

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Posgrados

Diseño en acero y en hormigón armado y análisis de ciclo de vida de un edificio de mediana altura en la ciudad de Quito

Proyecto de Investigación y Desarrollo

Alejandra Estefanía Cervantes Puma

**Pablo Torres, Ph.D.
Director de Trabajo de Titulación**

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito para la obtención del título de Magíster en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción de Estructuras Sismo Resistentes

Quito, 15 de mayo del 2021

**UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
USFQ**

COLEGIO DE POSGRADOS

HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN

Diseño en acero y en hormigón armado y análisis de ciclo de vida de un edificio de mediana altura en la ciudad de Quito

Alejandra Estefanía Cervantes Puma

Nombre del Director del Programa:

Fernando Romo

Título académico:

Master of Science

Director del programa de:

Maestría en Ingeniería Civil

Nombre del Decano del colegio Académico:

Eduardo Alba

Título académico:

Doctor of Philosophy

Decano del Colegio:

Colegio de Ciencias e Ingenierías

Nombre del Decano del Colegio de Posgrados:

Hugo Burgos

Título académico:

Doctor of Philosophy

Quito, mayo 2021

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: Alejandra Estefanía Cervantes Puma

Código de estudiante: 00215819

C.I.: 1724681703

Lugar y fecha: Quito, 15 de mayo de 2021.

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

DEDICATORIA

A mi familia. En especial, a mis padres, por su apoyo incondicional durante toda mi vida.

RESUMEN

En este trabajo se realiza el análisis y diseño de una estructura de mediana altura en la ciudad de Quito. La estructura se diseña tanto en acero como en hormigón armado. Además, se realiza análisis lineal en la estructura de acero y análisis lineal y no lineal en la estructura de hormigón armado. El análisis no lineal se realiza con el objetivo de determinar el desempeño de la estructura. Finalmente, se realiza un análisis de ciclo de vida de la estructura.

Todos los análisis anteriormente mencionados se realizan en base a la normativa nacional e internacional vigente y con la ayuda del software ETABS y SAP2000.

Palabras clave: diseño estructural, hormigón armado, acero, pórticos arriostrados concéntricos, pórticos arriostrados excéntricos, muros estructurales, pushover.

ABSTRACT

In this work, the analysis and design of a medium-height structure in the city of Quito is carried out. The structure is designed in both steel and reinforced concrete. In addition, linear analysis is performed on the steel structure and linear and non-linear analysis on the reinforced concrete structure. Nonlinear analysis is carried out in order to determine the performance of the structure. Finally, a life cycle analysis of the structure is carried out.

All the aforementioned analyzes are carried out based on current national and international regulations and with the help of ETABS and SAP2000 software.

Key words: structural design, reinforced concrete, steel, concentric braced frames, eccentric braced frames, structural walls, pushover.

TABLA DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	5
RESUMEN	6
ABSTRACT.....	7
TABLA DE CONTENIDO.....	8
ÍNDICE DE TABLAS.....	15
ÍNDICE DE FIGURAS.....	17
INTRODUCCIÓN	20
DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	21
ANÁLISIS LINEAL EN ACERO	23
Configuración estructural.....	23
Pórticos arriostados concéntricamente.	27
Estructura con miembros compuestos.	29
Diseño del tablero metálico del sistema de piso.....	30
Características.	31
Diseño.....	32
Propiedades de la sección compuesta.	32
Máxima Longitud sin Apuntalamiento.	33
Resistencia de la placa colaborante con carga sobreimpuesta.....	33
Carga muerta sobreimpuesta.	33
Carga viva sobreimpuesta.....	34
Carga total sobreimpuesta y chequeo de resistencia.....	34
Diseño de la losa del sistema de piso	35
Disposiciones generales.	35
Limitaciones del material.	35
Diseño de refuerzo por temperatura y retracción del fraguado.....	36
Diseño de la vigueta del sistema de piso	38
Predimensionamiento de viguetas.....	38
Cargas gravitacionales.	38
Carga viva.....	38
Carga muerta	38
Combinación de cargas.	39
Solicitaciones de la estructura.....	39
Cortante último.	39
Momento último.....	40
Diseño de miembros a sección compuesta.....	40
Disposiciones generales.	40
Limitaciones del material.....	40
Diseño por flexión.	41
General.	41
Ancho efectivo.....	41
Vigas compuestas con conectores de corte.....	43
Resistencia por flexión positiva.....	43
Diseño por corte.....	46
Miembros de sección doble t y canales.	46
Revisión de deflexiones.	46
Diseño de anclajes de acero – pernos.	49
Anclajes de acero en vigas compuestas.	49
Resistencia de pernos conectores de corte.	49

Número requerido de conectores de corte.....	50
Requisitos de detallamiento.....	51
Diseño en ETABS.	53
Diseño de la viga del sistema de piso.....	54
Predimensionamiento de vigas.....	54
Cargas gravitacionales.	54
Carga viva sobre vigueta.	55
Carga muerta sobre vigueta.....	55
Carga muerta sobre viga.....	55
Combinación de cargas.	55
Solicitaciones de la estructura.....	56
Cortante último.	56
Momento último.....	57
Diseño de miembros a sección compuesta.....	57
Disposiciones generales.	57
Limitaciones del material.....	57
Diseño por flexión.	58
General.	58
Ancho efectivo.....	58
Vigas compuestas con conectores de corte.....	59
Resistencia por flexión positiva.....	59
Diseño por corte.....	62
Miembros de sección doble T y canales.....	62
Revisión de deflexiones.	63
Diseño de anclajes de acero – pernos.	65
Anclajes de acero en vigas compuestas.	65
Resistencia de pernos conectores de corte.	65
Número requerido de conectores de corte.....	66
Diseño en ETABS.	67
Diseño por resistencia al fuego.....	69
Propósito y alcance.....	69
Clasificación de edificaciones en función del riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión.	69
Determinación de la resistencia requerida contra fuego.....	69
Diseño de los elementos estructurales para la resistencia requerida.....	70
Diseño por vibraciones.....	72
Evaluation criteria for human comfort.....	73
Diseño para excitación producida por la caminata de las personas.	75
Diseño por vibraciones.	76
Joist panel mode.....	76
Módulo dinámico de la estructura.	76
Ancho efectivo para vibración.	76
Inercia transformada de la sección compuesta.	77
Peso soportado por unidad de longitud.....	78
Deformaciones.....	78
Frecuencia del piso.	78
Momento transformado de inercia de la vigueta y la losa de hormigón.	79
Ancho efectivo.....	80
Carga efectiva del panel.	80
Girder panel mode.	80
Módulo dinámico de la estructura.	80
Ancho efectivo para vibración.	81
Inercia transformada de la sección compuesta.	81
Peso soportado por unidad de longitud.....	82
Deformaciones.....	82
Frecuencia del piso.	83
Momento transformado de inercia de la vigueta y la losa de hormigón.	83

Ancho efectivo.....	83
Carga efectiva del panel.....	84
Combined panel mode.....	84
Frecuencia del sistema.....	84
Carga efectiva del sistema.....	84
Aceleración del sistema.....	85
Cortante basal de diseño según la norma NEC – SE – DS.....	86
Espectro elástico de diseño (componente horizontal).....	86
Factor de zona.....	87
Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	88
F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.....	89
F_d : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.....	89
F_s : Comportamiento no lineal de los suelos.....	90
Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado.....	90
Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.....	90
Períodos límite de vibración.....	91
Coeficiente de Importancia I	92
Factor de Reducción de Resistencia Sísmico R	92
Coeficientes de configuración estructural.....	93
Configuración en Elevación.....	93
Configuración en planta.....	93
Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.....	94
Periodo fundamental de vibración.....	96
Cortante basal.....	96
Fuerzas sísmicas con análisis estático y dinámico.....	97
Análisis estático.....	97
Análisis dinámico.....	97
Verificación de derivas de entrepiso según NEC-SE-DS.....	102
Sentido X – PRM.....	104
Sentido Y - PAC.....	105
Verificación de modos vibratorios.....	106
Diseño estructural de los pórticos resistentes a momento.....	107
Diseño de vigas del PRM.....	107
Solicitaciones máximas a corte y momento.....	108
Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor.....	108
Verificación de los estados límites de resistencia.....	109
Estado límite de fluencia.....	109
Estado límite de corte.....	109
Verificación de las condiciones de servicio.....	110
Requerimientos adicionales.....	111
Comprobación resultados ETABS 2016.....	112
Diseño de columnas del PRM.....	114
Solicitaciones máximas a corte, momento y axial.....	114
Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor.....	115
Verificación de los estados límites de resistencia.....	116
Resistencia a compresión.....	116
Diseño por corte.....	118
Estado límite de fluencia.....	119
Fluencia.....	119
Pandeo lateral-torsional.....	119
Estado límite de flexo-compresión.....	120
Comprobación resultados ETABS 2016.....	121
Diseño por capacidad.....	122

Diseño estructural de los pórticos arriostrados concéntricos.....	126
Diseño de vigas del PAC.....	127
Solicitaciones máximas a corte y momento.....	127
Diseño por flexión.....	128
General.....	128
Ancho efectivo.....	128
Vigas compuestas con conectores de corte.....	129
Resistencia por flexión positiva.....	129
Diseño por corte.....	132
Miembros de sección doble T y canales.....	132
Revisión de deflexiones.....	132
Diseño de anclajes de acero – pernos.....	135
Anclajes de acero en vigas compuestas.....	135
Resistencia de pernos conectores de corte.....	135
Número requerido de conectores de corte.....	136
Comprobación resultados ETABS 2016.....	137
Diseño de la Columna del PAC.....	139
Solicitaciones máximas a corte, momento y axial.....	139
Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor.....	140
Verificación de los estados límites de resistencia.....	141
Resistencia a compresión.....	141
Diseño por corte.....	143
Estado límite de fluencia.....	143
Fluencia.....	143
Pandeo lateral-torsional.....	144
Estado límite de flexo-compresión.....	144
Comprobación resultados ETABS 2016.....	145
Diseño de riostras del PAC.....	147
Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor.....	148
Verificación de los estados límites de resistencia.....	148
Estado límite de compresión.....	148
Estado límite de tracción.....	150
Comprobación resultados ETABS 2016.....	151
Diseño por Capacidad.....	153
Diseño Estructural de las Columnas a Carga Vertical.....	156
Solicitaciones de las columnas del sistema gravitacional.....	156
Solicitaciones máximas a corte, momento y axial.....	156
Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor.....	157
Verificación de los estados límites de resistencia.....	157
Diseño por fuerza axial.....	157
Limitaciones.....	157
Resistencia a la compresión.....	158
Transferencia de carga.....	160
Fuerzas externas aplicadas a la sección de acero.....	160
Conexiones de corte.....	160
Conexión de la Riostra del Pórtico Arriostrado Concéntrico	162
Miembros de los pórticos arriostrados concéntricos.....	162
Diseño.....	162
Resistencia esperada a tensión de la riostra.....	162
Resistencia esperada a compresión de la riostra.....	163
Tamaño de la soldadura entre la riostra y la cartela.....	164
Determinación de la longitud de traslapeo requerida entre riostra – cartela.....	165
Chequeo de que la conexión del arriostramiento puede acomodarse al pandeo de la riostra.....	165
Determinación del espesor de la cartela para el estado límite de fluencia a tensión en la sección Whitmore.....	166
Resistencia al desgarramiento en bloque.....	166
Geometría de la cartela.....	167

Chequeo a esfuerzo de fluencia de la sección Whitmore.....	169
Chequeo de pandeo por flexo-compresión en la sección Whitmore.....	170
Chequeo del área neta efectiva de la riostra.....	172
Diseño de la soldadura de conexión entre la riostra y las barras de refuerzo.....	173
Determinar las fuerzas en las superficies de contacto (cartela-viga-columna).....	174
Diseño de la soldadura de conexión alma de la viga a la columna.....	175
Diseño de la soldadura de conexión cartela-viga.....	176
Diseño de la soldadura de conexión aleta de la viga a la columna.....	177
Diseño de la soldadura de conexión cartela-columna.....	177
Conexión Placa Extendida.....	179
Secciones de la estructura.....	179
Limitantes de geometría conexión 4E.....	179
Especificaciones de Conexión 4E.....	180
Ajuste de pernos.....	180
Requisitos de instalación.....	181
Control de calidad y garantía de calidad.....	181
Diseño placa extremo.....	181
Momentos y cortantes últimos.....	181
Diámetro del perno requerido.....	183
Grosor requerido de placa.....	183
Fuerza actuante en el ala de la viga.....	184
Resistencia a fluencia del cortante.....	184
Resistencia a rotura del cortante.....	185
Esfuerzo de rotura por cortante en los pernos.....	186
Desgarramiento y aplastamiento de la placa de extremo.....	186
Diseño placa extremo – columna.....	187
Chequear el ala de la columna por flexión.....	187
Flexión en la aleta de la columna.....	188
Fluencia local del alma de la columna.....	189
Pandeo en el alma de la columna.....	190
Arrugamiento en el alma de la columna.....	190
Requerimiento de platinas de continuidad por resistencia.....	191
Espesor y ancho mínimo de la placa de continuidad.....	191
Soldaduras de placas de continuidad.....	192
Chequeo de la zona de panel.....	194
Tamaño de las placas de enchape.....	195
Placa Base a Momento.....	197
Pórticos resistentes a momento.....	197
Solicitaciones.....	197
Diseño de la placa base.....	197
Pórticos arriostrados concéntricos.....	203
Solicitaciones.....	203
Diseño de la placa base.....	203
ANÁLISIS LINEAL EN HORMIGÓN ARMADO.....	208
Estructuración del edificio.....	208
Configuración en elevación.....	210
Configuración en planta.....	211
Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.....	211
Cortante basal de diseño según la norma NEC – SE – DS y justificación de los valores obtenidos.....	213
Cortante basal de diseño.....	213
Espectro elástico de diseño (componente horizontal).....	213
Factor de zona.....	213
Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	214
Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado.....	214

Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.....	214
Coefficiente de Importancia I.....	215
Factor de reducción de resistencia sísmico R.....	215
Coefficientes de configuración estructural.....	215
Periodo fundamental de vibración.....	215
Comportamiento global del edificio.....	217
Verificación de derivas de entrepiso según NEC-SE-DS.....	218
Sección de muro inicial.....	219
Sismo en dirección X.....	222
Sismo en dirección Y.....	223
Deriva global de techo D_u/H , comparada contra mínimo de ACI318-19.....	223
Desplazamiento y deriva de techo en dirección X.....	224
Desplazamiento y deriva de techo en dirección Y.....	224
Derivas inelásticas de piso X & Y.....	225
Deriva global X & Y.....	226
Sentido X.....	226
Sentido Y.....	226
Coefficiente de estabilidad para deformaciones y cargas obtenidas para el sismo de diseño	226
Cargas verticales por piso, combinación D+L.....	228
Cortantes sísmico por piso.....	228
Derivas por piso calculada en el centro de masa.....	229
Cálculo del índice de estabilidad, Q_i	230
Diseño a corte de la sección crítica de uno de los muros T.	231
Pier en la dirección X.....	233
Pier en la dirección Y.....	234
Cuantía de acero requerida.....	234
Diseño a flexocompresión	236
Dirección X.....	240
Dirección Y.....	242
Diseño de elementos de borde.....	244
Para la dirección X.....	245
Para la dirección Y:.....	245
Eje neutro para la dirección positiva X.....	247
Eje neutro para la dirección negativa X.....	248
Eje neutro para la dirección positiva Y.....	249
Eje neutro para la dirección negativa Y.....	250
Elemento de borde – caso 2 y 3.....	252
Elemento de borde – caso 1.....	253
Elemento de borde – caso 2 y 3.....	254
Elemento de borde – caso 4.....	254
Elemento de borde – caso 1.....	255
Elemento de borde – caso 2 y 3.....	255
Elemento de borde – caso 4.....	255
Verificación a Corte la sección crítica del muro considerando amplificación dinámica y sobrerresistencia a flexión	256
Dirección en X.....	257
Dirección en Y.....	258
<i>ANÁLISIS NO LINEAL EN HORMIGÓN ARMADO</i>	<i>266</i>
Simplificación del modelo.....	273
Cálculo de cargas.....	279
Carga puntual muerta.....	279
Carga puntual viva.....	279

