_{n1} := \phi \cdot C \cdot F_{nv} \cdot A_b = 12.962 \text{ kip}$$

b) Por aplastamiento:

$$\phi R_{n2} := \phi \cdot C \cdot (2.4 d \cdot t \cdot F_u) = 19.57 \text{ kip}$$

c) Por desgarre:

$$\phi R_{n3} := \phi \cdot C \cdot (1.2 l_e \cdot t \cdot F_u) = 9.173 \text{ kip}$$

$$\phi R_n := \phi R_{n3} = 9.173 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

La conexión diseñada es absolutamente satisfactoria

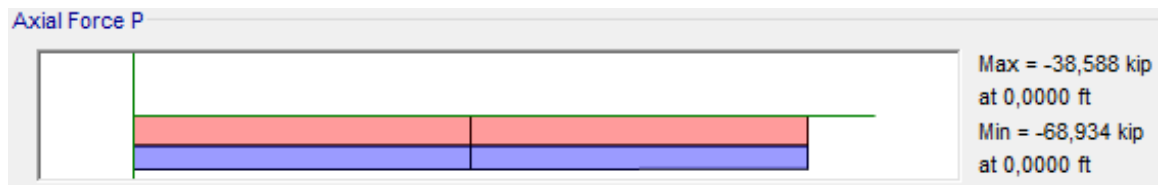
5.6.4. Diseño de conexión resistente a momento de la placa base y el anclaje

5.6.4.1. Resistencia requerida

Del software se obtiene la carga axial actuante:

$$P_u := 68.93 \text{ kip}$$

Figura 5.48. Carga axial actuante en la columna W10X68

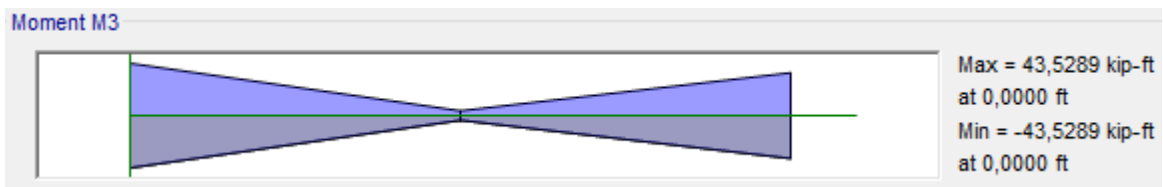


Fuente: ETABS 2017.

Del software se obtiene el momento actuante:

$$M_u := 43.53 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Figura 5.49. Momento actuante en la columna W10x68

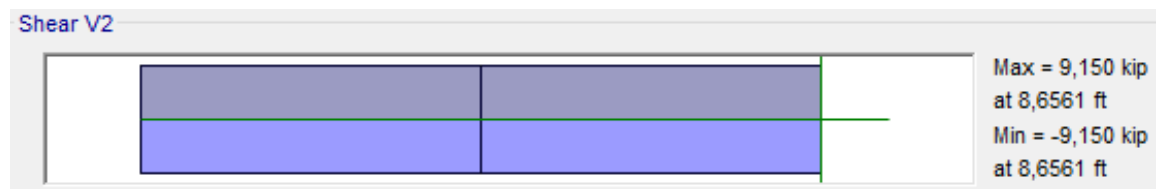


Fuente: ETABS 2017.

Del software se obtiene el cortante requerido:

$$V_u := 9.15 \text{ kip}$$

Figura 5.50. Cortante requerido en la columna W10X68



Fuente: ETABS 2017

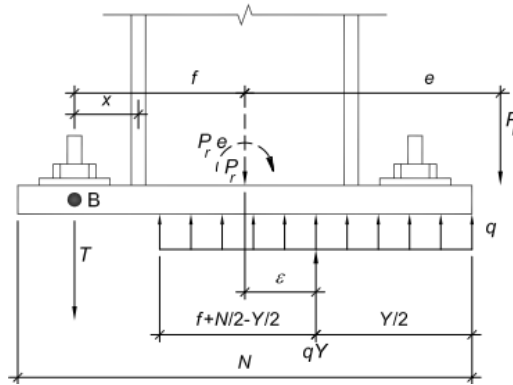
5.6.4.2. Dimensionamiento de la placa base

- a) Considerando la separación de los pernos de las anclas, se propone una placa base cuadrada de 16 plg de largo por 16 plg de ancho.

$$N := 16 \text{ in}$$

$$B := 16 \text{ in}$$

Figura 5.51. Placa base con momento grande



Fuente: AISC Steel Design Guide 1 (2006)

b) Se determina la excentricidad equivalente.

$$e := \frac{M_u}{P_u} = 7.578 \text{ in}$$

c) Se determina la excentricidad crítica:

El área de la placa base es:

$$A_1 := B \cdot N = 256 \text{ in}^2$$

Se propone un pedestal cuadrado de 23 plg de largo por 23 plg de ancho por lo que su correspondiente área es:

$$A_2 := 23 \text{ in} \cdot 23 \text{ in} = 529 \text{ in}^2$$

Se determina el esfuerzo disponible al aplastamiento del concreto según ACI 318-14 Tabla 14.5.6.1. de la siguiente forma:

$$\phi := 0.65$$

$$f_{pmax} := \phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 3.971 \text{ ksi}$$

Según AISC Steel Design Guide 1 Sección 3.4. la excentricidad crítica se calcula de la siguiente forma:

$$q_{max} := f_{pmax} \cdot B = 63.538 \frac{\text{kip}}{\text{in}}$$

$$e_{crit} := \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2 \cdot q_{max}} = 7.458 \text{ in}$$

Visto que la excentricidad equivalente es mayor que la excentricidad crítica, se determina que la magnitud del momento que actúa en la placa base es grande relativamente a la carga axial, lo que significa que existe tensión en las varillas de anclaje.

d) Se especifica que la distancia del ancla al borde de la placa sea de 1 plg.

$$L := 1 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J3, la distancia del perno al borde máxima y mínima considerando el diámetro de perno y espesor de placa determinado se calcula de la siguiente forma:

$$L_{min} := \frac{7}{8} \text{ in} + C_2 = 0.875 \text{ in}$$

$$L_{max} := 6 \text{ in}$$

$$L_{min} < L < L_{max}$$

e) Se determina la longitud portante.

La distancia del ancla al centro de la placa base es:

$$f := \frac{N}{2} - L = 7 \text{ in}$$

Según AISC Steel Design Guide 1 Ecuación 3.4.3, la longitud portante se calcula como la menor entre:

$$Y_1 := \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 28.906 \text{ in}$$

$$Y_2 := \left(f + \frac{N}{2}\right) - \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot P_u \cdot (e + f)}{q_{max}}} = 1.094 \text{ in}$$

$$Y := \min(Y_1, Y_2) = 1.094 \text{ in}$$

f) Se determina la tensión que soportarán las anclas.

$$T_u := q_{max} \cdot Y - P_u = 0.597 \text{ kip}$$

- g) Se determina el espesor mínimo requerido para la placa base que deberá ser el mayor de los tres calculados a continuación:

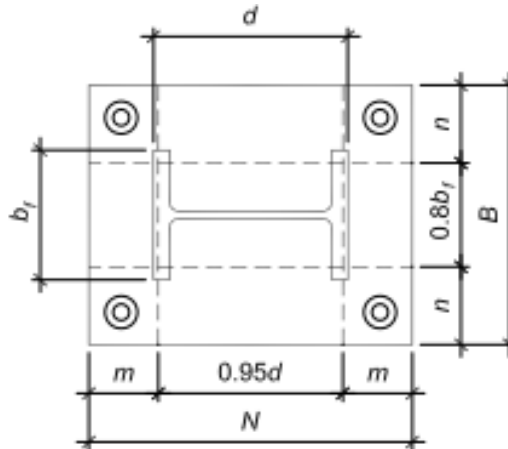
Se calculan las dimensiones m, n, x en la placa base:

$$m := \frac{N - 0.95 \cdot d_c}{2} = 3.06 \text{ in}$$

$$n := \frac{B - 0.8 \cdot b_{fc}}{2} = 3.96 \text{ in}$$

$$x := \frac{N}{2} - \frac{d_c}{2} - L = 1.8 \text{ in}$$

Figura 5.52. Geometría de la placa base



Fuente: AISC Steel Design Guide 1 (2006)

- i. Considerando que $Y \leq m$, según AISC Steel Design 1 Ecuación 3.3.15a el espesor mínimo requerido basado en m es:

$$t_{p_req1} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{f_{pmax} \cdot Y \cdot \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}} = 1.162 \text{ in}$$

- ii. Según AISC Steel Design 1 Ecuación 3.4.7a el espesor mínimo requerido basado en x es:

$$t_{p_req2} := 2.11 \cdot \sqrt{\frac{T_u \cdot x}{F_y \cdot B}} = 0.091 \text{ in}$$

iii. El espesor mínimo requerido basado en n es:

$$t_{p_req3} := 1.5 \cdot n \cdot \sqrt{\frac{f_{pmaz}}{F_y}} = 1.973 \text{ in}$$

Por lo tanto, se propone un espesor de 2 plg para la placa base.

$$t_p := 2 \text{ in}$$

5.6.4.3. Diseño de la conexión soldada entre la columna y la placa base

5.6.4.3.1. Resistencia requerida de la soldadura

La soldadura será diseñada para resistir las fuerzas generadas por el momento en ambos patines de la columna las cuales causan volteo en ésta y por ende, tienen tendencia a provocar que la placa base y la columna se separen.

Por lo tanto, la resistencia requerida de la soldadura es:

$$R_u := \frac{M_u}{d_c - t_{fc}} = 54.243 \text{ kip}$$

5.6.4.3.2. Revisión de la soldadura propuesta

Se propone soldadura de filete de tamaño 3/8 plg y longitud efectiva de 14 plg que se podrá desarrollar soldando a ambos lados del patín.

$$L := 14 \text{ in} \quad w := 0.375 \text{ in}$$

Según AISC 360-16 Sección J2; el tamaño mínimo de la soldadura, teniendo en cuenta el espesor del patín de 0.77 plg es 5/16" y el tamaño máximo es 0.77" – 1/16" = 0.71", por lo que el tamaño propuesto es adecuado.

Además:

$$\frac{L}{w} = 37.333 \text{ in}$$

Dado que $L/w < 100$, la longitud efectiva de soldadura es igual a la longitud real de soldadura.

$$L = 14 \text{ in}$$

Además, se verifica que $L/w > 4$ según AISC 360-16 Sección J2.2b.

Según AISC 360-16 AISC 360-16 J2-3, la resistencia de diseño de la soldadura de filete a corte considerando electrodo E70:

$$\phi := 0.75$$

$$F_{EXX} := 70 \text{ ksi}$$

$$F_{nw} := 0.6 \cdot F_{EXX} = 42 \text{ ksi}$$

$$A_{we} := L \cdot (0.707 \cdot w) = 3.712 \text{ in}$$

$$\phi R_n := \phi \cdot F_{nw} \cdot A_{we} = 116.928 \text{ kip}$$

$$\phi R_n > R_u$$

5.6.4.4. Diseño del anclaje a tracción

Se especifican 4 anclas de material ASTM F1554 Grado 36 con diámetro de 5/8 plg, de las cuales 2 de ellas estarán sometidas a tensión y 2 de ellas a corte.

$$d_a := \frac{5}{8} \text{ in} \quad f_{uta} := 58 \text{ ksi}$$

Se proponen las distancias del centro del ancla a los bordes del pedestal en cada dirección iguales entre sí:

$$c_{a1} := 4.5 \text{ in} \quad c_{a2} := 4.5 \text{ in}$$

De dichas distancias se determina que la mayor y la menor es:

$$c_{amin} := 4.5 \text{ in} \quad c_{amax} := 4.5 \text{ in}$$

Se determina que el espaciamiento entre anclas es:

$$S := 14 \text{ in}$$

El número de roscas por pulgada de las barras de anclaje según la Tabla 7-17 del Manual AISC es:

$$n_t := 11$$

Se determina el área transversal efectiva a tensión de los pernos de las anclas:

$$A_{seN} := \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743 \text{ in}}{n_t} \right)^2 = 0.226 \text{ in}^2$$

5.6.4.4.1. Revisión de la resistencia de las anclas a tensión

Según ACI 318-14 Sección 17.4.1.2. la resistencia a tensión de 2 anclas es:

$$\phi := 0.75$$

$$N_{sa} := n \cdot f_{uta} \cdot A_{seN} = 26.216 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot N_{sa} = 19.662 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot N_{sa} > T_u$$

La resistencia de las 2 anclas a tensión es mayor que la tensión requerida para las anclas calculada previamente.

5.6.4.4.2. Revisión de la resistencia al arrancamiento del concreto en tracción del grupo de anclas

a) Según ACI 318-14 Sección 17.4.3.2 la profundidad efectiva embebida del anclaje será la mayor de:

$$\frac{c_{amax}}{1.5} = 3 \text{ in} \qquad \frac{S}{3} = 4.667 \text{ in}$$

$$h_{ef} := 4.667 \text{ in}$$

b) Se calcula el área de la superficie de falla de las anclas:

Según ACI 318-14 Sección 17.4.2.1 el área de la superficie de falla de un ancla se calcula como la proyección en el concreto del ancla hacia afuera en $1.5h_{ef}$ desde el eje del ancla, es decir:

$$A_{NCO} := (c_{amin} + 1.5 h_{ef})^2 = 132.262 \text{ in}^2$$

Dado que no hay traslape en las áreas proyectadas de la superficie de falla de los 2 pernos, el área proyectada correspondiente a las 2 anclas es:

$$A_{NC} := A_{NCO} \cdot 2 = 264.523 \text{ in}^2$$

c) Se determina la resistencia básica al arrancamiento del concreto:

Para anclajes preinstalados se tiene que:

$$k_c := 24$$

Según ACI 318-14 Sección 17.2.6. el factor de modificación λ_a para concreto de peso normal y anclajes preinstalados es:

$$\lambda := 1$$

$$\lambda_a := 1 \cdot \lambda = 1$$

Por lo tanto, según ACI 318-14 Sección 17.4.2.2. la resistencia básica al arrancamiento del concreto de un ancla en tracción es:

$$N_b = k_c \cdot \lambda_a \cdot \sqrt[2]{f'_c} \cdot h_{ef}^{1.5} = 17.11 \text{ kip}$$

d) Debido a que no se presentan cargas excéntricas, se tiene excentricidad nula y entonces, el factor de modificación de resistencia a arrancamiento por cargas excéntricas es:

$$\Psi_{ecN} := 1$$

e) Se determina el factor de modificación de resistencia a arrancamiento por efectos de bordes:

Dado que:

$$c_{amin} < 1.5 h_{ef}$$

Se calcula el factor por efectos de borde según ACI 318-14 Ecuación 17.4.2.5.b:

$$\Psi_{edN} := 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_{amin}}{1.5 h_{ef}} = 0.893$$

f) Según ACI 318-14 Sección 17.4.2.6. en concreto no fisurado, el factor de modificación de resistencia a arrancamiento por fisuración del concreto es:

$$\Psi_{cN} := 1.25$$

g) Según ACI 318-14 Sección 17.4.2.7. considerando anclaje preinstalado, el factor de modificación de resistencia por anclaje postinstalado es:

$$\Psi_{cpN} := 1$$

h) Según ACI 318-14 Sección 17.3.3. el factor de reducción de resistencia es:

$$\phi := 0.7$$

Finalmente, se determina la resistencia al arrancamiento del concreto del anclaje en tracción según ACI 318-14 Ecuación 17.4.2.1b:

$$N_{cbg} := \frac{A_{NC}}{A_{NCO}} \cdot \Psi_{ecN} \cdot \Psi_{edN} \cdot \Psi_{cN} \cdot \Psi_{cpN} \cdot N_b = 38.192 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot N_{cbg} = 26.734 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot N_{cbg} > T_u$$

La resistencia al arrancamiento del concreto es mayor que la tensión requerida.

5.6.4.4.3. Revisión de la resistencia a la extracción del anclaje por deslizamiento en tracción

a) Según ACI 318-14 Sección 17.4.3.6. en concreto no fisurado, el factor de modificación de resistencia a extracción por fisuración del concreto es:

$$\Psi_{cP} := 1.4$$

b) Se calcula la resistencia a la extracción por deslizamiento en tracción de una barra de anclaje:

Según PCA 2008 Tabla 34-2 el área neta de apoyo de la cabeza hexagonal en el extremo inferior de la barra de anclaje de diámetro 5/8 es:

$$A_{brg} := 0.671 \text{ in}^2$$

Por lo tanto, la resistencia a la extracción de una barra de anclaje según ACI 318-14 Ecuación 17.4.3.4. es:

$$N_p := 8 \cdot A_{brg} \cdot f'_c = 26.84 \text{ kip}$$

c) Según ACI 318-14 Sección 17.3.3. el factor de reducción de resistencia es:

$$\phi := 0.70$$

Finalmente, se determina la resistencia a la extracción del anclaje según ACI 318-14 Ecuación 17.4.3.1:

$$N_{pn} := n \cdot \Psi_{cP} \cdot N_p = 75.152 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot N_{pn} = 52.606 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot N_{pm} > T_u$$

La resistencia a la extracción del anclaje por deslizamiento en tracción es mayor que la tensión requerida.

5.6.4.4. Revisión de la resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tracción en un anclaje con cabeza

Según ACI 318-14 Sección 17.4.4 teniendo en cuenta que $h_{ef} < 2.5 \cdot c_{a1}$, la resistencia al desprendimiento lateral del concreto no necesita revisarse.

5.6.4.5. Revisión de los requerimientos del concreto por el diseño sísmico del anclaje a tensión

Según ACI 318-14 Sección 17.2.3.4.4. en el diseño de estructuras sísmicas, la resistencia del concreto que se determina a continuación debe ser mayor que la resistencia del anclaje para permitir un mecanismo de falla dúctil.

La resistencia del anclaje a tensión resultó ser:

$$\phi N_{sa} = 19.662 \text{ kip}$$

Las resistencias del concreto en tracción producto del anclaje son:

$$0.75 \cdot \phi N_{cbg} = 20.051 \text{ kip}$$

$$0.75 \cdot \phi N_{pm} = 39.455 \text{ kip}$$

$$0.75 \cdot \phi N_{cbg} < \phi N_{sa}$$

El requerimiento se ha cumplido pues las resistencias del concreto son mayores que las del acero del anclaje garantizando que no se presenta fisuración en el concreto debido a su mayor resistencia.