Carga distribuida muerta.....	280
Carga distribuida viva.....	280
Fuerza resultante muerta.....	280
Fuerza resultante viva.....	281
Validación de periodos.....	281
Modelo inicial.....	281
Modelo simplificado.....	283
Definición del comportamiento no lineal de los muros.....	284
Elemento de borde – caso 1: confinado.....	289
Elemento de borde – caso 2: confinado.....	290
Elemento de borde – caso 3: confinado.....	291
Caso 1 – 4: no confinado.....	292
Caso 2 – 3: no confinado.....	292
Análisis Estático No Lineal.....	297
Dirección X (positiva y negativa).....	299
Dirección Y (positiva y negativa).....	301
Validación general del modelo.....	303
Validación de los resultados comparando la flexión que toman los muros al fluir con la capacidad obtenida a partir de un análisis seccional.....	303
Curvas de capacidad.....	305
ANÁLISIS DE CICLO DE VIDA.....	311
CONCLUSIONES.....	315
REFERENCIAS.....	316

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Configuración de resistencia sísmica	25
Tabla 2. Peso de la sección compuesta.....	33
Tabla 3. Mallas Armex tipo R con apertura cuadrada.....	36
Tabla 4. Carga muerta sobre la vigueta	55
Tabla 5. Composite Deck Fire Resistance Ratings.....	70
Tabla 6. Parámetros de las series de Fourier para individuos	73
Tabla 7. Carga viva superimpuesta recomendada para análisis de vibración	78
Tabla 8. Valores recomendados para amortiguamiento	85
Tabla 9. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	89
Tabla 10. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.	89
Tabla 11. Comportamiento no lineal de los suelos.....	90
Tabla 12. Variables para el espectro elástico de diseño	91
Tabla 13. Coeficiente de Importancia I	92
Tabla 15. Centros de masa y rigidez obtenidos de ETABS.....	94
Tabla 17. Relación entre derivas máximas de diafragma y derivas promedio	94
Tabla 18. Coeficientes de configuración en planta y elevación	95
Tabla 19. Cortante basal en X	97
Tabla 20. Cortante basal en Y	97
Tabla 24. Síntesis de la filosofía de diseño	102
Tabla 25. Valores de deriva máximos	102
Tabla 26. Relación de masas participantes	106
Tabla 27. Miembros de los pórticos arriostrados concéntricos	162
Tabla 28. Secciones de la estructura.....	179
Tabla 29. Limitantes de geometría conexión 4E	179
Tabla 30. Chequeo de limitantes de geometría conexión 4E	180
Tabla 31. Sistemas estructurales de hormigón armado	209
Tabla 32. Centros de masa y rigidez.....	211
Tabla 33. Irregularidad torsional de la estructura.....	212
Tabla 34. Cortante basal	216
Tabla 35. Valores máximos de deriva	219
Tabla 36. Derivas inelásticas de piso en dirección X y Y	225
Tabla 37. Fuerzas por piso de la combinación D+L.....	228
Tabla 38. Cortante sísmico por piso	228
Tabla 39. Fuerza axial por piso	229
Tabla 40. Derivas de piso calculadas en el centro de masa.....	229
Tabla 41. Índice de estabilidad	230
Tabla 42. Fuerzas de diseño de los piers	237
Tabla 43. Desplazamientos en los centros de los diafragmas.....	245
Tabla 44. Refuerzo transversal para elementos de borde	252
Tabla 45. Variables para el detallamiento de refuerzo transversal.....	253
Tabla 46. Factor de sobrerresistencia.....	256
Tabla 47. Relación de momento probable sobre momento último.....	260
Tabla 48. Fuerzas en los pier	264
Tabla 49. Resumen de masas por diafragma	274
Tabla 50. Área tributaria.....	279
Tabla 51. Periodos modales y frecuencias.....	282
Tabla 52. Periodo del modelo simplificado.....	283

Tabla 53. Periodos modales y frecuencias.....	283
---	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Vista en elevación de la estructura.....	21
Figura 2. Vista en planta de la estructura	22
Figura 3. Configuración estructural en acero	23
Figura 4. Disposición de vigas y viguetas	24
Figura 5. Vista en elevación de los PRM	25
Figura 6. Vista en planta de los PRM.....	26
Figura 7. Vista en elevación de los PAC	27
Figura 8. Vista en planta de los PAC.....	28
Figura 9. Perfiles metálicos según sistema estructural y gravitacional	29
Figura 14. Distribución de cargas en la viga	56
Figura 15. Detalle constructivo de un sistema de piso	71
Figura 16. Respuesta de un sistema con masa-resorte-amortiguado ante una fuerza sinusoidal	72
Figura 17. Límites de tolerancia recomendados para confort humano.....	74
Figura 18. Procedimiento para evaluar la vibración.....	75
Figura 19. Cortante basal de diseño V - NEC	86
Figura 20. Espectro elástico de diseño	87
Figura 21. Zonas sísmicas de Ecuador	88
Figura 22. Factor Z por zona sísmica	88
Figura 23. Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado	90
Figura 24. Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.	90
Figura 25. Períodos límite de vibración.....	91
Figura 26. Espectro elástico de diseño en aceleraciones	91
Figura 27. Período de la estructura.....	96
Figura 29. Caso de carga en X.....	98
Figura 30. Caso de carga en Y.....	99
Figura 31. Ajuste de corte basal	100
Figura 32. Ajuste del cortante dinámico.....	101
Figura 33. Control de derivas en sentido X.....	104
Figura 34. Control de derivas en sentido Y	105
Figura 35. Vista en planta de los PRM.....	107
Figura 36. Solicitaciones máximas a corte y momento de la viga del PRM.....	108
Figura 37. Deflexión vertical máxima.....	110
Figura 38. Solicitaciones máximas a cortante y momento de la columna.....	114
Figura 39. Solicitaciones máximas a axial de la columna.....	115
Figura 40. Vista en planta de los PAC.....	126
Figura 43. Solicitaciones máximas a corte y momento.	139
Figura 44. Solicitaciones máximas a axial.	140
Figura 45. Solicitación máxima a axial de la riostra.	148
Figura 46. Solicitaciones máximas a corte y momento	156
Figura 47. Solicitaciones máximas a axial	157
Figura 49. Solicitaciones típicas en conexiones de base de columna.....	197
Figura 50. Placa base	198
Figura 51. Placa base	203
Figura 52. Vista en 3D de la estructura	208
Figura 53. Vista en planta de la estructura	210

Figura 54. Espectro elástico de diseño	214
Figura 55. Periodo fundamental de vibración	216
Figura 56. Sección de muro inicial.....	220
Figura 57. Sección de muro inicial fisurado.....	220
Figura 58. Sección de muro inicial.....	221
Figura 59. Sección de muro inicial fisurado.....	221
Figura 60. Derivas en dirección X.....	222
Figura 61. Derivas en dirección Y	223
Figura 62. Índice de desempeño	224
Figura 63. Vista en planta de la estructura	231
Figura 64. Propiedades del hormigón.....	233
Figura 66. Cuantía de refuerzo mínima	235
Figura 67. Definición de pier labels en ETABS.....	236
Figura 68. Asignación de acero longitudinal en el muro.....	237
Figura 69. Diagrama de interacción en X.....	240
Figura 70. Diagrama de interacción en X.....	241
Figura 71. Diagrama de interacción en X.....	241
Figura 72. Diagrama de interacción en Y	242
Figura 73. Diagrama de interacción en Y	242
Figura 74. Diagrama de interacción en Y	243
Figura 75. Section Designer SAP2000	246
Figura 76. Muro en section designer	247
Figura 77. Momento curvatura dirección X positiva.....	247
Figura 78. Momento curvatura dirección X negativa.....	248
Figura 79. Momento curvatura dirección Y positiva.....	249
Figura 80. Momento curvatura dirección Y negativa.....	250
Figura 81. Casos de confinamiento en el muro	252
Figura 82. Detallamiento de refuerzo transversal.....	252
Figura 83. Detallamiento de refuerzo transversal.....	253
Figura 84. Diagrama de interacción en dirección X.....	257
Figura 85. Diagrama de interacción en dirección X.....	257
Figura 86. Diagrama de interacción en dirección X.....	257
Figura 87. Diagrama de interacción en dirección Y	258
Figura 88. Diagrama de interacción en dirección Y	258
Figura 89. Diagrama de interacción en dirección Y	258
Figura 90. Modelos estructurales.....	266
Figura 91. Esquema de los procedimientos de análisis inelásticos	267
Figura 92. Propiedades del acero.....	268
Figura 93. Curva esfuerzo-deformación del acero	268
Figura 94. Relación esfuerzo-deformación propuesta para el hormigón.....	269
Figura 95. Definición de materiales	270
Figura 96. Asignación de las propiedades no lineales del hormigón confinado	270
Figura 97. Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado	271
Figura 98. Asignación de las propiedades no lineales del hormigón no confinado	272
Figura 99. Curva esfuerzo-deformación del hormigón no confinado	272
Figura 100. Vista en planta del modelo simplificado.....	273
Figura 101. Asignación de masas	275
Figura 102. Resumen de asignación de masas	275
Figura 103. Resumen de asignación de masas	276
Figura 104. Asignación de diafragmas	277

Figura 105. Tipos de diafragmas	277
Figura 106. Vista en 3D de la estructura	278
Figura 107. Fuente de masas	279
Figura 108. Asignación de cargas en el muro	280
Figura 109. Asignación de cargas en el muro	281
Figura 110. Periodo del modelo inicial	282
Figura 111. Definición de propiedades no lineales	285
Figura 112. Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado	286
Figura 113. Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado	287
Figura 114. Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado	288
Figura 115. Curva esfuerzo-deformación del acero	289
Figura 116. Asignación de las propiedades no lineales del refuerzo longitudinal	290
Figura 117. Asignación de las propiedades no lineales del refuerzo longitudinal	291
Figura 118. Asignación de las propiedades no lineales del refuerzo longitudinal	292
Figura 119. Asignación de las propiedades no lineales del refuerzo longitudinal	293
Figura 120. Asignación de las propiedades no lineales de los muros	293
Figura 121. Asignación de las propiedades no lineales de los muros	294
Figura 122. Asignación de las propiedades no lineales de los muros	295
Figura 123. Vista en 3D de la asignación de las propiedades no lineales de los muros	296
Figura 124. Definición de la carga estática	297
Figura 125. Nudo del centro de masa	298
Figura 126. Control del análisis estático no lineal.....	298
Figura 127. Definición del caso de carga Push +X	299
Figura 128. Definición del desplazamiento de control.....	300
Figura 129. Definición del caso de carga Push +Y	301
Figura 130. Definición del desplazamiento de control.....	302
Figura 131. Resumen de los estados de carga	303
Figura 132. Componentes de la energía acumulada.....	303
Figura 133. Momento curvatura SAP2000.....	304
Figura 134. Capacidad del muro.....	305
Figura 135. Curva de capacidad en X.....	305
Figura 136. Curva de capacidad en Y.....	306
Figura 137. Modelo bilineal de la curva de capacidad +X.....	306
Figura 138. Modelo bilineal de la curva de capacidad -X.....	307
Figura 139. Modelo bilineal de la curva de capacidad +Y	307
Figura 140. Modelo bilineal de la curva de capacidad -Y.....	308
Figura 141. Evaluación EDGE - Energía	312
Figura 142. Evaluación EDGE – Agua	313
Figura 143. Evaluación EDGE - Materiales en Hormigón Armado.....	313
Figura 144. Evaluación EDGE -Materiales en Acero	314

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de titulación se realiza el diseño estructural de un edificio de mediana altura en la ciudad de Quito. El diseño estructural se realiza en base a la normativa vigente en Ecuador y normativa internacional. Además, el diseño estructural se realiza en acero y en hormigón armado.

En el diseño estructural de acero se utilizan dos sistemas estructurales, el primero es compuesto por pórticos resistentes a momento y, el segundo, por pórticos arriostrados concéntricos. En cuanto al diseño de hormigón, se realiza un diseño con muros estructurales como sistema resistente a fuerzas laterales. Además, se determina el desempeño de la estructura a través del uso de procedimientos estáticos no lineales.

La importancia de realizar un correcto diseño estructural es debido a que el Ecuador está ubicado en una zona altamente sísmica. Esto ocasiona que exista una gran cantidad de eventos sísmicos y, como se observó el 16 de abril de 2016, una gran cantidad de infraestructura afectada y pérdidas humanas en caso de no existir un correcto diseño y/o construcción.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura a diseñar está compuesta por siete pisos y dos subsuelos y se encuentra ubicada en la ciudad de Quito, Pichincha. Esta será construida en un perfil de suelo tipo C. Además, el uso de la estructura es residencial. A continuación, se muestra la vista en elevación y la vista en planta tipo de la estructura.



Figura 1. Vista en elevación de la estructura

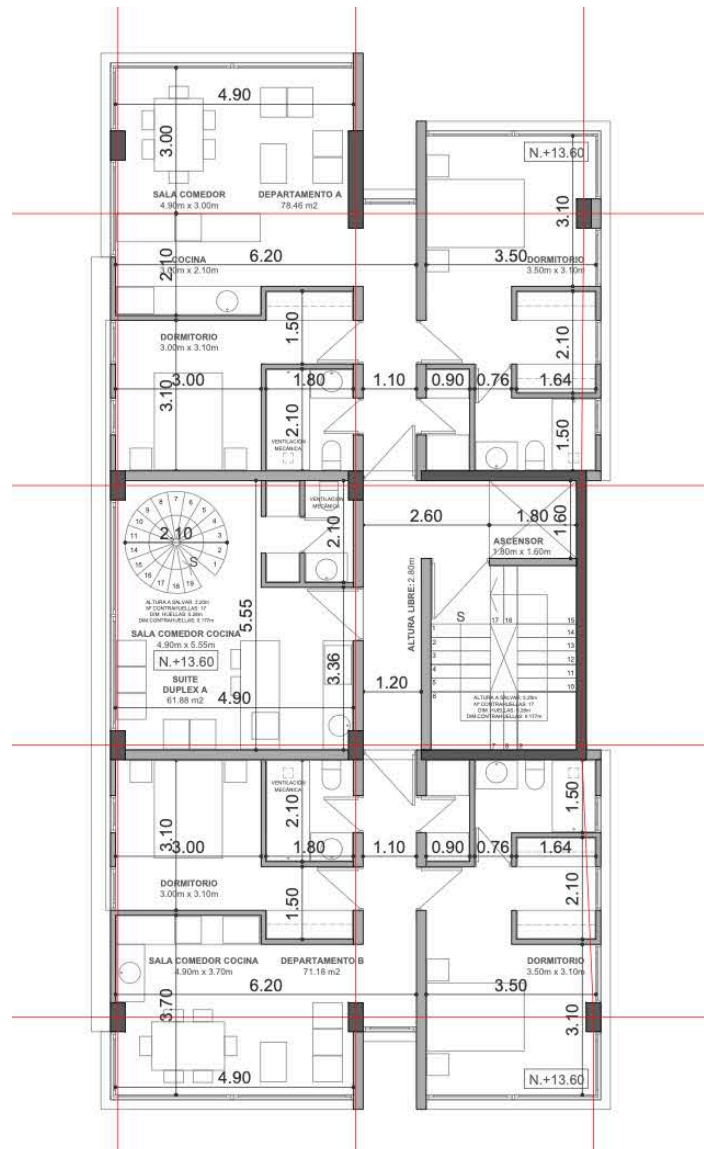


Figura 2. Vista en planta de la estructura

La estructura se diseñará en acero y en hormigón armado con el objetivo de realizar un análisis comparativo entre el comportamiento estructural de ambos diseños.

ANÁLISIS LINEAL EN ACERO

Configuración estructural

En cuanto a la configuración estructural, el sistema de resistencia sísmica consiste en Pórticos Resistentes a Momentos en un dirección y Pórticos Arriostrados Concéntricos en la otra dirección. En cuanto al sistema de piso, se utilizarán vigas y viguetas en sistema compuesto con perfiles W. Y, el sistema gravitacional estará compuesto por columnas tubulares rellenas de hormigón.

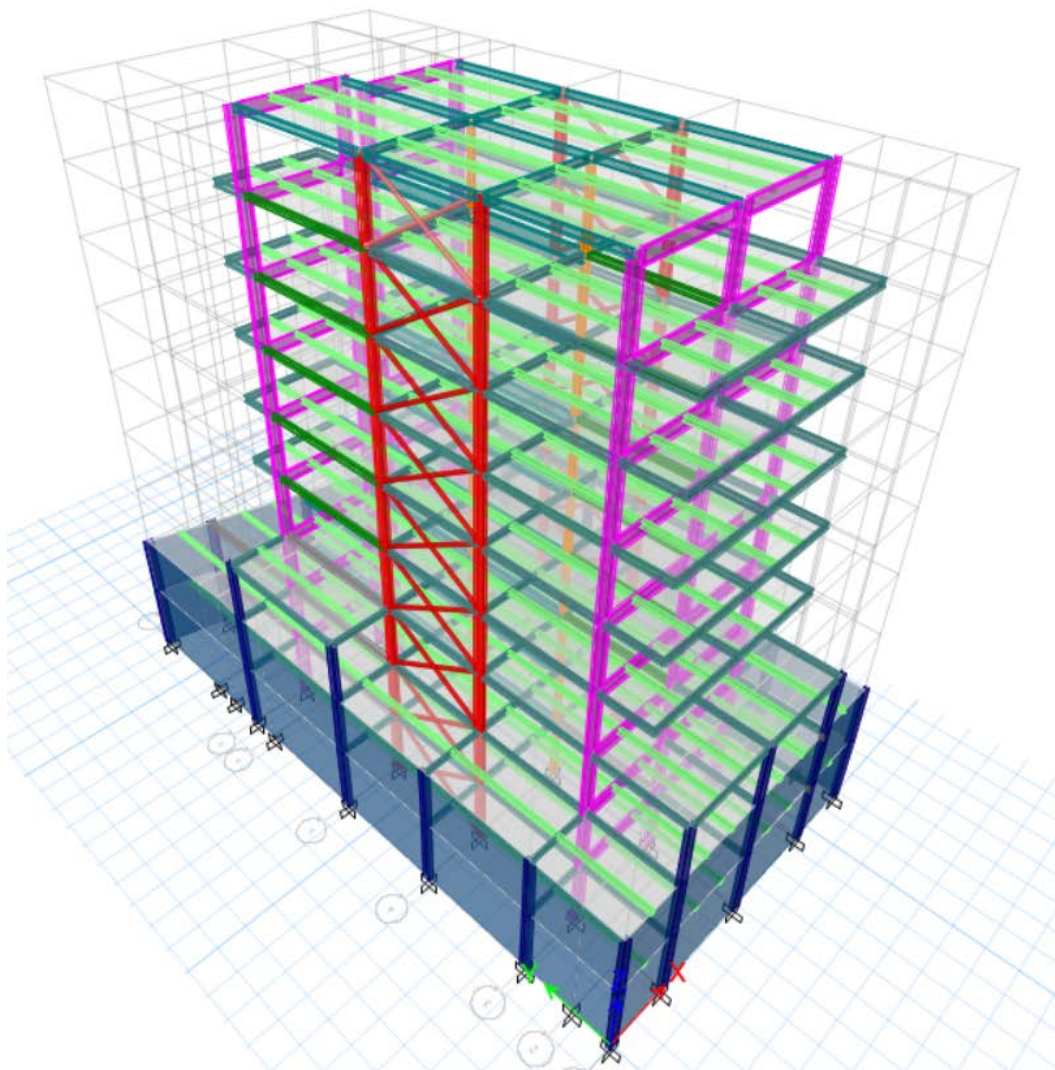


Figura 3. Configuración estructural en acero

Por otro lado, para el diseño de sistema de piso las vigas se disponen en el sentido corto, mientras que, las viguetas se disponen en el sentido largo y a una separación de 1.63 metros.

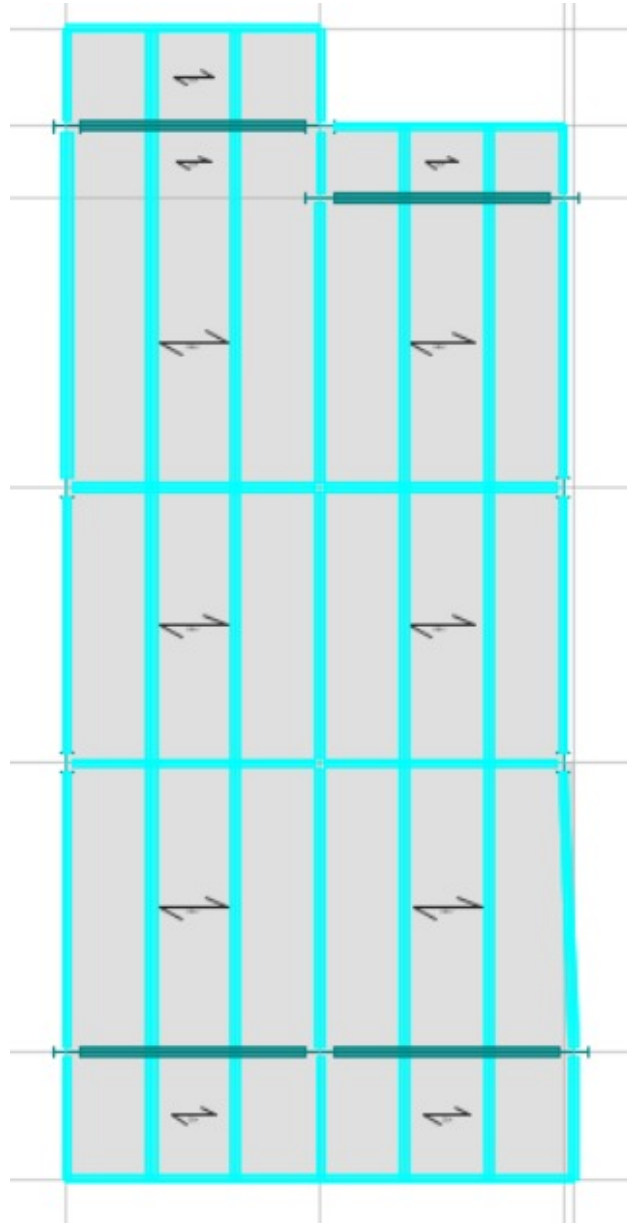


Figura 4. Disposición de vigas y viguetas

El sistema de resistencia sísmica está compuesto por Pórticos Resistentes a Momentos en una dirección y Pórticos Arriostrados Concéntricos en la otra dirección, ambos sistemas con columnas de perfil W. Además, para los pórticos que tomen únicamente carga vertical, se diseñarán columnas rellenas de hormigón.

Es importante mencionar que el sistema, en este caso, debe diseñarse como un sistema estructural **especial**. Los sistemas especiales requieren verificaciones y detalles constructivos más estrictos. Esto debido a que se debe asegurar un comportamiento muy dúctil y, esto se logra, mediante la utilización de un factor de modificación de respuesta R mayor (y, por ende, la acción sísmica es menor).

Tabla 1. Configuración de resistencia sísmica

Configuración de Resistencia Sísmica	
Sentido X	PRM
Sentido Y	PAC

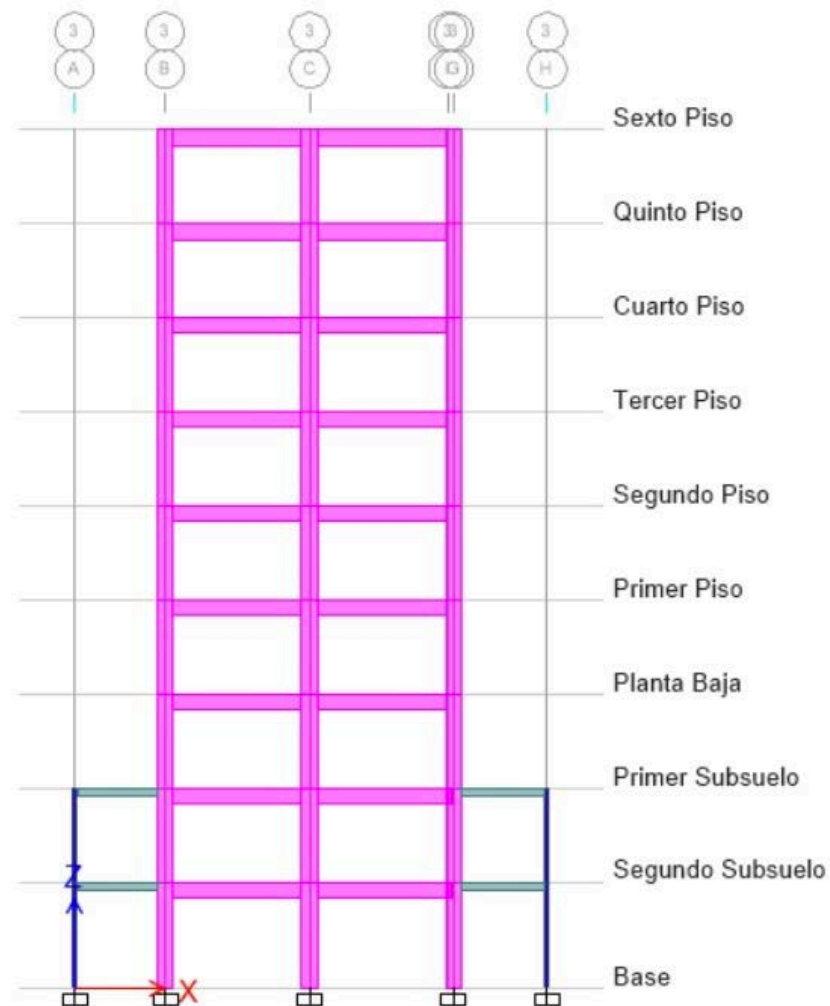


Figura 5. Vista en elevación de los PRM

Los pórticos no arriostrados o pórticos resistentes a momento (PRM) son ensambles rectilíneos de vigas y columnas conectadas entre sí mediante soldaduras, pernos o ambos. Los miembros componentes de estos pórticos quedan sometidos principalmente a momentos flectores y esfuerzos de corte, que controlan su diseño, razón por la que también se los denomina “pórticos a momentos”. Además, estos pórticos se caracterizan por su elevada capacidad de disipación de energía. Y, en este proyecto, se utilizarán **pórticos especiales (SMF)** con lo establecido en las especificaciones ANSI/AISC 341-16.

A continuación, se muestra la vista en planta de la estructura. En donde se identifican los PRM en rosado.

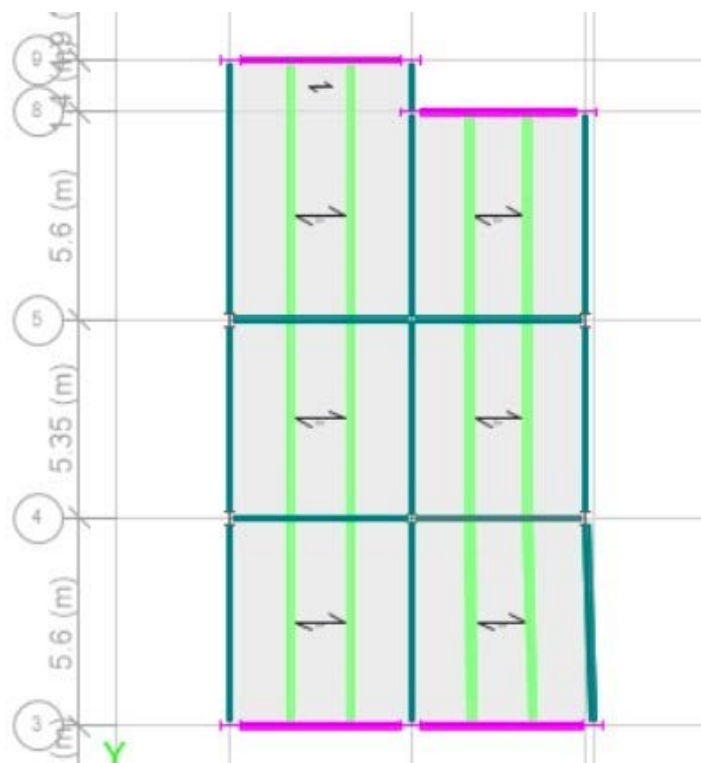


Figura 6. Vista en planta de los PRM

Un aspecto fundamental en el diseño de los PRM son las conexiones viga-columna, las cuales son necesarias desde el punto de vista constructivo y deben asegurar que las vigas pueden desarrollar su capacidad a flexión.

Pórticos arriostados concéntricamente.

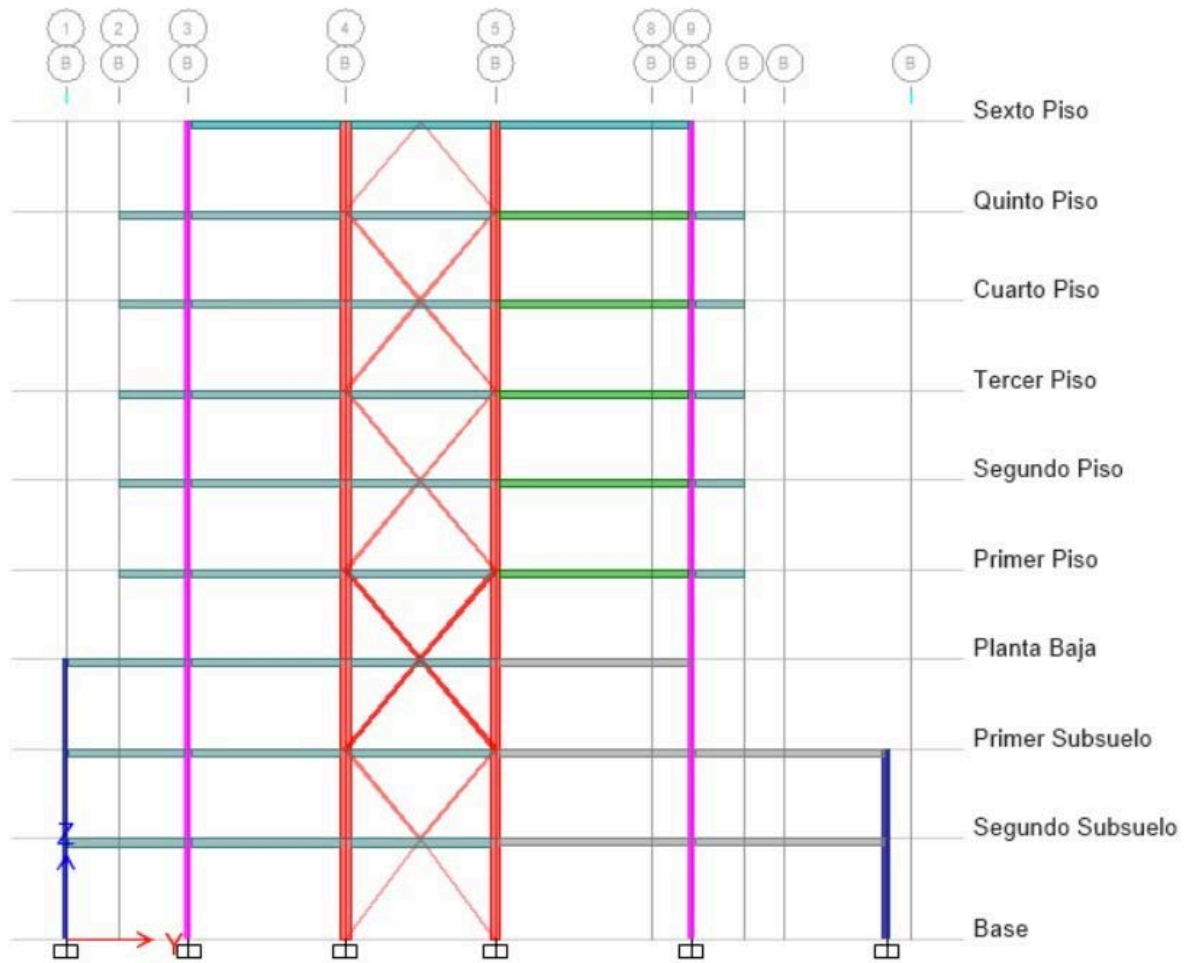


Figura 7. Vista en elevación de los PAC

Los pórticos arriostados poseen barras diagonales o riostras las cuales modifican significativamente el comportamiento del pórtico. Esto debido a que se forma una estructura reticulada. Además, su nombre se debe a que las conexiones de las riostras se diseñan de modo tal que se eviten excentricidades. Esta es una condición de diseño usual en cualquier estructura reticulada para evitar que se generen esfuerzos de flexión y corte en las barras que la componen.