5.6.4.5. Revisión del anclaje a cortante

La profundidad propuesta del pedestal (miembro donde se conecta el anclaje) es:

$$h_a := 3.875 \text{ ft}$$

Se determina el área transversal efectiva a corte de los pernos de las anclas:

$$A_{seV} := \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743 \text{ in}}{n_t} \right)^2 = 0.226 \text{ in}^2$$

5.6.4.5.1. Revisión de la resistencia de las anclas a corte

Según ACI 318-14 Sección 17.5.1.2. la resistencia a corte de 2 anclas a corte es:

$$\phi := 0.65$$

$$V_{sa} := n \cdot 0.6 \cdot A_{seV} \cdot f_{uta} = 15.73 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot V_{sa} = 10.224 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot V_{sa} > V_u$$

La resistencia de las 2 anclas a corte es mayor que el cortante requerido mostrado previamente.

5.6.4.5.2. Revisión de la resistencia al arrancamiento del concreto del anclaje a cortante

a) Se calcula el área de la superficie de falla de las anclas:

Según el Comentario de ACI 318-14 Sección 17.5.2.1 el área proyectada de la superficie de falla de un ancla cuando $h_a > 1.5 \cdot c_{a1}$ y $c_{a2} < 1.5 \cdot c_{a1}$ se determina de la siguiente forma:

$$A_{Vco} := (c_{a2} + 1.5 \cdot c_{a1}) \cdot 1.5 \cdot c_{a1} = 75.938 \text{ in}^2$$

Dado que no hay traslape en las áreas proyectadas de la superficie de falla de los 2 pernos, el área proyectada correspondiente a las 2 anclas es:

$$A_{Vc} := A_{Vco} \cdot 2 = 151.875 \text{ in}^2$$

b) Se determina la resistencia básica al arrancamiento del concreto:

Según ACI 318-14 Sección 17.5.2.2. la longitud de apoyo de carga del anclaje en cortante para anclajes de rigidez constante es:

$$l_e := h_{ef} = 4.667 \text{ in}$$

Según ACI 318-14 Sección 17.5.2.2. la resistencia básica al arrancamiento por cortante del concreto del anclaje debe ser la menor de las siguientes:

$$V_{b1} = \left(7 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \cdot \sqrt{d_a} \right) \cdot \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (c_{a1})^{1.5} = 208.285 \text{ kip}$$

$$V_{b2} = 9 \lambda_a \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (c_{a1})^{1.5} = 6.075 \text{ kip}$$

$$V_b := \min(V_{b1}, V_{b2}) = 6.075 \text{ kip}$$

- c) Debido a que no se presentan cargas excéntricas, se tiene excentricidad nula y entonces, el factor de modificación de resistencia a arrancamiento por cargas excéntricas es:

$$\Psi_{ecV} := 1$$

- d) Se determina el factor de modificación de resistencia a arrancamiento por efectos de bordes:

Dado que:

$$c_{a2} < 1.5 c_{a1}$$

Se calcula el factor por efectos de borde según ACI 318-14 Ecuación 17.5.2.6b:

$$\Psi_{edV} := 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_{a2}}{1.5 c_{a1}} = 0.9$$

- e) Según ACI 318-14 Sección 17.5.2.7. en concreto no fisurado, el factor de modificación de resistencia a arrancamiento por fisuración del concreto es:

$$\Psi_{cV} := 1.4$$

- f) Según ACI 318-14 Sección 17.5.2.8. el factor de modificación para anclajes ubicados en elementos de concretos donde $h_a > 1.5 \cdot c_{a1}$ es:

$$\Psi_{hV} := 1$$

- g) Según ACI 318-14 Sección 17.3.3. el factor de reducción de resistencia es:

$$\phi := 0.70$$

Finalmente, se determina la resistencia al arrancamiento del concreto del anclaje en cortante según ACI 318-14 Ecuación 17.5.2.1b:

$$V_{cbg} := \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \cdot \Psi_{ecV} \cdot \Psi_{edV} \cdot \Psi_{cV} \cdot \Psi_{hV} \cdot V_b = 15.309 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot V_{cbg} = 10.716 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot V_{cbg} > V_u$$

La resistencia al arrancamiento en cortante del concreto es mayor que el cortante requerido.

5.6.4.5.3. Revisión de la resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo del anclaje sometido a cortante

a) Dado que $h_{ef} > 2.5 \text{ plg}$, según ACI 318-14 Sección 17.5.3.1. se tiene que:

$$k_{cp} := 2$$

b) Según ACI 318-14 Sección 17.5.3.1. y el análisis de las anclas a tensión se determina que para anclajes preinstalados:

$$N_{cpq} := N_{cbg} = 38.192 \text{ kip}$$

c) Según ACI 318-14 Sección 17.3.3. el factor de reducción de resistencia es:

$$\phi := 0.70$$

Finalmente, se determina la resistencia al desprendimiento del concreto por cabeceo según ACI 318-14 Ecuación 17.5.3.1b:

$$V_{cpq} := k_{cp} \cdot N_{cpq} = 76.383 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot V_{cpq} = 53.468 \text{ kip}$$

$$\phi \cdot V_{cpq} > V_u$$

La resistencia del concreto al desprendimiento por cabeceo del anclaje es mayor que el cortante requerido.

5.6.4.6. Interacción de las fuerzas de tracción y cortante en el anclaje

La resistencia de diseño y la resistencia requerida a tracción en el anclaje respectivamente son:

$$\phi N_n := \phi N_{sa} = 19.662 \text{ kip} \quad N_{uag} := T_u = 0.597 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño y la resistencia requerida a cortante en el anclaje respectivamente son:

$$\phi V_n := \phi V_{sa} = 10.224 \text{ kip} \quad V_{uag} := V_u = 9.15 \text{ kip}$$

Según ACI 318-14 Sección 17.6.3. la interacción de las fuerzas de tracción y cortante es aceptable si:

$$\frac{N_{uag}}{\phi N_n} + \frac{V_{uag}}{\phi V_n} < 1.2$$

Por lo tanto:

$$\frac{N_{uag}}{\phi N_n} + \frac{V_{uag}}{\phi V_n} = 0.925$$

Puesto que la condición se cumple se puede asegurar que la interacción de las fuerzas en el anclaje es aceptable.

La conexión de la placa base y el anclaje son completamente satisfactorios

5.7. Diseño de la Losacero de Entrepiso

5.7.1. Dimensionamiento propuesto de la losa

Se especifica que la losacero tenga un espesor total de 5 plg con lámina troquelada Calibre 20 y espesor de la capa de concreto sobre la cresta de 3 plg.

Los parámetros geométricos de la losa se obtuvieron de CMC Design Manual and Catalog of Steel Deck Products y se muestran a continuación:

- El ancho unitario de la losa es:

$$b := 12 \text{ in}$$

- El espesor total de la losa es:

$$h := 5 \text{ in}$$

- La distancia de la parte alta al centroide de la lámina es:

$$d := 4 \text{ in}$$

- El área de lámina de acero por unidad de losa es:

$$A_s := 0.54 \text{ in}^2$$

- El espesor de concreto sobre la lámina es:

$$h_c := 3 \text{ in}$$

- La distancia entre centros de las costillas de la lámina es:

$$C_s := 12 \text{ in}$$

- El ancho promedio de costilla de la lámina es:

$$W_r := 6 \text{ in}$$

- La profundidad de la lámina es:

$$d_d := 2 \text{ in}$$

- El área de fondo de cresta por unidad de losa es:

$$A_{bf} := 0.179 \text{ in}^2$$

- El área del alma de la lámina es:

$$A_{webs} := 0.16 \text{ in}^2$$

- El ancho corto de la costilla es:

$$W_{rs} := 5 \text{ in}$$

- El ancho largo de la costilla es:

$$W_{re} := 7 \text{ in}$$

- El ancho proyectado de la costilla al extremo superior del concreto es:

$$W_{rc} := 10 \text{ in}$$

- El espesor de la lámina es:

$$t := 0.0358 \text{ in}$$

- El momento de inercia de la lámina es:

$$I_{sf} := 0.39 \text{ in}^4$$

5.7.2. Determinación del momento de inercia de la sección compuesta

El método que se aplicará a continuación permite obtener la inercia de una sección de acero equivalente a la inercia de la sección combinada de acero y concreto a través del promedio del momento de inercia de la sección agrietada y el de la no agrietada.

- Momento de inercia de la sección agrietada:

- a) Se calcula la cuantía de acero debido a la lámina:

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.01125$$

- b) Se calcula la relación entre los módulos de concreto y acero:

$$n := \frac{E_s}{E_c} = 9.289$$

- c) Se calcula la distancia del eje neutro de la sección transformada al borde del concreto a través de SDI C-2017 Ecuación A5-1:

$$Y_{cc} := d \cdot \left(\sqrt{2 \rho \cdot n + (\rho \cdot n)^2} - \rho \cdot n \right) = 1.458 \text{ in}$$

- d) Se calcula la distancia del eje neutro de la sección transformada al centroide de la lámina:

$$Y_{cs} := d - Y_{cc} = 2.542 \text{ in}$$

De modo que, el momento de inercia de la sección agrietada transformada a acero según SDI C-2017 Ecuación A5-2:

$$I_c := \frac{b}{3 n} \cdot Y_{cc}^3 + (A_s \cdot Y_{cs}^2) + I_{sf} = 5.214 \text{ in}^4$$

➤ Momento de inercia de la sección no agrietada:

- a) La distancia del eje neutro de la sección transformada al borde del concreto calculada a través de SDI C-2017 Ecuación A5-3 es:

$$Y_{cc} := \frac{0.5 b \cdot h_c^2 + n \cdot A_s \cdot d + W_r \cdot d_d \cdot (h - 0.5 d_d) \cdot \frac{b}{C_s}}{b \cdot h_c + n \cdot A_s + W_r \cdot d_d \cdot \frac{b}{C_s}} = 2.302 \text{ in}$$

- b) La distancia del centroide de la sección transformada al de la lámina es:

$$Y_{cs} := d - Y_{cc} = 1.698 \text{ in}$$

Por lo tanto, el momento de inercia de la sección no agrietada transformada a acero según SDI C-2017 Ecuación A5-4 es:

$$I_u := \frac{b \cdot h_c^3}{12 n} + \frac{b \cdot h_c}{n} \cdot (Y_{cc} - 0.5 h_c)^2 + I_{sf} + A_s \cdot Y_{cs}^2 + \frac{W_r \cdot b \cdot d_d}{n \cdot C_s} \cdot \left(\frac{d_d^2}{12} + (h - Y_{cc} - 0.5 d_d)^2 \right)$$

$$I_u = 11.502 \text{ in}^4$$

Finalmente, el momento de inercia de la sección compuesta se calcula como:

$$I_d := \frac{I_u + I_c}{2} = 8.358 \text{ in}^4$$

5.7.3. Revisión de la deflexión de la losa para el estado límite de servicio

El peso propio de la losa según Anexos G.3. es:

$$w_{pp} := 48 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

Las cargas viva y sobrepuesta actuantes sobre la losa obtenidas del cálculo de cargas gravitacionales son:

$$CV := 51.204 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2} \quad SD := 135.3282 \frac{\text{lb}}{\text{ft}^2}$$

Por lo tanto, las cargas actuantes en servicio son:

$$w_u := CV + CM = 0.2345 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^2}$$

Considerando que el claro más largo sin soportar es:

$$L := 9.9081 \text{ ft}$$

Se calcula la deflexión máxima en la losa considerando la sección transformada a acero y tomando un ancho unitario de losa de 1 pie:

$$w_u := w_u \cdot b = 0.2345 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

$$\Delta_{max} := \frac{5 w_u \cdot L^4}{384 \cdot E_s \cdot I_d} = 0.21 \text{ in}$$

La deflexión máxima admisible según ACI 318-14 Tabla 24.2.2 considerando que los elementos estructurales pueden ser susceptibles a daños por la deflexión es:

$$\Delta_{perm} := \frac{L}{480} = 0.248 \text{ in}$$

$$\Delta_{max} < \Delta_{perm}$$

5.7.4. Revisión de la resistencia a corte

A través de la combinación de cargas crítica y considerando un ancho unitario de losa, se determina el cortante actuante en la losa:

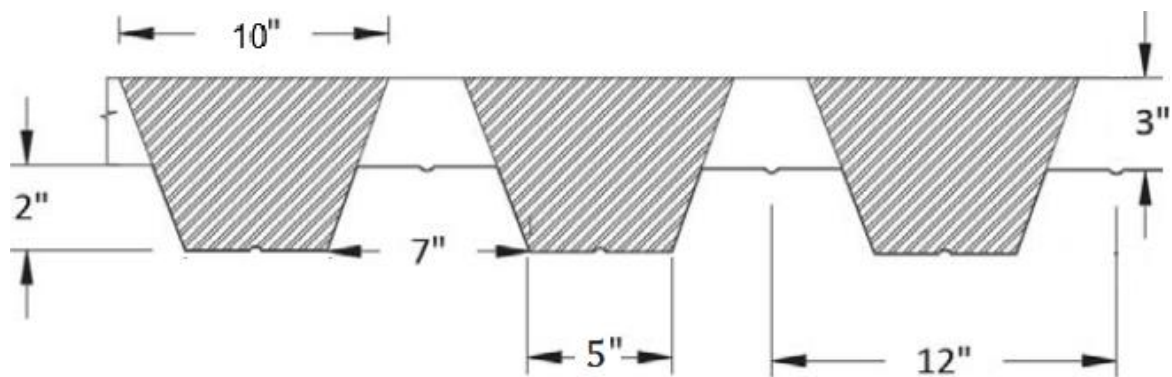
$$w_u := 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV} = 301.92 \text{ psf}$$

$$w_u := w_u \cdot b = 301.92 \frac{\text{lbf}}{\text{ft}}$$

$$V_u := \frac{w_u \cdot L}{2} = 1.496 \text{ kip}$$

El área sombreada en la figura es el área de concreto disponible para resistir el cortante de manera que, al ser el peralte pequeño, las áreas disponibles adyacentes no se traslapan entre sí.

Figura 5.53. Área de concreto disponible a corte



Fuente: Elaboración propia

Por lo que, el área de concreto trabajando a corte es:

$$A_c := \frac{W_{rs} + W_{rc}}{2} \cdot h = 37.5 \text{ in}^2$$

Además, según Anexos G.2., la resistencia a corte que proporciona la lámina es:

$$\phi_s V_D := 2930 \text{ lbf}$$

Finalmente, según SDI C-2017 Ecuaciones 2.4.7a y 2.4.8a, la resistencia disponible a corte de la losa es la menor de:

$$\phi_v := 0.75$$

$$\phi V_{n1} := \phi_v V_c + \phi_s V_D := \phi_v \cdot 2 \sqrt{f'_c} \cdot A_c + \phi_s V_D = 6011 \text{ lbf}$$

$$\phi V_{n2} := \phi_v \cdot 4 \sqrt{f'_c} \cdot A_c := 6161.8788 \text{ lbf}$$

$$\phi V_n := \min(\phi V_{n1}, \phi V_{n2}) = 6011 \text{ lbf}$$

$$\phi_v \cdot V_n > V_u$$

5.7.5. Revisión de la resistencia a flexión

La resistencia requerida a flexión es:

$$M_u := \frac{w_u \cdot L^2}{8} = 3.705 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Para concreto con resistencia a la compresión de 3000 psi, el factor del bloque rectangular equivalente es:

$$\beta_1 := 0.85$$

Se calcula la relación compresión-peralte de la losa según SDI C-2017 Ecuación A4-1:

$$\frac{c}{d} = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 f'_c \cdot d \cdot b \cdot \beta_1} = 0.187$$

Se calcula la relación compresión-peralte de la losa en la condición balanceada según SDI C-2017 Ecuación A4-2:

$$\left(\frac{c}{d}\right)_b := \frac{0.003 (h - d_d)}{\left(\frac{F_y}{E_s} + 0.003\right) \cdot d} = 0.53$$

Dado que la relación compresión peralte es menor que la misma en la condición balanceada se considera que la losa está sub-reforzada.

Se calcula la profundidad desarrollada de concreto en la zona de compresión según SDI C-2017 Ecuación A4-5:

$$a := \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = 0.635 \text{ in}$$

Por lo tanto, el momento nominal para losas sub-reforzadas con pernos de cortante en las vigas según SDI C-2017 Ecuación A4-4 es:

$$M_{nu} := A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5.965 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

Finalmente, la resistencia de diseño a flexión se calcula a través de SDI C-2017 Ecuaciones A4-9 y A4-11a:

$$\phi_s := 0.85$$

$$M_n := M_{nu}$$

$$\phi_s \cdot M_n = 5.071 \text{ kip} \cdot \text{ft}$$

$$\phi_s \cdot M_n > M_u$$

5.7.6. Cálculo de pernos de cortante en la losa

Se calcula la fuerza requerida de anclaje por unidad de losa según SDI C-2017 Ecuación A4-7:

$$F_T := F_y \cdot \left(A_s - \frac{A_{webs}}{2} - A_{bf} \right) = 10.116 \text{ kip}$$

Considerando pernos de corte de $\frac{3}{4}$ plg de diámetro:

$$d_p := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Se calcula la resistencia a corte de un perno de cortante según SDI C-2017 Ecuación A4-8:

$$Q_n := 0.5 \left(\frac{\pi \cdot d_p^2}{4} \right) \cdot \sqrt{f_c' \cdot E_c} = 21.378 \text{ kip}$$

El número mínimo de pernos requerido por unidad de losa para desarrollar la capacidad a momento total de la sección compuesta es:

$$N_{su} := \frac{F_T}{Q_n} = 0.473$$

Por lo que, el espaciamiento máximo de los pernos es:

$$S := \frac{b}{N_{su}} = 2.113 \text{ ft}$$

Se propone colocar pernos de cortante de 3/4 plg a cada 2 pie para que la losa desarrolle totalmente su capacidad a momento.

5.7.7. Determinación del acero de refuerzo del concreto por retracción y temperatura

Según ACI 318-14 Sección 24.4. la cuantía mínima por temperatura y retracción para varillas corrugadas de acero A615 Grado 60 es:

$$\rho_{min} := \frac{0.0018 \cdot 60}{F_y} = 0.0018$$

El área de concreto por unidad de losa es:

$$A_c := \left(\frac{W_{rs} + W_{rc}}{2} \cdot h \right) + \left(\frac{b - W_{rc} + W_{rs}}{2} \cdot h_c \right) = 48 \text{ in}^2$$

Por lo que el área mínima de acero debe ser:

$$A_{smin} := \rho_{min} \cdot A_c = 0.086 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

Proponiendo 2 varillas #3 por pie, se observa que proveen un área de acero de:

$$n_{V\#3} := 2$$

$$A_{V\#3} := 0.11 \text{ in}^2$$

$$A_s := A_{V\#3} \cdot n_{V\#3} = 0.22 \text{ in}^2$$

Se especifica, por lo tanto, una malla electrosoldada de 6plg X 6plg con varillas #3 teniendo un recubrimiento mínimo en el borde de 3/4 plg.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se han llevado a cabo el diseño y análisis sísmico del edificio de la Universidad de Medicina Oriental Japón Nicaragua a través de múltiples normativas, reglamentos y guías tanto de carácter nacional como de carácter internacional de manera que se permita garantizar el cumplimiento de los más altos estándares de calidad y seguridad durante el servicio de la estructura del edificio.