Las riostras se pueden disponer según diferentes configuraciones y la adopción de la configuración más conveniente en cada caso se realiza a partir de consideraciones

estructurales, funcionales y eventualmente aspectos estéticos. En este caso, se ha utilizado una configuración de **riostas en X**.

A continuación, se muestra la vista en planta de la estructura. En donde se identifican los PAC en rojo.

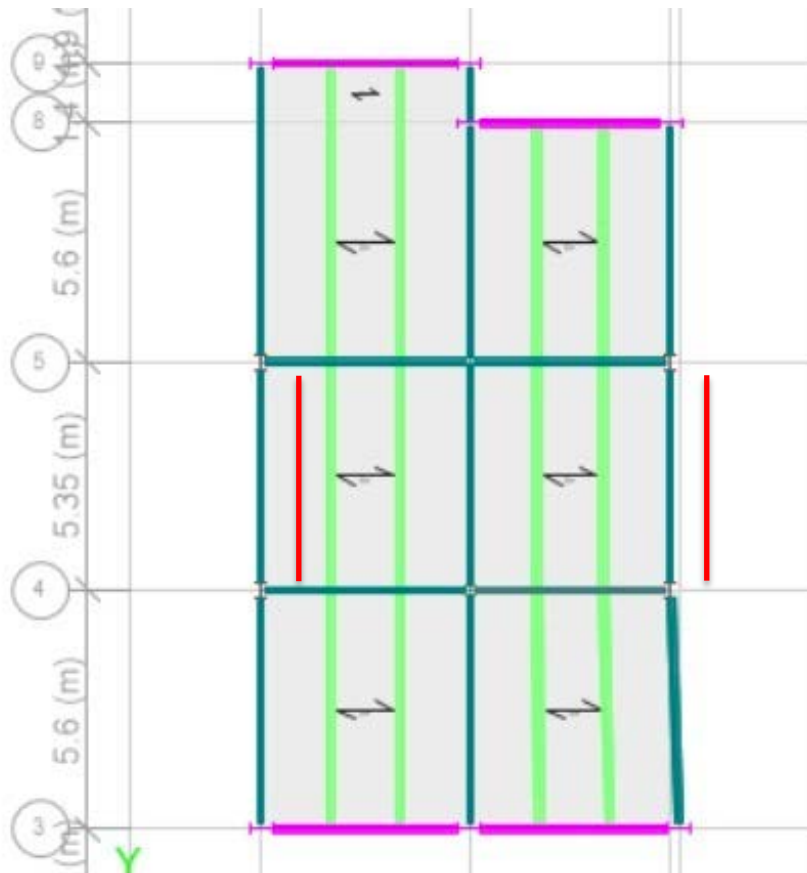


Figura 8. Vista en planta de los PAC

Es importante mencionar que, las acciones laterales producen esfuerzos axiales de acción y compresión en la estructura. En cuanto al comportamiento, las columnas resisten principalmente el momento de vuelco originado por las cargas laterales. Por otro lado, las vigas y riostras resisten las fuerzas de corte horizontal. Finalmente, estos pórticos se caracterizan por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos.

Estructura con miembros compuestos.

Es importante mencionar que, se pueden combinar miembros compuestos rellenos, embebidos, vigas compuestas con conectores de corte, losas compuestas y eventualmente miembros de acero o de hormigón armado, según los requerimientos particulares de cada caso.

En el caso de PRM, es bastante usual combinar columnas compuestas, embebidas o rellenas, con vigas de acero estructural. Esta solución permite diseñar pórticos cuyas columnas presentan una rigidez y resistencia elevada, mientras que las vigas se montan en obra rápidamente, reduciendo los tiempos de construcción y disminuyendo el uso de encofrados y apuntalamiento. Sin embargo, debido a que las conexiones de este tipo de columnas no están precalificadas, se opta por un diseño que cumpla la normativa, únicamente utilizando perfiles W.

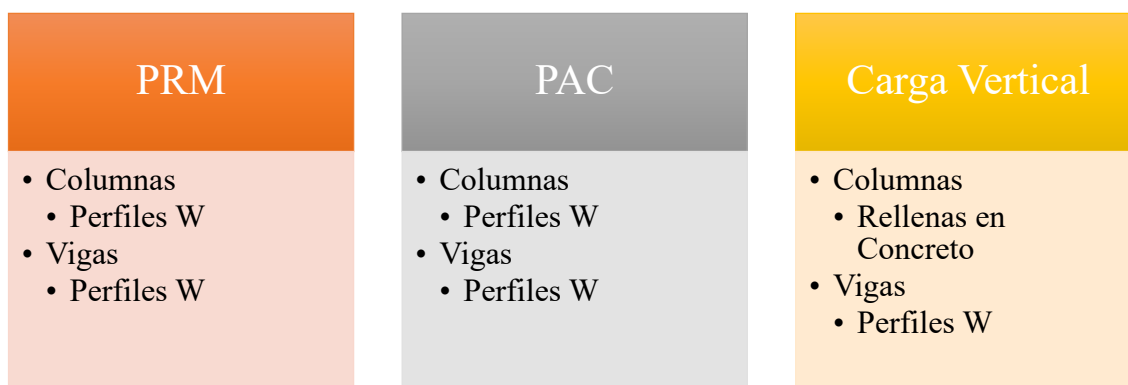


Figura 9. Perfiles metálicos según sistema estructural y gravitacional

Diseño del tablero metálico del sistema de piso

Para el diseño del tablero metálico se usará “Novalosa” que es una lámina de acero estructural galvanizado de forma trapezoidal que es utilizada para la construcción de losas compuestas, como refuerzo, eliminando la necesidad de varillas inferiores, alivianamientos y encofrados.

Una vez que el hormigón alcanza una resistencia mínima de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, éste interactúa monolíticamente con la NOVALOSA a través de los resaltes que posee, formando un sistema compuesto.

La losa compuesta es diseñada como una losa de hormigón armado con la placa de acero Novalosa actuando como refuerzo al momento positivo. La losa es diseñada como simplemente apoyada bajo cargas uniformemente repartidas. Este análisis es realizado utilizando la teoría de la sección transformada, de donde se obtienen las propiedades de la sección compuesta.

Si la luz o separación entre apoyos excede la máxima permisible sin apuntalamiento para condición de apoyo doble, se asume que la NOVALOSA debe estar apuntalada, en el momento de la fundición, y hasta que el hormigón fragüe.

La estructura de acero y concreto vinculada de modo apropiado mediante conectores, permite que los dos materiales trabajen como una unidad para reducir las deformaciones y resistir de manera solidaria las cargas que se le imponen al conjunto expresando al máximo lo mejor de sus características individuales.

La característica fundamental que define a la construcción compuesta es la acción simultánea de dos materiales de características y comportamiento diferentes. Esto quiere decir, en el caso de elementos compuestos, que ambos materiales responden como uno solo, y en el caso de sistemas estructurales, los elementos de concreto

reforzado y elementos de acero estructural trabajan conjuntamente para resistir las sollicitaciones.

Las ventajas de las construcciones compuestas son numerosas entre las cuales se pueden mencionar la reducción en el peso de la estructura de acero (hasta en un 30%), reducción de los costos en la cimentación al emplear una estructura menos pesada, reducción de deflexiones por cargas vivas y muertas sobreimpuestas, vigas de menor altura, también la posibilidad de aumentar las luces entre apoyos, generación de entrepisos más rígidos, lo que conlleva a reducir los costos en general.

Características.

- NOVALOSA es diseñada y fabricada de acuerdo con las normas: ANSI/ ASCE 3-91 (Standard for the Structural Design of Composite Slabs), NTE - INEN 2397 (Placa Colaborante de Acero), y a las especificaciones del Steel Deck Institute (SDI) para Placa Colaborante de Acero.
- El acero usado para la fabricación de NOVALOSA es de grado estructural y cumple con la norma ASTM A653, con galvanizado G90 (Z275) y un límite de fluencia mínimo de 37 ksi (2600 kg/cm²).
- El hormigón a utilizarse debe estar conforme con los capítulos correspondientes del ACI 318, con un esfuerzo mínimo a la compresión $f'_c=210$ kg/cm². No deberán usarse aditivos que contengan sales con cloruros que puedan corroer la NOVALOSA.
- En base a los códigos de diseño mencionados anteriormente, se debe fundir la losa con una altura mínima de 5 cm sobre la cresta de la NOVALOSA.
- En caso de que se utilice malla electrosoldada por esfuerzos de temperatura y retracción generada por fraguado o para refuerzo negativo, esta armadura deberá estar localizada entre 2.0 y 2.5 cm bajo el nivel superior de la losa de hormigón.

- La deflexión de la losa compuesta no debe exceder los límites especificados en las normas correspondientes bajo la solicitación de cargas sobrepuestas.
- El refuerzo por temperatura y retracción del fraguado puede realizarse aplicando una malla electrosoldada y debe tener un área mínima de 0,0018 veces al área de hormigón sobre la parte alta de la NOVALOSA, de acuerdo al ACI 318 y a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).
- Todas las placas de NOVALOSA deben estar adecuadamente apoyadas y sujetas en todos los soportes o vigas secundarias para soportar todas las cargas incluidas las de la construcción.
- Cualquier cambio en las placas colaborantes o su instalación debe ser aprobado previamente por el diseñador. Debe evitarse la acumulación del hormigón en sitios donde descarga la carretilla o la tubería de la bomba, para esto, luego de que el hormigón se vierta sobre la losa, inmediatamente deberá esparcírsele.
- Para cohesionar el acero y el hormigón en una pieza mixta se recomienda el uso de perno conector, el cual actúa como anclaje en el hormigón frente a los esfuerzos de tracción, transmite esfuerzos al hormigón, bien por adherencia o bien por presiones de contacto, según la tipología constructiva.

Diseño.

Se utilizará “Novalosa 55” que es una placa colaborante de Steel Deck de la empresa NOVACERO con una altura de onda de 55 mm y de espesor 0.76mm. Cuyas propiedades son descritas por la empresa en la tabla adjunta.

Propiedades de la sección compuesta.

El peso de la sección compuesta se obtiene considerando un espesor de losa de hormigón de 6 cm.

Tabla 2. Peso de la sección compuesta

Peso de la sección compuesta		
Peso Placa Colaborante	7,47	kg/m ²
Peso Hormigón	203,80	kg/m ²
Peso Sección Compuesta	211,27	kg/m ²

Máxima Longitud sin Apuntalamiento.

Para determinar la máxima longitud sin apuntalamiento se consideran 3 vanos y, por lo tanto, la máxima longitud sin apuntalamiento es 2.17 metros.

Debido a que, el esquema propuesto para el diseño de sistema de piso detalla viguetas cada 1.60 metros de separación; no es necesario utilizar apuntalamiento.

Resistencia de la placa colaborante con carga sobreimpuesta.

Las cargas totales sobreimpuestas se refieren a la capacidad de carga sobre la sección compuesta, es decir, únicamente se deben contemplar las cargas adicionales que actuarán sobre la losa sin tomar en cuenta el peso propio del hormigón ni de la NOVALOSA ya que estos ya están considerados en el análisis.

Según el esquema de sistema de piso propuesto y la tabla anterior, el panel soporta una carga de 2007.00 kg/m² con una separación de 1.60 metros.

Para determinar las cargas totales sobreimpuestas a las que está sometida la sección, se hace referencia al capítulo 1 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC_SE).

Carga muerta sobreimpuesta.

Dentro de la carga muerta se consideran los siguientes componentes:

- Carga de acabados e instalaciones:

Acabados de Piso 80 kg/m²

Cielo Falso 15 kg/m²

Instalaciones 10 kg/m^2

- Carga de mampostería:

Mampostería de 15 cm 200 kg/m^2

Paredes de mampostería construidas con bloques alivianados de hormigón y ligados mediante mortero con un enlucido de 1.0 cm a cada lado de la pared.

- Carga de elementos estructurales:

Peso de la Vigueta (W8x31) 28 kg/m^2

De donde, la carga muerta total sobreimpuesta es de 335 kg/m^2 .

Carga viva sobreimpuesta.

Considerando el uso residencial al que va a ser destinada la estructura, la carga viva total sobreimpuesta es de 200 kg/m^2 .

Carga total sobreimpuesta y chequeo de resistencia.

La carga total sobreimpuesta es de aproximadamente 550 kg/m^2 , la cual es significativamente menor a la permitida (2007 kg/m^2), por lo que, se acepta el esquema de diseño propuesto anteriormente.

∴ OK

Diseño de la losa del sistema de piso

Disposiciones generales.

Limitaciones del material.

El concreto, acero estructural y barras de acero de refuerzo en sistemas compuestos deben cumplir las siguientes limitaciones:

- i. Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto debe tener una resistencia de compresión $f'c$ no menor que 215 kgf/cm^2 (21 MPa) ni mayor que 715 kgf/cm^2 (70 MPa) en concreto de peso normal y no menor que 215 kgf/cm^2 (21 MPa) ni mayor que 430 kgf/cm^2 (42 MPa) en el caso de concreto liviano.

En el presente diseño se utilizará concreto liviano.

Propiedades del Hormigón		
$f'c$	240	kg/cm^2
$f'c \text{ min}$	215	kg/cm^2
$f'c \text{ max}$	430	kg/cm^2

$$f'c_{\text{min}} < f'c < f'c_{\text{max}}$$

$$215 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 430 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

∴ OK

- ii. La tensión de fluencia mínima especificada en barras de refuerzo, para el cálculo de la resistencia de un miembro compuesto, no debe exceder de 5630 kgf/cm^2 .

Propiedades del Acero de Refuerzo		
$f_y \text{ min}$	4200	kg/cm^2
$f_y \text{ max}$	5630	kg/cm^2

$$f_{y\text{min}} < f_{y\text{max}}$$

$$4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 5630 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

∴ OK

Diseño de refuerzo por temperatura y retracción del fraguado

Para el diseño de refuerzo por temperatura y retracción del fraguado se usan las mallas electrosoldadas “Mallas Armex Tipo R con apertura cuadrada” de Ideal Alambrec.

Tabla 3. Mallas Armex tipo R con apertura cuadrada

Mallas Armex® Tipo R con apertura cuadrada

Mallas Armex® Tradicional									
Código	Tipo de Malla	Diámetro [mm]		Separación [cm]		Sección de Aceros [mm ² / m]		Peso	
		Alambre L.	Alambre T.	Alambre L.	Alambre T.	As L	As T	kg / m ²	kg / plancha
188156	R-126	4,0	4,0	10	10	126	126	1,97	29,48
188164	R-196	5,0	5,0	10	10	196	196	3,07	46,06
188166	R-238	5,5	5,5	10	10	238	238	3,72	55,73
188168	R-283	6,0	6,0	10	10	283	283	4,42	66,32
188172	R-385	7,0	7,0	10	10	385	385	6,02	90,27
188176	R-636	9,0	9,0	10	10	636	636	9,95	149,22
188150	R-64	3,5	3,5	15	15	64	64	1,01	15,17
188152	R-84	4,0	4,0	15	15	84	84	1,32	19,81
188154	R-106	4,5	4,5	15	15	106	106	1,67	25,07
188158	R-131	5,0	5,0	15	15	131	131	2,06	30,95
188160	R-158	5,5	5,5	15	15	158	158	2,50	37,45
188161	R-188	6,0	6,0	15	15	188	188	2,97	44,57
188167	R-257	7,0	7,0	15	15	257	257	4,04	60,66
188170	R-335	8,0	8,0	15	15	335	335	5,28	79,23
188173	R-424	9,0	9,0	15	15	424	424	6,69	100,28
188175	R-524	10	10	15	15	524	524	8,25	123,80
188148	R-53	4,5	4,5	30	30	53	53	0,84	12,53
189676	R-503	8,0	8,0	10	10	503	503	7,86	117,90

AsL: Área de acero (mm² / m) de los alambres longitudinales. • AsT: Área de acero (mm² / m) de los alambres transversales.
Dimensiones estándar: 6,25 x 2,40 = 15m². • Medidas y especificaciones especiales bajo pedido.

Debido a que se utilizará una malla electrosoldada para esfuerzos de temperatura y retracción generada por fraguado o para refuerzo negativo, esta armadura deberá estar localizada entre 2.0 y 2.5 cm bajo el nivel superior de la losa de hormigón.

Como se mencionó anteriormente, el refuerzo por temperatura y retracción del fraguado puede realizarse aplicando una malla electrosoldada (como en este caso) y debe tener un área mínima de 0.0018 veces al área de hormigón sobre la parte alta de la NOVALOSA, de acuerdo con el ACI 318 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).

Por lo que, el área mínima de 0.0018 veces al área de hormigón se calcula por metro de losa y para cada dirección de la siguiente manera:

$$A_{S_{min}} = 0.0018 * b * t$$

$$A_{S_{min}} = 0.0018 * 100 \text{ cm} * 6 \text{ cm}$$

$$A_{S_{min}} = 1.08 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Por lo que, se procede a escoger una malla R-131 que está compuesta por 1 varilla de Ø5.0mm @ 15cm. Con esta malla, se obtiene un $A_{S_{colocado}} = 1.31 \text{ cm}^2/\text{m}$. De donde:

$$A_{S_{colocado}} > A_{S_{min}}$$

$$1.31 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > 1.08 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

∴ OK

Diseño de la vigueta del sistema de piso

Predimensionamiento de viguetas.

El predimensionamiento de las viguetas se realiza en función de la relación de la longitud de estas entre 25, de donde:

$$\frac{L}{25} = \frac{5.6 \text{ m}}{25} = 0.22 \text{ m}$$

Por lo tanto, se debe escoger un perfil con altura mínimo de 22 centímetros u 8 pulgadas. Después de algunas iteraciones, el perfil escogido para las viguetas es el W8x31.

Cargas gravitacionales.

Las cargas gravitacionales del sistema de piso se determinaron en base a lo dispuesto en la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas (No Sísmicas).

Carga viva.

La carga viva se determinó en base a la sección 4.2 de la NEC-SE-CG, en donde se menciona la carga viva para cada ocupación. Debido a que, en el caso de análisis se trata de una estructura para uso residencial, la carga viva a considerar es:

$$CV = 2 \frac{KN}{m^2} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

Carga muerta.

La carga muerta se determinó en base a la sección 4.1 de la NEC-SE-CG y a los catálogos de Steel Deck de donde:

Carga Muerta		
Acabados Piso	80	kg/m ²
Cielo Falso	15	kg/m ²
Instalaciones	10	kg/m ²
Tabiquería	200	kg/m ²
Loseta de concreto	203,80	kg/m ²
Placa colaborante SD	7,47	kg/m ²

Vigueta	28,22	kg/m ²
---------	-------	-------------------

$$CM = 544 \frac{kg}{m^2}$$

Combinación de cargas.

Una vez obtenidas el valor de la CV y CM se procede a realizar la mayoración de las cargas mediante la siguiente combinación:

$$C_1 = 1.2 CM + 1.6 CV$$

$$C_1 = 1.2 * 544 + 1.6 * 200$$

$$C_1 = 973.4 \frac{kg}{m^2}$$

Solicitaciones de la estructura.

Con las cargas mayoradas se procede a calcular la carga lineal que actuaría sobre la vigueta considerando el área colaborante de una vigueta interna, se detalla a continuación el procedimiento:

$$w = 973.4 \frac{kg}{m^2} * 1.63 m$$

$$w = 1589.9 \frac{kg}{m}$$

Cortante último.

Debido a que la vigueta se encuentra sometida a una carga lineal distribuida, el cortante último se obtiene de la siguiente manera:

$$V_u = \frac{wl}{2}$$

$$V_u = \frac{1589.9 * 5.6}{2}$$

$$V_u = 4451.7 kg = 4.45 ton$$

Momento último.

Debido a que la vigueta se encuentra sometida a una carga lineal distribuida, el momento último se obtiene de la siguiente manera:

$$M_u = \frac{wl^2}{8}$$

$$M_u = \frac{1589.9 * 5.6^2}{8}$$

$$M_u = 6232.4 \text{ kg m} = 6.23 \text{ ton m}$$

Diseño de miembros a sección compuesta.

El diseño de miembros a sección compuesta se realizó en base a las Especificaciones para Construcciones de Acero – AISC 360-10. Se hace referencia únicamente al Capítulo I debido a que se realizó el diseño de miembros compuestos formados por perfiles de acero estructural laminados o armados y concreto estructural actuando en conjunto. Además, el sistema incluye vigas de acero que soportan losas de concreto reforzado conectadas de tal manera que actúan en conjunto para resistir la flexión.

Disposiciones generales.***Limitaciones del material.***

El concreto, acero estructural y barras de acero de refuerzo en sistemas compuestos deben cumplir las siguientes limitaciones:

- i. Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto debe tener una resistencia de compresión f'_c no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 715 kgf/cm² (70 MPa) en concreto de peso normal y no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 430 kgf/cm² (42 MPa) en el caso de concreto liviano.

En el presente diseño se utilizará concreto liviano.

Propiedades del Hormigón		
Ec	20000	MPa
fc'	240	kg/cm ²
fc' min	215	kg/cm ²
fc' max	430	kg/cm ²

$$f'_{c' \min} < f'_{c'} < f'_{c' \max}$$

$$215 \frac{kg}{cm^2} < 240 \frac{kg}{cm^2} < 430 \frac{kg}{cm^2}$$

∴ **OK**

- ii. La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural usada en el cálculo de la resistencia de un miembro compuesto no debe exceder de 5355 kgf/cm² (525 MPa).

En el presente diseño se utilizarán perfiles hechos con planchas A36.

Acero de Perfiles de Viguetas (A36)		
Es	210000	MPa
fy	2530	kg/cm ²
fu	4080	kg/cm ²
fy max	5355	kg/cm ²

$$f_y < f_{y \max}$$

$$2530 \frac{kg}{cm^2} < 5355 \frac{kg}{cm^2}$$

∴ **OK**

Diseño por flexión.

General.

Ancho efectivo.

Cuando las vigas de acero están muy separadas, la losa de concreto no participa de manera uniforme en la resistencia de las vigas compuestas en flexión positiva; la

compresión es máxima en la zona situada sobre el patín, y disminuye en puntos cada vez más alejados de él.

El concepto de ancho efectivo es útil para determinar la resistencia de elementos estructurales con esfuerzos no uniformes; el ancho efectivo se obtiene de manera que la fuerza interior calculada suponiendo que actúan en él esfuerzos uniformes, de intensidad igual a la máxima, tenga la misma magnitud y línea de acción que la fuerza interior real, que corresponde a los esfuerzos no uniformes. Introduciendo este concepto se trabaja con esfuerzos uniformes equivalentes, en vez de hacerlo con los reales, de distribución complicada.

El ancho efectivo de la losa de concreto es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no debe exceder:

- i. Un octavo de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos;

$$L = \frac{5.6}{8}$$

$$L = 0.7 \text{ m}$$

- ii. Un medio de la distancia el eje de la viga adyacente.

$$L = \frac{1.63}{2}$$

$$L = 0.82 \text{ m}$$

Por lo que, el ancho efectivo de las viguetas internas es:

$$b_{eff} = \min (0.7 * 2; 0.82 * 2)$$

$$b_{eff} = 1.4 \text{ m}$$

Vigas compuestas con conectores de corte.

Resistencia por flexión positiva.

La resistencia de diseño para flexión positiva $\phi_b M_n$ debe ser determinada por el estado límite de fluencia:

$$\phi_b = 0,90$$

i. Para $\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

M_n debe ser determinado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico). Es importante mencionar que todos los perfiles actuales ASTM A6 W, S, y HP satisfacen el límite para $F_y \leq 4925 \frac{kg}{cm^2}$

$$28.04 \leq 106.64$$

Por lo tanto, se utiliza el método de distribución de las tensiones plásticas. En este método, la resistencia nominal debe ser calculada suponiendo que los componentes de acero han alcanzado la tensión F_y , en tracción o en compresión, según corresponda; y que los componentes de concreto debido a fuerzas axiales y/o flexión han alcanzado la tensión de $0,85f'_c$. Es decir, para obtener la resistencia máxima en flexión de una sección compuesta, la viga de acero está completamente plastificada, en tensión o compresión, dependiendo de la posición del eje neutro plástico y, que los esfuerzos en el área comprimida de concreto son uniformes, iguales a $0.85 f'_c$ y se desprecian los esfuerzos de tensión en el concreto.

Se considera que, para determinar el área de concreto de la sección compuesta para nervios orientados perpendicularmente a las vigas de acero, se despreciará el concreto ubicado bajo del borde superior de la plancha colaborante de acero.

En el presente diseño se considera una acción compuesta completa entre la losa y la sección de acero, y se analiza únicamente la opción de que el eje neutro plástico se

encuentra dentro de la losa de hormigón. Esto debido a que, si el ENP atraviesa la sección de acero, esto quiere decir que la viga estará sometida a esfuerzos de compresión y el diseño no es eficiente, en tal caso, se recomienda aumentar el espesor de la loseta con el fin de que únicamente el hormigón trabaje a compresión y la viga de acero a tensión.

Por equilibrio, la fuerza de tensión es igual a la de compresión:

$$C = T$$

$$T = A_s * F_y$$

$$C = 0.85 * f'_c * b_e * a$$

Con esto, se puede determinar la profundidad del bloque de compresión a que, como se mencionó anteriormente, debe encontrarse en el hormigón, por lo que:

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b_e * t} < t_c$$

De donde, se puede obtener el momento resistente nominal y, este es igual a:

$$M_n = C * d'$$

$$d' = \frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2}$$

De donde,

$$M_n = 0.85 * f'_c * b_e * a * \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

La acción colaborante de la vigueta con concreto solicitado en compresión por flexión, el corte nominal entre la viga de acero y la losa de concreto, transferido por anclajes de acero, entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los estados límites de aplastamiento del concreto, fluencia en tracción de la sección de acero o la resistencia al corte de los anclajes de acero:

- i. Para el estado límite de aplastamiento del concreto

$$C = 0.85 * f'_c * A_c$$

$$A_c = 60 * 1400 = 84000 \text{ mm}^2$$

$$C = 0.85 * 21 * 84000$$

$$C = 1499.4 \text{ KN} = 152.9 \text{ ton}$$

ii. Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero

$$C = A_s F_y$$

$$A_s = 5880 \text{ mm}^2$$

$$C = 5880 * 249$$

$$C = 1464.6 \text{ KN} = 149.4 \text{ ton}$$

De donde se obtiene que gobierna el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero. Por lo que, se procede a calcular la resistencia a flexión:

$$a = \frac{C_{min}}{0.85 * f'_c * b_e}$$

$$a = \frac{5880 * 249}{0.85 * 21 * 1400}$$

$$a = 58.61 \text{ mm} < t_c = 60 \text{ mm}$$

∴ OK

De donde, se procede a obtener el momento resistente nominal:

$$M_n = 0.85 * f'_c * b_e * a * \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0.85 * 210 * 1400 * 58.61 * \left(\frac{203}{2} + 55 + 60 - \frac{58.61}{2} \right)$$

$$M_n = 274.2 \text{ KN m} = 28 \text{ ton m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 28$$

$$\phi M_n = 25.2 \text{ ton m}$$

Una vez que hemos obtenido la resistencia a flexión, se procede a verificar que la misma sea mayor a la sollicitación, de donde:

$$\phi M_n > M_u$$

$$25.2 > 6.23 \text{ ton m}$$

\therefore OK

Diseño por corte.

La resistencia disponible al corte de vigas compuestas con conectores de corte y anclajes tipo canal deberá ser determinada basada solo en las propiedades de la sección de acero según el Capítulo G.

Miembros de sección doble t y canales.

La resistencia nominal de corte, V_n , se determina a partir de lo siguiente:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_{v1}$$

De donde, para el perfil de análisis:

$$C_{v1} = 1$$

$$V_n = 0.6 * 249 * 203 * 7.24 * 1$$

$$V_n = 219.7 \text{ KN} = 22.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 22.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 20.2 \text{ ton}$$

Una vez que hemos obtenido la resistencia nominal a corte de la viga, se procede a verificar que la misma sea mayor a la sollicitación, de donde:

$$\phi V_n > V_u$$

$$20.2 > 4.45 \text{ ton}$$

\therefore OK

Revisión de deflexiones.

En base a lo recomendado por el IBC2006 y la Guía de Diseño 03 del AISC “Serviceability Design Considerations for Steel Building” se verifica que la deflexión

máxima causada por carga viva no debe ser mayor a $L/360$. Es decir, la deflexión máxima admisible es:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{5600}{360} = 16mm$$

Debido a que la carga que se ejerce sobre la vigueta es distribuida, la deformación puede calcularse a través de la siguiente expresión considerando a una viga simplemente apoyada:

$$\Delta = \frac{5w_{CV}L^4}{384 EI_{LB}}$$

De donde, es importante mencionar que la I_{LB} es la inercia transformada de la sección compuesta. Esta inercia se obtiene considerando que el eje neutro se ubica fuera de la losa de concreto, por lo que,

$$\bar{y} = \frac{A_{ct} * 0.5t_c + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$\bar{y} = \frac{nA_a}{b_e} \left(\sqrt{\left(1 + \frac{2b_e y_a}{nA_a}\right)^2 - 1} \right) \leq t_c$$

De donde,

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

Con la relación de los módulos de elasticidad de los materiales, se procede a calcular el área transformada de concreto:

$$A_{ct} = \frac{b_e}{n} t_c$$

$$A_{ct} = \frac{1400}{10} * 60$$

$$A_{ct} = 8385 mm^2$$

De la misma manera, se procede a calcular la inercia transformada de la siguiente manera:

$$I_t = I_{ct} + I_a + A_{ct}(\bar{y} - 0.5t_c)^2 + A_a(y_a - \bar{y})^2$$

De donde,

$$\bar{y} = \frac{A_{ct} * 0.5t_c + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$\bar{y} = \frac{8385 * 0.5 * 60 + 5880 * (60 + 55 + 203 * 0.5)}{8385 + 5880}$$

$$\bar{y} = 107 \text{ mm}$$

Y,

$$I_{ct} = \frac{b_e * t_c^3}{12 * n}$$

$$I_{ct} = \frac{1400 * 60^3}{12 * 10}$$

$$I_{ct} = 2515599 \text{ mm}^4$$

Por lo que, reemplazando los valores obtenidos anteriormente, se obtiene que la inercia transformada es igual a:

$$I_t = 169351640 \text{ mm}^4$$

Y, la carga actuante sobre la vigueta es:

$$w_{CV} = 200 * 1.63$$

$$w_{CV} = 327 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Con los valores anteriores obtenidos, se puede determinar la deflexión de la vigueta:

$$\Delta_c = \frac{5w_{CV}L^4}{384 EI_{LB}}$$

$$\Delta_c = \frac{5 * 13 * 5600^4}{384 * 200349.86 * 169351640}$$

$$\Delta_c = 1.23 \text{ mm}$$

Una vez obtenida la deformación, se procede a verificar que la misma sea menor a la admisible:

$$\Delta_c < \Delta_{adm}$$

$$1.23 < 16 \text{ mm}$$

\therefore OK

Diseño de anclajes de acero – pernos.