En principio, se determinaron las cargas gravitacionales muertas y vivas actuantes sobre la estructura mediante las diversas disposiciones de RNC-07 para las características de este edificio. Luego, se procedió a realizar el modelo de la estructura en el software de análisis Etabs v.17 donde se introdujeron todos los datos de entrada correspondientes al edificio desde sus características geométricas, tipos de materiales, cargas actuantes hasta las secciones de diseño, las cuales fueron obtenidas por métodos de ensayo y error a fin de alcanzar el diseño más económico y funcional que satisficiera todas las condiciones de estabilidad, rigidez, ductilidad y resistencia aplicables.

Posteriormente, a través de las disposiciones de RNC-07 se llevó a cabo el análisis sísmico del cual se obtuvieron las fuerzas sísmicas utilizadas durante el diseño y los modos de vibración que indicaron que la estructura posee una apropiada configuración sismorresistente. Es importante destacar que el análisis sísmico se realizó mediante los métodos estático y dinámico, los cuales fueron validados mediante la comparativa de los cortantes basales determinados por ambos métodos. Además, se revisaron los desplazamientos laterales para los estados límites de servicio y de colapso que resultaron menores que los máximos aplicables evidenciando así que la estructura presenta un comportamiento sísmico idóneo. Para finalizar el análisis sísmico se revisaron los efectos de segundo orden y se demostró que la estructura tampoco presenta afectaciones de este tipo. También, se determinaron las cargas por viento según RNC-07 a fin de usarlas en las combinaciones de carga pertinentes.

Después, mediante las diversas provisiones de AISC 360-16 y AISC 341-16 se procedió al diseño de los elementos de los marcos especiales a momento como las vigas principales y columnas, así como también, de los elementos secundarios como viguetas y largueros; verificándose en cada caso que los elementos poseen una resistencia mayor a la requerida en base a cada estado límite aplicable.

Luego, a través de las disposiciones de AISC 358-16 se diseñó una conexión precalificada a momento para los marcos especiales asegurando que se cumplen todos los requisitos de precalificación y que cada uno de los elementos que componen la conexión no sólo tienen la resistencia necesaria para superar la resistencia requerida por las cargas actuantes sino también, la resistencia debido a la conexión rígida. Además, se diseñaron las uniones a corte entre las trabes y las columnas, y entre las vigas principales y las secundarias donde se demostró que para cada estado límite aplicable, la resistencia de diseño de la conexión es mayor que la resistencia requerida. Se prosiguió con el diseño sísmico de la conexión a momento de la placa base de la columna y del anclaje de la estructura al pedestal a través de las provisiones de ACI 318-14 donde se evidenció que tanto la placa base como las anclas de acero y el concreto del pedestal tienen la resistencia necesaria para resistir los esfuerzos generados por las cargas actuantes en la base.

Finalmente, se realizó el diseño de la losa de entrepiso garantizando el control de la deflexión en la misma, así como la suficiente resistencia a flexión y cortante para soportar todas las cargas actuantes. Además, se propusieron pernos de cortante a fin de asegurar que la losa desarrolle totalmente su capacidad a momento.

En conclusión, se puede aseverar que, debido al cumplimiento total de las disposiciones de los códigos, guías y reglamentos aplicables nacionales e internacionales y de las filosofías de economía, seguridad y funcionalidad, el diseño sísmico realizado es absolutamente satisfactorio.

RECOMENDACIONES

1. Se necesita someter a procesos de actualización las normativas estructurales de Nicaragua en las cuales se solicite el cumplimiento de estándares más exigentes de calidad en los diseños y análisis estructurales que tomen en cuenta los procesos constructivos y de diseño más modernos y sofisticados.
2. En vista de que gran parte del territorio de Nicaragua es una zona de alta vulnerabilidad sísmica, es necesaria la incorporación de la filosofía de diseño sísmico tomando en cuenta el diseño de los diferentes sistemas estructurales sismorresistentes, así como también, de las diversas conexiones precalificadas para aplicaciones sísmicas.
3. Se recomienda abrir espacios de información donde se puedan dar a conocer características generales de suelo para las diferentes zonas de Nicaragua, o cuando menos, para la ciudad de Managua.
4. Se recomienda que se actualice y se amplíe el material bibliográfico de la biblioteca y hemeroteca que permita incluir información sobre temas de innovación y nuevas tecnologías en la construcción.
5. Se recomienda que dentro de las temáticas abordadas en la carrera de Ingeniería Civil se incluya una asignatura dedicada al diseño sísmico y que se incorpore el aprendizaje de los diferentes softwares de análisis, diseño, dibujo y modelación en las materias que lo ameriten.
6. Se recomienda una introducción más temprana en las asignaturas de Estructuras en el plan de estudios de Ingeniería Civil.
7. Se recomienda alcanzar un mayor enfoque de las materias introductorias a la aplicación de la carrera de Ingeniería Civil.

VII. BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute, (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete* (ACI 318-14). Farmington Hills, Michigan.
- American Institute of Steel Construction, (2019). *Companion to the AISC Steel Construction Manual Version 15.1*. Chicago, Illinois.
- American Institute of Steel Construction, (2011). *Manual Steel Construction 14 Edition*. Chicago, Illinois.
- American Institute of Steel Construction, (2016). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No. 1*. Chicago, Illinois.
- American Institute of Steel Construction, (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (AISC 341-16). Chicago, Illinois.
- American Institute of Steel Construction, (2016). *Specification for Structural Steel Buildings* (AISC 360-16). Chicago, Illinois.
- American Society of Civil Engineers, (2010). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (ASCE 7-16). Reston, Virginia.
- American Welding Society, (2015). *Structural welding Code Steel D1.1*. Miami, Florida.
- Bazán E. y Meli R., (2001). *Diseño sísmico de edificios*. México. Editorial Limusa.
- Blanco E. y Cantú P. (2008). *Especificación Técnica de producto Losacero 25 Cubierta Compuesta Ternium*. México.
- Bowles J., (1993). *Diseño de Acero Estructural*. México. Editorial Limusa.
- Bruneau M., Uang, C. M. y Whittaker, A. (1998). *Ductile Design of Steel Structures*. Editorial McGraw-Hill.

- Carrillo P., (2008). *Influencia del suelo en la respuesta sísmica de las estructuras*. México.
- Carter C. J., (1999). *Steel Design Guide 13: Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications*. Chicago, Illinois.
- Chopra, A. K., (2001). *Dynamics of structures, Theory and applications to earthquake engineering*. Editorial Prentice Hall.
- CMC Joist & Deck, (2017). *Design Manual and Catalog of Steel Deck Products*. Dallas, Texas.
- Colindres Selva R., (1993). *Dinámica de Suelos y Estructuras*. México. Editorial Limusa.
- COVENIN, 1756:2001, (2001). *Edificaciones Sismorresistentes*. Caracas, Venezuela.
- Crisafulli F. J., (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. Quinta Edición. Alacero, Chile.
- Delgado Rojas (2017). *Propuesta metodológica para el diseño de conexiones metálicas precalificadas en Colombia*. Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander.
- Fardis M. N., (2010). *Advances in Performance-Based Earthquake Engineering*. Editorial Springer.
- Federal Emergency Management Agency, (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for new Steel Moment-Frame Buildings* (FEMA 350)
- Fisher J. M. y Kloiber L. A., (2006). *Steel Design 1: Base Plate and Anchor Rod Design*. Second Edition
- López Maltez M., (2012). *Managua 1972*. Managua, Nicaragua.
- McCormac J. y Csernak S., (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. México. Editorial Alfa omega.

- McCormac J. y Brown R., (2011). *Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado*. México. Editorial Alfa omega.
- Meli R., (2000). *Diseño Estructural*. México. Editorial Limusa,
- Mendoza Otero E., Zemeño M. E., Arroyo G. M. y López A., (2015). *Efecto de Viento en Estructuras*. Aguas Calientes, México.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura (2015). *Norma Mínima de Diseño y Construcción General de Acero Estructural (AE-001)*. Managua, Nicaragua.
- Ministerio de Transporte e Infraestructura (2015). *Reglamento Nacional de la Construcción*. Managua, Nicaragua.
- Portland Cement Association, (2008). *Notes on ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete with Design Applications*. Skokie, Illinois.
- Rincón J. S., (2013). *Diseño de conexiones típicas de edificios de acero*. Bogotá, Colombia. Universidad de los Andes.
- Steel Deck Institute, (2017). *Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs (C-2017)*. Chicago, Illinois.
- Segui W. T., (2000). *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. México. Editorial Thomson.
- Tamboli A. R. (2012). *Handbook of Structural Steel Connection Design and Details Second Edition*. New York. Editorial McGraw-Hill
- Vinnakota S., (2006). *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. México. Editorial McGraw-Hill.