Anclajes de acero en vigas compuestas.

Resistencia de pernos conectores de corte.

La resistencia nominal de un perno de corte embebido en una losa de concreto sólido o en una losa compuesta con plancha colaborante de acero debe ser determinada como:

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f_c' E_c} \leq R_g * R_f * A_{sa} * F_u$$

Considerando pernos de diámetro $\frac{3}{4}$ '' o 19 mm:

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f_c' E_c}$$

$$Q_n = 0.5 * 284 * \sqrt{21 * 21538}$$

$$Q_n = 95 \text{ KN} = 9.7 \text{ ton}$$

Para la segunda parte de la expresión, los valores de los coeficientes se obtienen de la siguiente tabla:

$$R_g R_f A_{sa} F_u = 1 * 0.6 * 284 * 490$$

$$R_g R_f A_{sa} F_u = 83.4 \text{ KN}$$

$$R_g R_f A_{sa} F_u = 8.5 \text{ ton}$$

Por lo que, la resistencia de los pernos conectores de corte es:

$$Q_n = 9.7 \leq 8.5$$

$$Q_n = 8.5 \text{ ton}$$

Número requerido de conectores de corte.

El corte horizontal total en la interfase entre la viga de acero y la losa de concreto debe suponerse que es transferida por conectores de cortante. La fuerza de corte horizontal total transferido por anclajes de acero V' , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de los siguientes estados límite:

- i. Para el estado límite de aplastamiento del concreto:

$$V' = 0.85 * f'_c * A_c$$

$$V' = 1499 \text{ KN}$$

- ii. Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero:

$$V' = F_y * A_s$$

$$V' = 1465 \text{ KN}$$

- iii. Para el estado límite de resistencia del conector de corte:

$$V' = \Sigma Q_n$$

$$V' = 1583 \text{ KN}$$

Por lo que, el corte horizontal total es:

$$V' = 149.4 \text{ ton}$$

El número de anclajes de acero requeridos entre cualquier fuerza concentrada y el punto más cercano de momento cero debe ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de la carga concentrada.

Para esto, es necesario determinar mediante las especificaciones del Steel Deck la separación existente entre valles que, en este caso, es 300 mm. Por lo que, el número de valles existentes son 19.

Una vez determinados los valles existentes a lo largo de la vigueta, se procede a calcular el número de conectores necesarios:

$$n_{stud} = \frac{V'}{Q_n}$$

$$n_{stud} = \frac{149.7}{8.5} = 18 \text{ conectores}$$

$$n_{stud} < n_{valle}$$

$$18 < 19$$

∴ OK

∴ 1 conector por valle

Requisitos de detallamiento.

- i. El esfuerzo de fluencia de los conectores de cortante no puede ser menor a $F_u = 4600 \text{ kg/cm}^2$.

Se utiliza conectores de cortante tipo Nelson Stud con $F_u = 490 \text{ MPa}$

∴ OK

- ii. La longitud de los conectores de corte no debe ser inferior a cuatro diámetros del perno desde la base al extremo de la cabeza del perno después de ser instalado.

Se considera pernos con longitud de 100 mm.

$$l > 4d_{sa}$$

$$100 > 4 * 19$$

$$100 > 76 \text{ mm}$$

∴ OK

- iii. El espesor mínimo de loseta de hormigón sobre el Steel panel es de 5cm.

$$t_c > 5 \text{ cm}$$

$$6 > 5 \text{ cm}$$

\therefore OK

- iv. Los conectores de corte deben tener por lo menos 25 mm de recubrimiento lateral de concreto.
- v. La altura del conector de cortante, soldado a la viga de acero debe ser 1 ½ in (38 mm) más grande que la altura del nervio h_r , y debe quedar con un recubrimiento de por lo menos ½ in (13 mm).

$$h_{req\ stud} = 55 + 38 = 93 \text{ mm}$$

$$h_{stud} = 100 \text{ mm}$$

$$h_{stud} > h_{req\ stud}$$

$$100 > 93$$

\therefore OK

$$h_t = 55 + 60 = 115 \text{ mm}$$

$$h_{rec} = 115 - 100 = 15 \text{ mm}$$

$$h_{rec} > 13$$

$$15 > 13$$

\therefore OK

- vi. El espaciamiento mínimo de conectores (medido centro a centro) debe ser de cuatro diámetros en cualquier dirección. Para vigas compuestas que no contengan anclajes dentro de los nervios de la plancha colaborante orientadas perpendicularmente a la viga de acero, se permite usar un límite de espaciamiento mayor de seis diámetros a lo largo del eje longitudinal de la viga.

$$s > 4d_{sa}$$

$$300 > 4 * 19$$

$$300 > 76 \text{ mm}$$

∴ OK

- vii. El espaciamiento máximo de conectores de corte no debe exceder ocho veces el espesor total de losa ni 90 cm (900 mm).

$$s < \min (8e ; 900)$$

$$300 < \min (8 * 60 ; 900)$$

$$300 < 480 \text{ mm}$$

∴ OK

Diseño en ETABS.

A continuación, se presentan los resultados del diseño en el software ETABS, los cuales presentan valores muy cercanos a los obtenidos en los literales anteriores.

Story: Planta Baja
Location: X= 4.7133 m Y= 18.81 m
A36

Beam B104

W8X31

Length: 7 m Trib. Area: 0 m²

No shear studs

No camber

Composite Deck Properties

	Deck	Cover (m)	w _c (tonf/m ³)	f' _c (MPa)	b _{eff} (m)	E _c (S) (MPa)	E _c (D) (MPa)	E _c (V) (MPa)
At Left, at Right	None	N/A	N/A	0	N/A	0	N/A	N/A

Loading (DCmpS1 combo)

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (tonf/m) 0 m→7 m	0.000	0.046	0.000	0.000	0.065
Point Load (tonf) @ 5.6 m	0.0000	9.568E-06	0.0000	0.0000	1.340E-05

End Reactions

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end (tonf)	0.0000	0.1618	0.0000	0.0000	DCmpS1	0.2265
J end (tonf)	0.0000	0.1618	0.0000	0.0000	DCmpS1	0.2266

Strength Checks

	Combo	Factored	Design	Ratio	Pass
Shear at Ends (tonf)	DCmpS1	0.2266	20.2178	0.011	✓
Construction Bending (tonf-m)	DCmpC1	0.3947	10.0937	0.039	✓
Partial Comp. Bending (tonf-m)	DCmpS1	0.3947	10.0937	0.039	✓

Constructability and Serviceability Checks				
	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Pre-composite Defl. (m)	0.00153	No Limit	N/A	N/A
Post-composite Defl. (m)	0	0.02917	0.000	✓
Live Load Defl. (m)	0	0.01944	0.000	✓
Total Defl. (m)	0.00153	0.02917	0.053	✓

Section Properties			
	PNA (m)	I (m⁴)	ΦM_n (tonf-m)
Steel (L _b = 7 m C _b = 1.136)	0.1016	0.000046	10.0937
Vibrations Check (E _c = 33509)	0.1016	0.000046	N/A

Diseño de la viga del sistema de piso

Predimensionamiento de vigas.

El predimensionamiento de las vigas se realiza en función de la relación de la longitud de estas entre 25, de donde:

$$\frac{L}{25} = \frac{4.9 \text{ m}}{25} = 0.2 \text{ m}$$

Por lo tanto, se debe escoger un perfil con altura mínimo de 20 cm. Después de algunas iteraciones, el perfil escogido para las vigas es el W10X22.

Cargas gravitacionales.

En el caso del análisis de vigas se tiene dos tipos de cargas gravitacionales: concentradas y distribuidas. Esto debido a que, las cargas de la vigueta se transfieren a la viga a manera de cargas concentradas y el peso propio de la viga se considera como carga distribuida.

Las cargas gravitacionales del sistema de piso se determinaron en base a lo dispuesto en la Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas (No Sísmicas) y son las mismas que para las viguetas.

Carga viva sobre vigueta.

La carga viva se determinó en base a la sección 4.2 de la NEC-SE-CG, en donde se menciona la carga viva para cada ocupación. Debido a que, en el caso de análisis se trata de una estructura para uso residencial, la carga viva a considerar es:

$$CV = 2 \frac{KN}{m^2} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

Carga muerta sobre vigueta.

La carga muerta se determinó en base a la sección 4.1 de la NEC-SE-CG y a los catálogos de Steel Deck de donde:

Tabla 4. Carga muerta sobre la vigueta

Carga Muerta		
Acabados Piso	80	kg/m ²
Cielo Falso	15	kg/m ²
Instalaciones	10	kg/m ²
Tabiquería	200	kg/m ²
Loseta de concreto	203,80	kg/m ²
Placa colaborante SD	7,47	kg/m ²
Vigueta	28,22	kg/m ²

$$CM = 544 \frac{kg}{m^2}$$

Carga muerta sobre viga.

La carga muerta que actúa sobre la viga es el peso propio de la misma, de donde, debido al perfil escogido el valor es el siguiente:

$$CM_{viga} = 32.7 \frac{kg}{m}$$

Combinación de cargas.

Una vez obtenidas el valor de la CV y CM se procede a realizar la mayoración de las cargas mediante la siguiente combinación:

- i. Mayoración de Cargas Concentradas provenientes de la Vigüeta

$$P_u = \frac{(1.2 CM + 1.6 CV) * L}{2}$$

$$P_u = \frac{(1.2 * 544 + 1.6 * 200) * 5.6}{2}$$

$$P_u = 4451.7 \text{ kg}$$

$$P_u = 4.45 \text{ ton}$$

- ii. Mayoración de Cargas Distribuidas provenientes del Peso Propio de la Viga

$$w_u = 1.2 CM_{viga}$$

$$w_u = 1.2 * 32.7$$

$$w_u = 39.24 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$w_u = 0.039 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Solicitaciones de la estructura.

Para obtener las sollicitaciones de la estructura se considera la siguiente disposición de cargas, tal como se mencionó anteriormente:

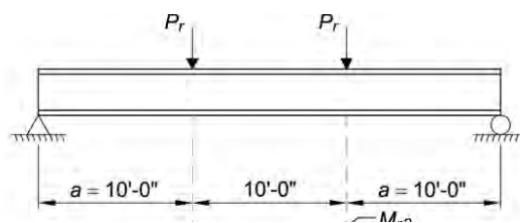


Figura 10. Distribución de cargas en la viga

Cortante último.

Debido a que la viga se encuentra sometida a una carga lineal distribuida y dos cargas concentradas, el cortante último se obtiene de la siguiente manera:

$$V_u = P_u + \frac{w_u l}{2}$$

$$V_u = 4.45 + \frac{0.039 * 4.9}{2}$$

$$V_u = 4.55 \text{ ton}$$

Momento último.

Debido a que la viga se encuentra sometida a una carga lineal distribuida y dos cargas concentradas, el momento último se obtiene de la siguiente manera:

$$M_u = P_u a + \frac{w_u l^2}{8}$$

$$M_u = 4.45 * 1.63 + \frac{0.039 * 4.9^2}{8}$$

$$M_u = 7.39 \text{ ton m}$$

Diseño de miembros a sección compuesta.

El diseño de miembros a sección compuesta se realizó en base a las Especificaciones para Construcciones de Acero – AISC 360-10. Se hace referencia únicamente al Capítulo I debido a que se realizó el diseño de miembros compuestos formados por perfiles de acero estructural laminados o armados y concreto estructural actuando en conjunto. Además, el sistema incluye vigas de acero que soportan losas de concreto reforzado conectadas de tal manera que actúan en conjunto para resistir la flexión.

Disposiciones generales.

Limitaciones del material.

El concreto, acero estructural y barras de acero de refuerzo en sistemas compuestos deben cumplir las siguientes limitaciones:

- i. Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto debe tener una resistencia de compresión f'_c no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 715 kgf/cm² (70 MPa) en concreto de peso normal y no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 430 kgf/cm² (42 MPa) en el caso de concreto liviano.

En el presente diseño se utilizará concreto liviano.

Propiedades del Hormigón		
Ec	20000	MPa
fc'	240	kg/cm ²
fc' min	215	kg/cm ²
fc' max	430	kg/cm ²

$$f'_{c' \min} < f'_{c'} < f'_{c' \max}$$

$$215 \frac{kg}{cm^2} < 240 \frac{kg}{cm^2} < 430 \frac{kg}{cm^2}$$

∴ **OK**

- ii. La tensión de fluencia mínima especificada del acero estructural usada en el cálculo de la resistencia de un miembro compuesto no debe exceder de 5355 kgf/cm² (525 MPa).

En el presente diseño se utilizarán perfiles hechos con planchas A572.

Acero de Perfiles de Viguetas (A572)		
Es	210000	MPa
fy	3515	kg/cm ²
fu	4570	kg/cm ²
fy max	5355	kg/cm ²

$$f_y < f_{y \max}$$

$$3515 \frac{kg}{cm^2} < 5355 \frac{kg}{cm^2}$$

∴ **OK**

Diseño por flexión.

General.

Ancho efectivo.

El ancho efectivo de la losa de concreto es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no debe exceder:

- i. Un octavo de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos;

$$L = \frac{4.9}{8}$$

$$L = 0.61 \text{ m}$$

- ii. Un medio de la distancia el eje de la viga adyacente.

$$L = \frac{4.9}{2}$$

$$L = 2.45 \text{ m}$$

Por lo que, el ancho efectivo de las viguetas internas es:

$$b_{eff} = \min (0.61 * 2; 2.45 * 2)$$

$$b_{eff} = 1.23 \text{ m}$$

Vigas compuestas con conectores de corte.

Resistencia por flexión positiva.

La resistencia de diseño para flexión positiva $\phi_b M_n$ debe ser determinada por el estado límite de fluencia:

$$\phi_b = 0,90$$

- i. Para $\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

M_n debe ser determinado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico). Es importante mencionar que todos los perfiles actuales ASTM A6 W, S, y HP satisfacen el límite para $F_y \leq 4925 \frac{kg}{cm^2}$

$$42.46 \leq 90.61$$

Por lo tanto, se utiliza el método de distribución de las tensiones plásticas. El cual fue explicado a detalle en el diseño de la vigueta.

Como se mencionó anteriormente, se considera una acción compuesta completa entre la losa y la sección de acero, y se analiza únicamente la opción de que el eje neutro plástico se encuentra dentro de la losa de hormigón. Esto debido a que, si el ENP atraviesa la sección de acero, esto quiere decir que la viga estará sometida a esfuerzos de compresión y el diseño no es eficiente, en tal caso, se recomienda aumentar el espesor de la loseta con el fin de que únicamente el hormigón trabaje a compresión y la viga de acero a tensión.

Por equilibrio, la fuerza de tensión es igual a la de compresión:

$$C = T$$

$$T = A_s * F_y$$

$$C = 0.85 * f'_c * b_e * a$$

Con esto, se puede determinar la profundidad del bloque de compresión a que, como se mencionó anteriormente, debe encontrarse en el hormigón, por lo que:

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b_e * t} < t_c$$

De donde, se puede obtener el momento resistente nominal y, este es igual a:

$$M_n = C * d'$$

$$d' = \frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2}$$

De donde,

$$M_n = 0.85 * f'_c * b_e * a * \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

Para la acción colaborante de la vigueta con concreto solicitado en compresión por flexión, el corte nominal entre la viga de acero y la losa de concreto, transferido por anclajes de acero, entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los estados límites de

aplastamiento del concreto, fluencia en tracción de la sección de acero o la resistencia al corte de los anclajes de acero:

- i. Para el estado límite de aplastamiento del concreto

$$C = 0.85 f'_c A_c$$

$$h_c = 60 + \frac{55}{2} = 87.5 \text{ mm}$$

$$C = 0.85 * 21 * 87.5 * 1223$$

$$C = 1913.3 \text{ KN} = 195.2 \text{ ton}$$

- ii. Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero

$$C = A_s F_y$$

$$A_s = 4190 \text{ mm}^2$$

$$C = 4190 * 345$$

$$C = 1445.5 \text{ KN} = 147.45 \text{ ton}$$

De donde se obtiene que gobierna el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero. Por lo que, se procede a calcular la resistencia a flexión:

$$a = \frac{C_{min}}{0.85 * f'_c * b_e}$$

$$a = \frac{4190 * 345}{0.85 * 21 * 1223}$$

$$a = 66.11 \text{ mm} < t_c = 87.5 \text{ mm}$$

∴ OK

De donde, se procede a obtener el momento resistente nominal:

$$M_n = 0.85 * f'_c * b_e * a * \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0.85 * 210 * 1223 * 66.11 * \left(\frac{203}{2} + 55 + 87.5 - \frac{66.11}{2} \right)$$

$$M_n = 304.9 \text{ KN m} = 31.1 \text{ ton m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 31.1$$

$$\phi M_n = 28 \text{ ton m}$$

Una vez que hemos obtenido la resistencia a flexión, se procede a verificar que la misma sea mayor a la sollicitación, de donde:

$$\phi M_n > M_u$$

$$28 > 7.39 \text{ ton m}$$

∴ OK

Diseño por corte.

La resistencia disponible al corte de vigas compuestas con conectores de corte y anclajes tipo canal deberá ser determinada basada solo en las propiedades de la sección de acero según el Capítulo G.

Miembros de sección doble T y canales.

La resistencia nominal de corte, V_n , se determina a partir de lo siguiente:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_{v1}$$

De donde, para el perfil de análisis:

$$C_{v1} = 1$$

$$V_n = 0.6 * 345 * 1580 * 1$$

$$V_n = 327 \text{ KN} = 33.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 33.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 30 \text{ ton}$$

Una vez que hemos obtenido la resistencia nominal a corte de la viga, se procede a verificar que la misma sea mayor a la sollicitación, de donde:

$$\phi V_n > V_u$$

$$30 > 4.55 \text{ ton}$$

\therefore OK

Revisión de deflexiones.

En base a lo recomendado por el IBC2006 y la Guía de Diseño 03 del AISC “Serviceability Design Considerations for Steel Building” se verifica que la deflexión máxima causada por carga viva no debe ser mayor a L/360. Es decir, la deflexión máxima admisible es:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{4900}{360} = 14 \text{ mm}$$

Debido a que la carga que se ejerce sobre la vigueta es distribuida, la deformación puede calcularse a través de la siguiente expresión considerando a una viga simplemente apoyada:

$$\Delta = \frac{5w_{CV}L^4}{384 EI_{LB}}$$

De donde, es importante mencionar que la I_{LB} es la inercia transformada de la sección compuesta. Esta inercia se obtiene considerando lo siguiente.

Se procede a verificar la posición del eje neutro, de la siguiente manera:

$$\bar{y} = \frac{n * A_a}{b_e} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * b_e * y_a}{n * A_a}} - 1 \right) \leq t_c$$

$$\bar{y} = \frac{9.3 * 4190}{1225} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 1225 * (87.5 + 55 + 0.5 * 203)}{9.3 * 4190}} - 1 \right) \leq t_c$$

$$\bar{y} = 97 \geq 87.5 \text{ mm}$$

Por lo que, el eje neutro se ubica fuera de la losa de concreto, es decir, en la sección de acero, por lo que,

$$\bar{y} = \frac{A_{ct} * 0.5t_c + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

De donde,

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9.3$$

Con la relación de los módulos de elasticidad de los materiales, se procede a calcular el área transformada de concreto:

$$A_{ct} = \frac{b_e}{n} t_c$$

$$A_{ct} = \frac{1225}{9.3} * 87.5$$

$$A_{ct} = 11523 \text{ mm}^2$$

De la misma manera, se procede a calcular la inercia transformada de la siguiente manera:

$$I_t = I_{ct} + I_a + A_{ct}(\bar{y} - 0.5t_c)^2 + A_a(y_a - \bar{y})^2$$

De donde,

$$\bar{y} = \frac{A_{ct} * 0.5t_c + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$\bar{y} = \frac{11523 * 0.5 * 87.5 + 41.90 * (87.5 + 55 + 203 * 0.5)}{11523 + 4190}$$

$$\bar{y} = 97 \text{ mm}$$

Y,

$$I_{ct} = \frac{b_e * t_c^3}{12 * n}$$

$$I_{ct} = \frac{1225 * 87.5^3}{12 * 9.3}$$

$$I_{ct} = 7351864 \text{ mm}^4$$

Por lo que, reemplazando los valores obtenidos anteriormente, se obtiene que la inercia transformada es igual a:

$$I_t = 179669244 \text{ mm}^4$$

Y, la carga actuante sobre la viga es:

$$w_{CV} = 200 * 5.6$$

$$w_{CV} = 1120 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Con los valores anteriores obtenidos, se puede determinar la deflexión de la vigueta:

$$\Delta_c = \frac{5w_{CV}L^4}{384 EI_{LB}}$$

$$\Delta_c = \frac{5 * 1.12 * 4900^4}{384 * 200349.86 * 179669244}$$

$$\Delta_c = 2.34 \text{ mm}$$

Una vez obtenida la deformación, se procede a verificar que la misma sea menor a la admisible:

$$\Delta_c < \Delta_{adm}$$

$$1.23 < 14 \text{ mm}$$

∴ OK

Diseño de anclajes de acero – pernos.

Anclajes de acero en vigas compuestas.

Resistencia de pernos conectores de corte.

La resistencia nominal de un perno de corte embebido en una losa de concreto sólido o en una losa compuesta con plancha colaborante de acero debe ser determinada como:

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g * R_f * A_{sa} * F_u$$

Considerando pernos de diámetro ¾” o 19 mm:

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f'_c E_c}$$

$$Q_n = 0.5 * 284 * \sqrt{21 * 21538}$$

$$Q_n = 95 \text{ KN} = 9.7 \text{ ton}$$

Para la segunda parte de la expresión, los valores de los coeficientes se obtienen de la siguiente tabla:

$$R_g R_f A_{sa} F_u = 1 * 0.75 * 284 * 490$$

$$R_g R_f A_{sa} F_u = 104.2 \text{ KN}$$

$$R_g R_f A_{sa} F_u = 10.6 \text{ ton}$$

Por lo que, la resistencia de los pernos conectores de corte es:

$$Q_n = 9.72 \leq 10.6$$

$$Q_n = 9.72 \text{ ton}$$

Número requerido de conectores de corte.

El corte horizontal total en la interfase entre la viga de acero y la losa de concreto debe suponerse que es transferida por conectores de cortante. La fuerza de corte horizontal total transferido por anclajes de acero V' , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de los siguientes estados límite:

- i. Para el estado límite de aplastamiento del concreto:

$$V' = 0.85 * f'_c * A_c$$

$$V' = 1913 \text{ KN}$$

- ii. Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero:

$$V' = F_y * A_s$$

$$V' = 1445 \text{ KN}$$

iii. Para el estado límite de resistencia del conector de corte:

$$V' = \Sigma Q_n$$

Considerando un espaciamiento de 15 cm entre cada stud,

$$V' = 3051 \text{ KN}$$

Por lo que, el corte horizontal total es:

$$V' = 147 \text{ ton}$$

El número de anclajes de acero requeridos entre cualquier fuerza concentrada y el punto más cercano de momento cero debe ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de la carga concentrada.

Para esto, se considera un espaciamiento de 15 cm entre la colocación de cada stud. Por lo que, el número de conectores de cortantes que se podrían colocar son 32.

Una vez determinados los posibles conectores de corte que se podrían colocar a lo largo de la viga, se procede a calcular el número de conectores necesarios:

$$n_{stud} = \frac{V'}{Q_n}$$

$$n_{stud} = \frac{147}{9.72} = 30 \text{ conectores}$$

$$n_{stud} < n_{adm}$$

$$30 < 32$$

∴ OK

∴ 1 conector @15cm

Diseño en ETABS.

A continuación, se presentan los resultados del diseño en el software ETABS, los cuales presentan valores muy cercanos a los obtenidos en los literales anteriores.

Story: Planta Baja
 Location: X= 5.53 m Y= 9.96 m
 A572 Gr50

Beam B15**W10X26**

Length: 4.9 m Trib. Area: 0 m²
 2,2,2 0.019 m Ø studs
 No camber

Composite Deck Properties

	Deck	Cover (m)	w _c (tonf/m ³)	f _c (MPa)	Ribs	b _{eff} (m)	E _c (S) (MPa)	E _c (D) (MPa)	E _c (V) (MPa)
At Left, at Right	DECK	0.06	2.4028	20.59		0.6125	21538	21538	29076

Loading (DCmpC1 combo)

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (tonf/m) 0 m→4.9 m	0.000	0.039	0.000	0.000	0.054
Point Load (tonf) @ 1.6333 m	0.0000	0.2531	0.0000	0.0000	0.3544
Point Load (tonf) @ 3.2667 m	0.0000	0.2531	0.0000	0.0000	0.3544

Loading (DCmpS1 combo)

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (tonf/m) 0 m→4.9 m	0.000	0.039	0.000	0.000	0.054
Point Load (tonf) @ 1.6333 m	0.0000	0.2531	0.0000	0.0000	0.3544
Point Load (tonf) @ 3.2667 m	0.0000	0.2531	0.0000	0.0000	0.3544

End Reactions

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end (tonf)	0.0000	0.3446	0.0000	0.0000	DCmpS1	0.4824
J end (tonf)	0.0000	0.3432	0.0000	0.0000	DCmpS1	0.4804

Strength Checks

	Combo	Factored	Design	Ratio	Pass
Shear at Ends (tonf)	DCmpS1	0.4824	36.4898	0.013	✓
Construction Bending (tonf-m)	DCmpC1	0.6946	15.9672	0.044	✓
Positive Bending (tonf-m)	DCmpS1	0.6946	16.2492	0.043	✓

Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Constr. Dead Defl. (m)	0.00096	No Limit	N/A	N/A
Post-concrete Defl. (m)	0	0.02042	0.000	✓
Live Load Defl. (m)	0	0.01361	0.000	✓
Total Defl. (m)	0.00096	0.02042	0.047	✓
Walking Acceleration ap/g (β = 0.03 P _o = 289)	0	0.005	0.000	✓

Section Properties

	PNA (m)	I (m ⁴)	ΦM _n (tonf-m)
Steel fully braced	0.13081	0.00006	16.2492
Vibrations Check (E _c = 29076)	0.03769	0.000254	N/A

Vibration Frequency Parameters

Element	L (m)	I _{eff} (m ⁴)	D (m ⁴ -m)	B (m)	W (tonf)	Δ (m)	f _n (Hz)
Slab		0.000005	0.000005/1.96				
Beam	4.9 m	0.000254	0.000254/1.96	2*1.8459	1.5*1798818931	0.00023 m	37.537
Panel					2698228397	0.00023 m	37.537

Diseño por resistencia al fuego

Debido a que la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC no establece requisitos para protección contra incendios, se utiliza el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR – 10), Título J – Requisitos de Protección Contra Incendios en Edificaciones.

Propósito y alcance.

Es necesario determinar el grupo y subgrupo de la estructura en base a los Grupos de Ocupación. De donde se puede decir que la estructura corresponde al Grupo R (Residencial). Por lo que, el diseño por resistencia al fuego será basado en la sección K.2.6.

Clasificación de edificaciones en función del riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión.

Con el fin de evaluar la resistencia requerida al fuego, todas las edificaciones deben clasificarse en categorías dependiendo del grupo de uso de la edificación en función del área construida o en función del potencial combustible.

El área total de construcción de la estructura es menor a 5000 m² y posee 7 pisos, por lo que, la categoría a la que pertenece es a la categoría I.

Determinación de la resistencia requerida contra fuego.

Los elementos estructurales y demás elementos de construcción deben tener como mínimo las resistencias al fuego normalizadas en la siguiente tabla:

Debido a que la estructura pertenece a la Categoría I, entonces la resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834) es de 2 horas.

Diseño de los elementos estructurales para la resistencia requerida.

Para realizar el diseño se hace uso de las tablas de diseño de la empresa VULCRAFT. La tabla por utilizar es: “Composite Deck Fire Resistance Ratings” y se muestra a continuación:

Tabla 5. Composite Deck Fire Resistance Ratings

VULCRAFT®

COMPOSITE DECK FIRE RESISTANCE RATINGS

Restrained Assembly Rating	Type of Protection	Concrete Thickness & Type (1)	U.L. Design No. (2,3,4)	Classified Deck Type		Unrestrained Beam Rating	
				Fluted Deck	Cellular Deck (5)		
3/4 Hr.	Unprotected Deck	2 1/2" LW	D914 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1 Hr.	
			D916 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.	
1 Hr.	Exposed Grid	2 1/2" NW	D218 +	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	2VLP, 3VLP	2,3 Hr.	
			D743 *	2VLJ, 3VLJ	2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.	
	Cementitious	2 1/2" NW&LW	D703 *	1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.	
			D712 *	3VLJ	3VLP	2 Hr.	
			D722 *	2VLJ, 3VLJ	2VLP, 3VLP	1,1.5,2 Hr.	
			D739 *	1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3,4 Hr.	
			D759	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.	
			D859 *	2VLJ, 3VLJ	2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.	
	Sprayed Fiber	2" NW&LW	D832 *	1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.	
			D847 *	2VLJ, 3VLJ	3VLP	1,1.5,3 Hr.	
			D858 *	2VLJ, 3VLJ	2VLP, 3VLP	1,1.5,2,4 Hr.	
			D871 *	2VLJ, 3VLJ	2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.	
			D902 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.	
	Unprotected Deck	2 1/2" LW	D914 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1 Hr.	
			D916 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.	
			D918 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.	
			D919 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.	
			D902 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.	
			D916 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.	
			D918 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.	
Gypsum Board			2 1/2" NW	D502 *	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	2VLP, 3VLP	1.5,2 Hr.
				D743 *	2VLJ, 3VLJ	2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.
				D703 *	1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1.5 Hr.
	D712 *	3VLJ		3VLP	2 Hr.		
	D722 *	2VLJ, 3VLJ		2VLP, 3VLP	1,1.5,2 Hr.		
	D739 *	1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ		1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3,4 Hr.		
	D759	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ		1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.		
	D859 *	2VLJ, 3VLJ		2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.		
	D832 *	1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ		3VLP	1,1.5,2,3 Hr.		
	D847 *	2VLJ, 3VLJ		3VLP	1,1.5,3 Hr.		
Sprayed Fiber	2 1/2" NW&LW	D858 *	2VLJ, 3VLJ	2VLP, 3VLP	1,1.5,2,4 Hr.		
		D871 *	2VLJ, 3VLJ	2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.		
		D902 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.		
		D916 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.		
		D919 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.		
		D902 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.		
		D916 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.		
		D918 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.		
		Unprotected Deck	3" LW	D916 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.
				D919 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.
D902 #	1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ			1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.		
4" NW	D916 #		1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5,2,3 Hr.		
	D918 #		1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.		
	D919 #		1.5VL, 1.5VLJ, 2VLJ, 3VLJ	1.5VLP, 2VLP, 3VLP	1,1.5 Hr.		