ANEXOS

ANEXO A: TABLAS DE CARGA MUERTA

A.1.Cielos rasos

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5
Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Machihembre de ½"	7
Yeso con perfiles de aluminio	8
Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

Fuente: RNC-07

A.2.Materiales almacenables

A. ROCAS	Kg/m ³	C. MATERIALES DIVERSOS	Kg/m ³
Arenisca	2600	Alquitrán	1200
Arenisca porosa y caliza porosa	2400	Asfalto	1300
Basalto, diorita	3000	Caucho en plancha	1700
Calizas compactas y mármoles	2800	Papel	1100
Granito, sienita, diabasa, pórfido	2800	Plástico en plancha	2100
Gneis	3000	Vidrio plano	2600
Mármol	2700		
Pizarra	2800	D. METALES	
B. MADERAS		Acero	7850
Pochote	530	Hierro dulce	7800
Pino Costeño	801	Fundición	7250
Pino Ocote	660	Aluminio	2750
Genízaro	513	Plomo	11400
Cedro Macho	615	Cobre	8900
Cedro Real	481	Bronce	8500
Laurel hembra	561	Zinc	6900
	Kg/m ³		Kg/m ³
Almendo	770	Estaño	7400
Bálsamo	960	Latón	8500
Roble	745	Mercurio	13600
Caoba	500	Níquel	9000
Cortez	960		
Guayabo	738	E. OTROS	
Guayacán	1240	Vidrios	2500
Laurel	565	Concreto asfáltico	2400
Comenegro	950	Concreto estructural	2400
Guapinol	930	Mortero	2200
Níspero	1010	Losetas	2400
Madero Negro	960	Cartón bituminado	600
Mora	920	Asbesto – cemento	2500
Melón	930	Leña	600
Nambar	1100	Tierra	1600

Fuente: RNC-07

A.3.Cubiertas de piso

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Ladrillo de cemento	83
Ladrillo de barro	58
Ladrillo de Cerámica	30
Fibrocemento de 20 mm	22

Fuente: RNC-07

A.4.Paredes

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood ¼" ambas caras	10
Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	228
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de barro de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172
Bloque sólido de barro de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255
Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

Fuente: RNC-07

A.5.Cubiertas de techo

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9
Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Autoportante tipo maxiplac	15
Teja de barro tipo española nacional, saturada. Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	50
Cartón asfáltico de 3 capas	35

Fuente: RNC-07

ANEXO B: TABLAS DE CARGA VIVA

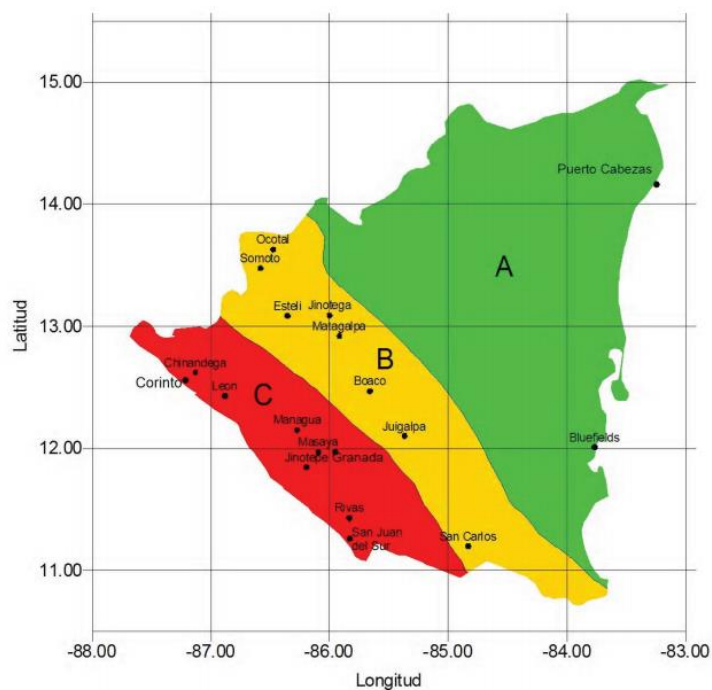
B.1.Cargas vivas unitarias mínimas

DESTINO	MÁXIMA (CV)	INCIDENTAL (CVR)	Notas
Residencial (casas, apartamentos, cuartos de hoteles, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)	200	80	(1)
Salones de clase: Escuelas primarias	250	150	
Secundaria y universidad	250	200	
Hospitales (salas y cuartos), Asilos, Centros de Salud y Clínicas	200	100	
Salas de Operación	400	150	
Oficinas: Despachos	250	100	(2)
Salas de Archivo	500	250	
Bibliotecas: Salones de Lectura	300	150	
Salón de Libros	600	400	
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y Salas de juegos	400	250	
Auditorios, Cines, Templos: Sillas Fijas	350	250	
Sillas móviles	500	250	
Teatros: Vestíbulos	200	80	
Piso del escenario	700	350	
Graderías y tribunas	500	250	
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público);	500	250	(3)
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)	500	350	
Laboratorios	250	125	
Comercio: Ligero	350	300	(4)
Semi-pesado	450	400	(4)
Pesado	550	500	(4)
Fábrica y Talleres: Ligero	400	350	(4)
Semi-pesado	500	450	(4)
Pesado	700	600	(4)
Bodegas: Ligero	450	400	(4)
Semi-pesado	550	475	(4)
Pesado	650	550	(4)
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40	(5)
Techos de losas con pendiente mayor de 5%	50	20	
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)	250	150	(6)
Andamios y cimbra para concreto	150	100	
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	400	200	

Fuente: RNC-07

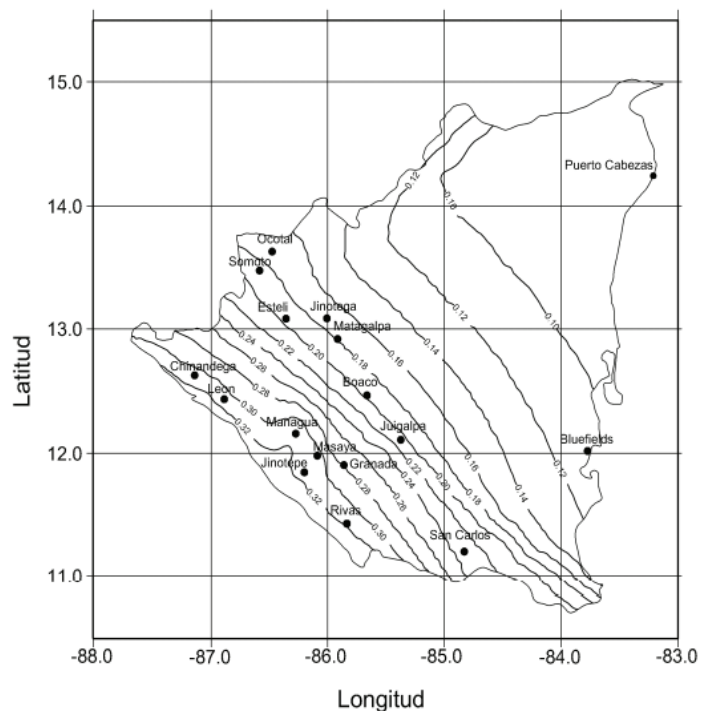
ANEXO C: TABLAS E IMÁGENES UTILIZADAS EN EL ANALISIS SÍSMICO

C.1.Zonificación sísmica de Nicaragua



Fuente: RNC-07

C.2.Mapa de isoaceleraciones



Fuente: RNC-07

C.3. Factores de amplificación por tipo de suelo

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Fuente: RNC-07

C.4. Factores para el cálculo del período máximo

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥ 0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤ 0.1	1.7

Fuente: ASCE 7-10

C.5. Factores para el cálculo del período fundamental aproximado

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

Fuente: ASCE 7-10

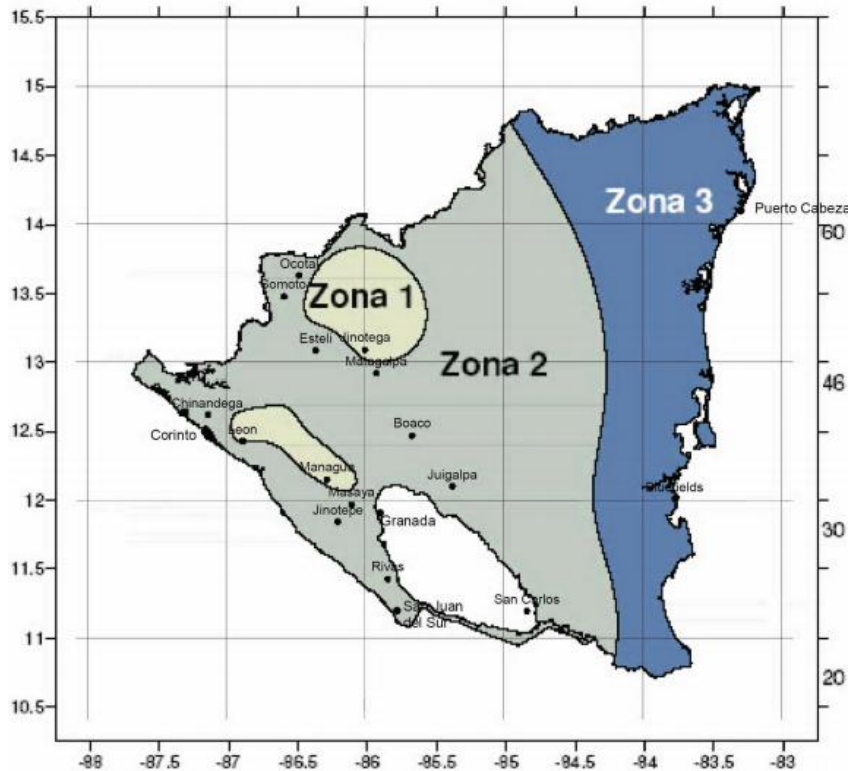
C.6. Distorsiones máximas permitidas

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Fuente: RNC-07

ANEXO D: TABLAS E IMÁGENES UTILIZADAS EN EL CÁLCULO DE CARGAS DEBIDO A VIENTO

D.1. Zonificación eólica de Nicaragua para Análisis por viento



Fuente: RNC-07

D.2. Rugosidad del terreno

Tipos de terreno (Figura)	α	$\bar{\sigma}$, m
R1 Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2 Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3 Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4	0.156	390
R4 Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.17	455

Fuente: RNC-07

D.3. Velocidades regionales

	Importancia de la construcción	
	Periodo de retorno	
Zona	50	200
1	30	36
2	45	60
3	56	70

Fuente: RNC-07

D.5. Factores de topografía y rugosidad del terreno

Tipos de Topografía (Figura)	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.8	0.7	0.66
T2 Valles cerrados	0.9	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.1	0.97	0.9
T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.2	1.06	0.98

Fuente: RNC-07

D.6. Coeficiente C_p para construcciones cerradas

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento*	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados, lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados, lado de barlovento**	$-0.8 < 0.04\theta < -1.6 < 1.8$
Techos curvos	véase Tabla

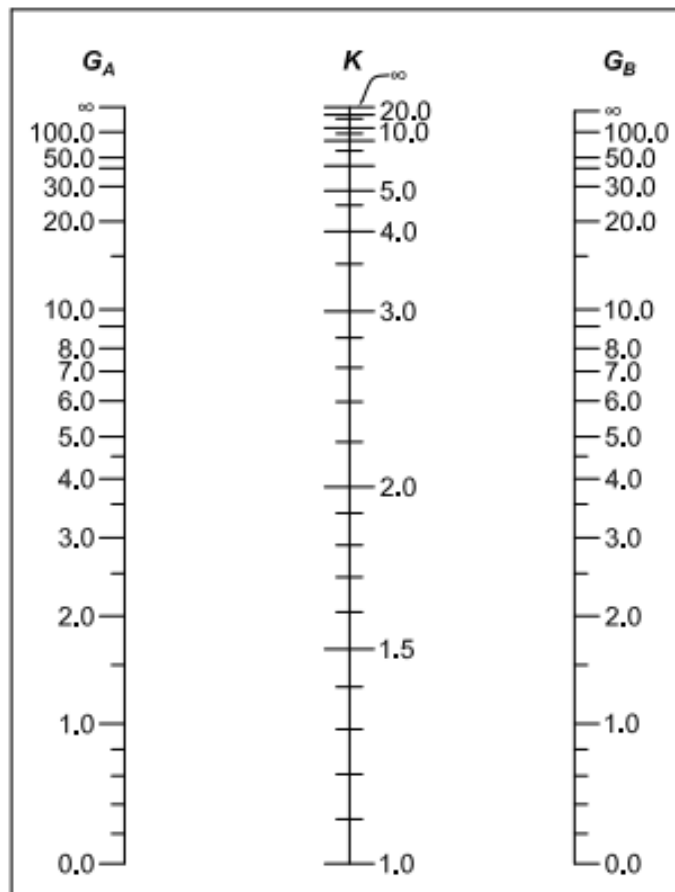
*La succión se considerará constante en toda la altura de la pared de sotavento y se calculará para un nivel z igual a la altura media del edificio.

** θ es el ángulo de inclinación del techo en grados.

Fuente: RNC-07

ANEXO E: NOMOGRAMA DE JACKSON Y MORELAND PARA EL DISEÑO DE COLUMNAS

E.1. Nomograma de marcos a momento



Fuente: AISC 360-16

ANEXO F: TABLAS DE ACERO DE REFUERZO

F.1. Designaciones, áreas, perímetros y pesos de estándar

Varilla núm.	Unidades usuales en EUA		
	Diámetro (plg)	Área de sección transversal (plg ²)	Peso unitario (lb/pie)
3	0.375	0.11	0.376
4	0.500	0.20	0.668
5	0.625	0.31	1.043
6	0.750	0.44	1.502
7	0.875	0.60	2.044
8	1.000	0.79	2.670
9	1.128	1.00	3.400
10	1.270	1.27	4.303
11	1.410	1.56	5.313
14	1.693	2.25	7.650
18	2.257	4.00	13.600

Fuente: McCormac y Brown (2011)

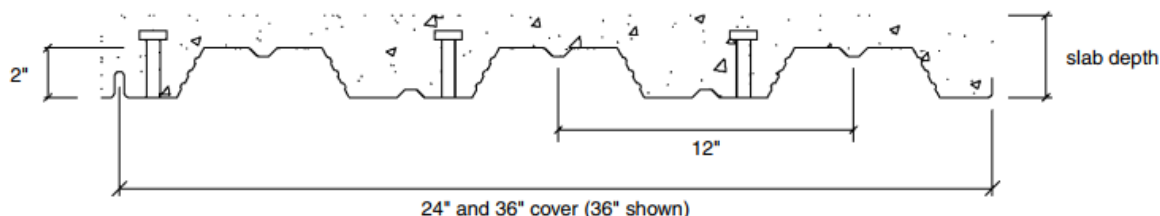
F.2. Cuantías de acero para acero de $F_y=60$ ksi y $f'_c= 3$ ksi

	ρ	$\frac{M_u}{\phi b d^2}$	ρ	$\frac{M_u}{\phi b d^2}$	ρ	$\frac{M_u}{\phi b d^2}$	ρ	$\frac{M_u}{\phi b d^2}$
ρ_{ais} por temperatura y contracción	0.0018	105.7	0.0039	223.2	0.0060	334.5	0.0081	439.5
	0.0019	111.5	0.0040	228.7	0.0061	339.7	0.0082	444.4
	0.0020	117.2	0.0041	234.1	0.0062	344.8	0.0083	449.2
	0.0021	122.9	0.0042	239.5	0.0063	349.9	0.0084	454.0
	0.0022	128.6	0.0043	244.9	0.0064	355.0	0.0085	458.8
	0.0023	134.3	0.0044	250.3	0.0065	360.1	0.0086	463.6
	0.0024	139.9	0.0045	255.7	0.0066	365.2	0.0087	468.4
	0.0025	145.6	0.0046	261.0	0.0067	370.2	0.0088	473.2
	0.0026	151.2	0.0047	266.4	0.0068	375.3	0.0089	477.9
	0.0027	156.9	0.0048	271.7	0.0069	380.3	0.0090	482.6
	0.0028	162.5	0.0049	277.0	0.0070	385.3	0.0091	487.4
	0.0029	168.1	0.0050	282.3	0.0071	390.3	0.0092	492.1
	0.0030	173.7	0.0051	287.6	0.0072	395.3	0.0093	496.8
	0.0031	179.2	0.0052	292.9	0.0073	400.3	0.0094	501.4
	0.0032	184.8	0.0053	298.1	0.0074	405.2	0.0095	506.1
ρ_{ais} por flexión	0.0033	190.3	0.0054	303.4	0.0075	410.2	0.0096	510.7
	0.0034	195.8	0.0055	308.6	0.0076	415.1	0.0097	515.4
	0.0035	201.3	0.0056	313.8	0.0077	420.0	0.0098	520.0
	0.0036	206.8	0.0057	319.0	0.0078	424.9	0.0099	524.6
	0.0037	212.3	0.0058	324.2	0.0079	429.8	0.0100	529.2
	0.0038	217.8	0.0059	329.4	0.0080	434.7	0.0101	533.8

Fuente: McCormac y Brown (2011)

ANEXO G: TABLAS E IMÁGENES PARA EL DISEÑO DE LA LOSACERO

G.1. Geometría de la losacero



Fuente: CMC Design Manual and Catalog of Steel Products

G.2. Propiedades de la lámina troquelada

DECK PROPERTIES										
Gage	t	w	A _s	I _p	S _p	S _n	φR _{bs}	φR _{si}	φV _n	studs
22	0.0295	1.5	0.440	0.312	0.251	0.262	700	1190	2160	0.43
20	0.0358	1.8	0.540	0.390	0.332	0.345	800	1360	2930	0.53
19	0.0418	2.1	0.630	0.455	0.413	0.424	1060	1800	3410	0.61
18	0.0474	2.4	0.710	0.517	0.480	0.483	1340	2270	3860	0.70
16	0.0598	3.1	0.900	0.653	0.611	0.611	2040	3460	4860	0.70

Fuente: CMC Design Manual and Catalog of Steel Products

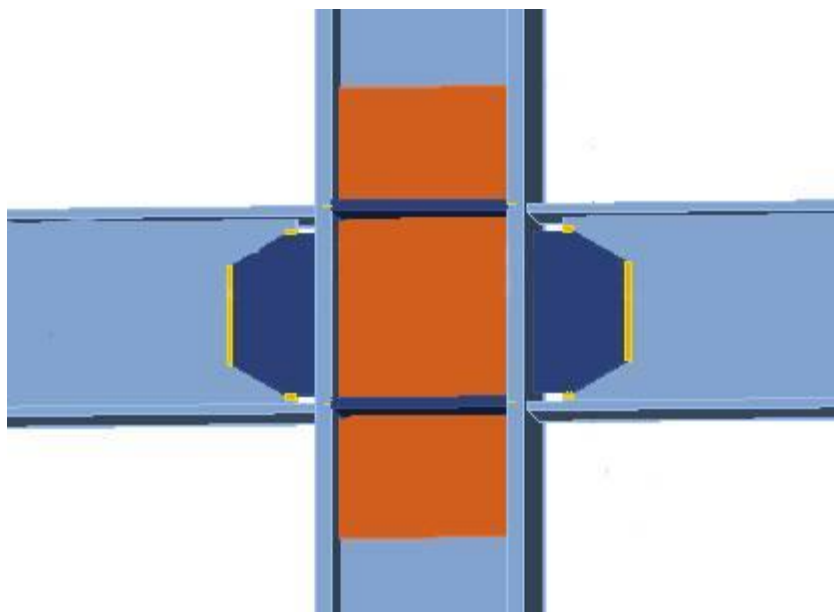
G.3. Propiedades de la sección compuesta

COMPOSITE PROPERTIES												
	Slab Depth	φM _{cr} in.k	A _c in ²	Vol. ft ³ /ft ²	W psf	S _c in ³	I _{xx} in ⁴	φM _{ns} in.k	φV _{ns} lbs.	Max Unshored Span, ft.		
										1 span	2 span	3 span
22 gage	4.50	48.06	32.6	0.292	42	1.04	5.9	35.55	5200	6.07	8.14	8.28
	5.00	55.54	37.5	0.333	48	1.22	8.0	41.78	5650	5.78	7.76	7.89
	5.50	63.02	42.6	0.375	54	1.41	10.5	48.19	6130	5.52	7.42	7.56
	6.00	70.50	48.0	0.417	60	1.61	13.5	54.74	6630	5.31	7.12	7.27
	6.50	77.98	53.6	0.458	66	1.80	17.1	61.40	7150	5.18	6.85	7.02
	7.00	85.46	59.5	0.500	73	2.00	21.2	68.15	7700	5.05	6.53	6.79
	7.25	89.20	61.9	0.521	76	2.10	23.5	71.55	7920	5.00	6.32	6.58
20 gage	4.50	57.78	32.6	0.292	42	1.25	6.3	42.94	5970	7.21	9.36	9.67
	5.00	66.96	37.5	0.333	48	1.48	8.5	50.48	6420	6.84	8.92	9.22
	5.50	76.14	42.6	0.375	54	1.71	11.2	58.25	6900	6.53	8.54	8.82
	6.00	85.32	48.0	0.417	60	1.94	14.4	66.21	7400	6.27	8.20	8.47
	6.50	94.50	53.6	0.458	66	2.18	18.2	74.31	7920	6.11	7.89	8.16
	7.00	103.68	59.5	0.500	73	2.42	22.6	82.52	8470	5.96	7.44	7.75
	7.25	108.27	61.9	0.521	76	2.54	25.0	86.66	8690	5.89	7.20	7.50
19 gage	4.50	66.15	32.6	0.292	42	1.44	6.7	49.32	6080	8.21	10.36	10.71
	5.00	76.86	37.5	0.333	48	1.70	9.0	58.03	6900	7.79	9.88	10.21
	5.50	87.57	42.6	0.375	54	1.96	11.8	67.03	7380	7.43	9.46	9.77
	6.00	98.28	48.0	0.417	60	2.23	15.2	76.25	7880	7.12	9.08	9.39
	6.50	108.99	53.6	0.458	66	2.51	19.2	85.63	8400	6.94	8.75	9.04
	7.00	119.70	59.5	0.500	73	2.79	23.7	95.15	8950	6.76	8.45	8.73
	7.25	125.06	61.9	0.521	76	2.93	26.3	99.96	9170	6.68	8.31	8.58
18 gage	4.50	73.29	32.6	0.292	42	1.60	7.0	54.96	6080	8.97	11.05	11.42
	5.00	85.36	37.5	0.333	48	1.89	9.4	64.68	6980	8.50	10.54	10.89
	5.50	97.43	42.6	0.375	54	2.19	12.4	74.74	7830	8.10	10.09	10.43
	6.00	109.50	48.0	0.417	60	2.49	15.9	85.06	8330	7.77	9.69	10.02
	6.50	121.57	53.6	0.458	66	2.80	20.0	95.58	8850	7.56	9.34	9.65
	7.00	133.64	59.5	0.500	73	3.12	24.7	106.25	9400	7.37	9.02	9.32
	7.25	139.67	61.9	0.521	76	3.28	27.3	111.64	9620	7.28	8.87	9.17
16 gage	4.50	73.29	32.6	0.292	42	1.97	7.7	54.96	6080	10.30	12.40	12.79
	5.00	85.36	37.5	0.333	48	2.33	10.3	64.68	6980	9.75	11.83	12.23
	5.50	97.43	42.6	0.375	54	2.70	13.5	74.74	7940	9.29	11.58	11.71
	6.00	109.50	48.0	0.417	60	3.08	17.3	85.06	8940	8.90	10.89	11.26
	6.50	121.57	53.6	0.458	66	3.47	21.8	95.58	9850	8.66	10.50	10.85
	7.00	133.64	59.5	0.500	73	3.87	26.9	106.25	10400	8.44	10.14	10.48
	7.25	139.67	61.9	0.521	76	4.07	29.8	111.64	10620	8.33	9.98	10.31

Fuente: CMC Design Manual and Catalog of Steel Products

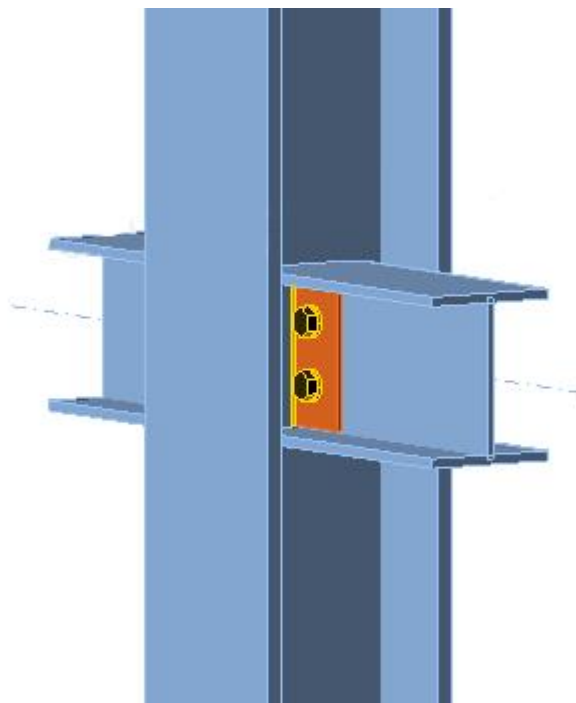
ANEXO F: IMÁGENES DE LAS CONEXIONES

F.1. *Conexión precalificada resistente a momento de la viga al patín de la columna*



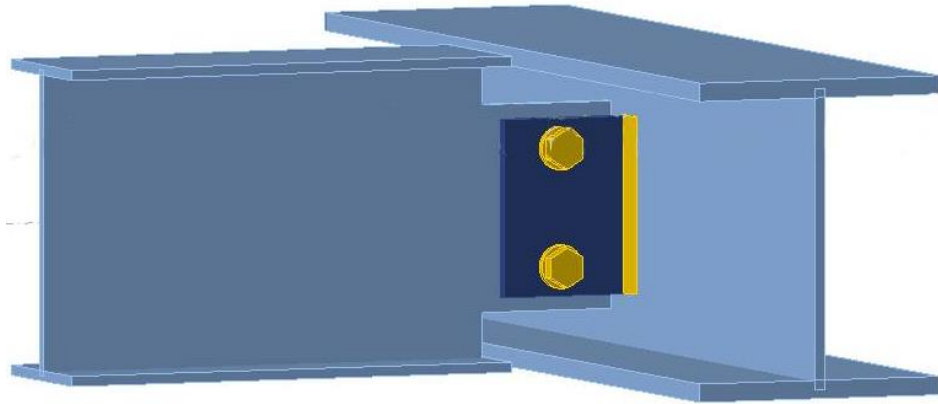
Fuente: IDEA StatiCa

F.2. *Conexión de la trabe al alma de la columna*



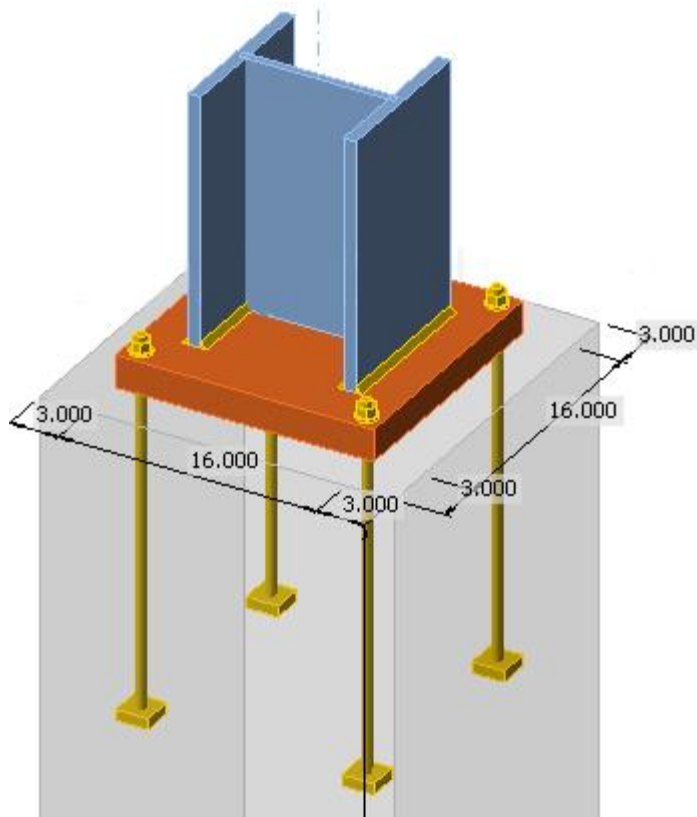
Fuente: IDEA StatiCa

F.3. Conexión de la viga secundaria al alma de la trabe



Fuente: IDEA StatiCa

F.4. Conexión resistente a momento de la placa base y el anclaje



Fuente: IDEA StatiCa