COMPOSITE

Notes:
 1. Concrete thickness is thickness of slab above deck, in.
 2. Refer to the U.L. "Fire Resistance Directory" for the necessary construction details.
 3. Cellular deck finish shall be galvanized.
 4. Fluted deck finish shall be galvanized unless noted otherwise.
 * Denotes fluted deck finish is not critical when used in D2-- & D5-- Series designs. Deck finish shall be galvanized or phosphatized/painted.
 * Fluted deck finish is critical for fire resistance. Fluted deck finish shall be galvanized or phosphatized/painted. This paint is a special type of paint and is compatible with the spray-applied fire protection and is U.L. approved for use in the denoted D7-- & D8-- Series designs.
 # Denotes fluted deck finish is not critical for fire resistance. Fluted deck finish shall be galvanized or phosphatized/painted.
 5. Vulcraft cellular deck units are approved by U.L. for use as electrical raceways under U.L. Standard 209.

Debido a que, la resistencia requerida es de 2 horas y el material a ocupar es Gypsum Board, es necesario que el espesor de concreto sobre el Steel Deck sea de 2.5 pulgadas, es decir, que sea mayor a 63.5 mm. Además, debe cumplir con la especificación D502.

Es importante mencionar que en el espesor del concreto se considera 3 mm adicionales debido al mortero.

$$\text{Espesor Concreto} > \text{Espesor M\u00ednimo Concreto}$$

$$64 > 63,5 \text{ mm}$$

\therefore **OK**

A continuaci\u00f3n, se muestra el detalle constructivo de un sistema de piso que cumple con la especificaci\u00f3n D502. El detalle constructivo fue obtenido del CGC Company en su publicaci\u00f3n “Fire – Resistant Assemblies SA-100”.



Figura 11. Detalle constructivo de un sistema de piso

Diseño por vibraciones

El diseño por vibración de la estructura se realizó en base a las Guías de Diseño en Acero: “Vibrations of Steel – Framed Structural Systems Due to Human Activity” del AISC.

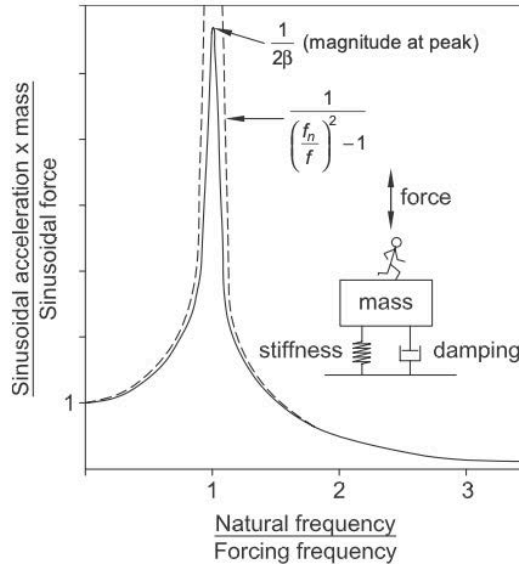


Fig. 1-5. Steady-state response of mass-spring-damper system to sinusoidal force.

Figura 12. Respuesta de un sistema con masa-resorte-amortiguado ante una fuerza sinusoidal

En la guía mencionada anteriormente se menciona que varios investigadores han medido las cargas dinámicas inducidas por humanos al caminar y correr. De donde, los investigadores obtuvieron las series de Fourier para diversas actividades individuales. Las formas de onda medidas se transformaron de Fourier en espectros correspondientes. Los valores a frecuencias armónicas proporcionaron estimaciones del coeficiente dinámico para cada armónico de fuerza significativo. Los experimentos también proporcionaron estimaciones del rango esperado de frecuencias de paso. La frecuencia de paso, f_{step} , que causa la respuesta máxima se selecciona dentro del rango para que una frecuencia armónica coincida con una frecuencia natural y cause resonancia.

Tabla 6. Parámetros de las series de Fourier para individuos

Table 1-1. Fourier Series Parameters for Individuals					
Activity	Source	Q, lb	f_{step} Range, Hz	Dynamic Coefficients, α_i	Phase Lag, ϕ_i , radians
Walking	Rainer et al. (1988) Allen and Murray (1993)	157	1.6–2.2	0.5, 0.2, 0.1, 0.05	—
	Willford et al. (2007) Smith et al. (2007) Davis and Murray (2010)	168	1.6–2.2	0.4, 0.07, 0.06, 0.05	0, $-\pi/2$, π , $\pi/2$
Running	Rainer et al. (1988)	*	1.6–4.0	1.4, 0.4, 0.2, 0.1	—
	Bachmann et al. (1995)	*	2.0–3.0	1.6, 0.7, 0.2	—
	ISO (2007)	*	2.0–4.0	1.4, 0.4, 0.1	—
Stair descent	Kerr and Bishop (2001) Davis and Murray (2009) Davis and Avci (2015)	168	1.6–4.0	1.1, 0.2, 0.09, 0.06	—

*Depends on running event: 150 to 175 lb for recreational runners; 250+ lb for American football or rugby players.

Finalmente, el parámetro más importante para el diseño y la evaluación de la capacidad de servicio de vibración de los sistemas de estructura de piso es generalmente la frecuencia natural.

Evaluation criteria for human comfort

La respuesta humana al movimiento estructural es un fenómeno muy complejo que involucra la magnitud del movimiento, el entorno que rodea al sensor y el sensor humano. Un movimiento continuo (estado estacionario) puede ser más desagradable que el movimiento causado por un impacto poco frecuente (transitorio). El umbral de percepción del movimiento del piso en un lugar de trabajo ocupado puede ser más alto que en un apartamento tranquilo. La reacción de una persona mayor que vive en el piso 50 puede ser considerablemente diferente de la de un adulto joven que vive en el segundo piso de un complejo de apartamentos, si ambos están sujetos a la misma moción.

La reacción de las personas que sienten vibraciones depende en gran medida de lo que están haciendo. A las personas en oficinas o residencias no les gusta la vibración "claramente perceptible" (aceleración máxima por encima del 0.5% de la aceleración de la gravedad, 0.5% g), mientras que las personas que participan en una actividad aceptarán vibraciones de 10 a 30 veces mayores. (5% a 15% g o más). Las personas que

cenan al lado de una pista de baile, levantan pesas al lado de un gimnasio de aeróbicos o se paran en un centro comercial o en una pasarela peatonal interior aceptarán algo intermedio (aproximadamente 1.5% g). Las personas en un puente peatonal al aire libre o en una escalera monumental también tolerarán aceleraciones más altas. La sensibilidad dentro de cada ocupación también varía con la duración de la vibración y la lejanía de la fuente. Se observa que estos límites son para frecuencias de vibración entre 4 y 8 Hz, que es el rango de frecuencias de resonancia de los órganos internos humanos. Fuera de este rango de frecuencia, las personas aceptan aceleraciones más altas.

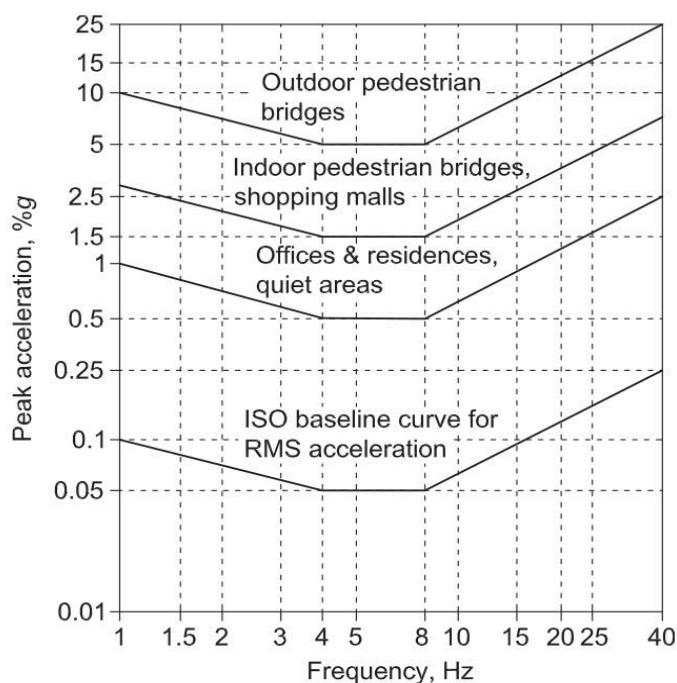


Fig. 2-1. Recommended tolerance limits for human comfort.

Figura 13. Límites de tolerancia recomendados para confort humano

A continuación, se presenta la aceleración máxima de pisos, puentes peatonales, entre otras ocupaciones. Estos límites deben compararse con la aceleración producida por la estructura y verificar que la misma se encuentre en el rango permisible. Para la estructura de análisis se establece como límite una aceleración 0.5% de g.

Diseño para excitación producida por la caminata de las personas.

El criterio de diseño para las excitaciones producidas al caminar se basa en la respuesta dinámica de la viga de acero y los sistemas de piso con viguetas a las fuerzas para caminar.

El criterio recomendado para pisos de edificios de baja frecuencia establece que el sistema de piso es satisfactorio si la aceleración máxima, a_p , debido a la excitación al caminar como una fracción de la aceleración de la gravedad, g , se determina a partir de:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o e^{-0.35fn}}{\beta W}$$

No excede el límite de aceleración de tolerancia establecido anteriormente en base al gráfico y que depende de la ocupación de la estructura. A continuación, se muestra el procedimiento de evaluación de aceleraciones en el piso:

A. FLOOR SLAB
Determine uniformly distributed weight, total depth, deck height, and effective depth, d_e .
Calculate $n = E_s / (1.35E_c)$.

B. JOIST PANEL MODE
Calculate I_j (see Section 3.4 if trusses or Section 3.5 if open web joists).
Calculate w_j and $\Delta_j = \frac{5w_j L_j^4}{384E_s I_j}$.
Calculate $f_j = 0.18 \sqrt{g/\Delta_j}$.
Determine D_s for slab and deck or estimate using $D_s = (12d_e^2) / 12n$.
Calculate $D_j = I_j / S$.
Calculate $B_j = C_j (D_s / D_j)^{1/4} L_j \leq (\%)$ (floor width).
 $C_j = 2.0$ for interior panels; 1.0 for edge panels.
Calculate $W_j = w_j B_j L_j$ ($\times 1.5$ if continuous or web connected or 1.3 if joist bottom chords are extended, and an adjacent beam or girder span is greater than 0.7 times the joist or beam span of the bay).

C. GIRDER PANEL MODE
For each girder:
Calculate I_g (Section 3.4 if a truss; Section 3.5 if a joist girder; Section 3.5 if open web joists are supported).
Calculate w_g and $\Delta_g = \frac{5w_g L_g^4}{384E_s I_g}$ with correction if only one beam is supported at midspan (see Section 3.1).
Calculate $f_g = 0.18 \sqrt{g/\Delta_g}$ and $D_g = I_g / L_j$.
Use average of supported joist span lengths, if different, for L_j .
If girder frequencies are different, base remainder of calculations on the girder with lower frequency.
For interior panel, calculate
 $B_g = C_g (D_j / D_g)^{1/4} L_j \leq (\%)$ (floor length)
 $C_g = 1.8$ if shear connected; 1.6 if not.
For edge panel, calculate $B_g = (\frac{2}{3}) L_j$.
Calculate $W_g = w_g B_g L_g$ ($\times 1.5$ if girder is continuous over the top of supporting columns and an adjacent girder span is greater than 0.7 times the girder span in the bay).

D. COMBINED PANEL MODE
Calculate $f_n = 0.18 \sqrt{g / (\Delta_j + \Delta_g)}$.
If $B_j > L_g$, reduce Δ_g by $L_g / B_j \geq 0.5$ (Equation 4-6).
Calculate $W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g$.
Estimate β using values from Table 4-2.
Calculate $\frac{a_p}{g} = \frac{P_o \exp(-0.35f_n)}{\beta W}$ where $P_o = 65$ lb or as modified for a particular design (see Section 4.1.1).
Compare $\frac{a_p}{g}$ to $\frac{a_p}{g}$ from Table 4-1.

Figura 14. Procedimiento para evaluar la vibración

Es importante mencionar que el diseño por vibraciones de la estructura se realiza para el estado más crítico, el cual sería en los bordes del sistema de piso.

Diseño por vibraciones.

Joist panel mode.

Módulo dinámico de la estructura.

Se determina el módulo dinámico de la estructura, tal como se muestra a continuación:

$$\eta = \frac{E_s}{1.35 E_c}$$

$$\eta = \frac{200350}{1.35 * 21538} = 6.89$$

Ancho efectivo para vibración.

Una vez que se ha obtenido el módulo dinámico se procede a calcular la inercia transformada del sistema compuesto. Esto mediante la transformación de la losa de hormigón que se encuentra sobre el Steel Deck. Para esto es necesario determinar el ancho efectivo para vibración, tal como se muestra a continuación:

$$b_{eff} = \min (0.4L ; S)$$

$$b_{eff} = \min (0.4 * 5600 ; 1633)$$

$$b_{eff} = 1633 \text{ mm}$$

Una vez establecido el ancho efectivo, se utiliza el módulo dinámico para transformarlo:

$$b_{tr1v} = \frac{b_{eff}}{\eta}$$

$$b_{tr1v} = \frac{1633}{6.89} = 237 \text{ mm}$$

Inercia transformada de la sección compuesta.

Una vez obtenido el ancho efectivo, se procede a determinar el Eje Neutro del sistema de piso, para esto se considera el área transformada del ancho efectivo de la losa de hormigón, tal como se realizó anteriormente y esto muestra a continuación:

$$\bar{y} = 168 \text{ mm}$$

$$I_t = 99559148.20 \text{ mm}^4$$

Como se menciona en la sección 3.5 de la guía, las deformaciones y la excentricidad en los puntos del panel de la viga causan que la flexibilidad del miembro sea mayor que la calculada suponiendo solo deformaciones de flexión. De la investigación realizada por Band y Murray (1996), el momento efectivo de inercia, es decir, que explica ambos efectos, puede estimarse utilizando:

$$I_e = \frac{1}{\frac{\gamma}{I_{chords}} + \frac{1}{I_{comp}}}$$

$$C_r = 0.90 * \left(1 - e^{-0.28\left(\frac{L}{D}\right)}\right)^{2.8} \leq 0.9$$

$$C_r = 0.90 * \left(1 - e^{-0.28\left(\frac{5600}{203}\right)}\right)^{2.8} \leq 0.9$$

$$C_r = 0.9 \leq 0.9$$

$$\gamma = \frac{1}{C_r} - 1$$

$$\gamma = \frac{1}{0.9} - 1 = 0.11$$

$$I_j = \frac{1}{\frac{0.11}{45800000} + \frac{1}{99559148.20}} = 1.95 * 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_j = 79997833 \text{ mm}^4$$

Peso soportado por unidad de longitud.

Una vez establecida la inercia efectiva se procede a calcular el peso soportado por unidad de longitud considerando la carga muerta de la estructura y la carga viva sugerida:

Tabla 7. Carga viva superimpuesta recomendada para análisis de vibración

Table 3-1. Recommended Superimposed Live Loads for Walking Vibration Analyses	
Occupancy	Recommended Live Load, psf
Paper office	11
Electronic office	6–8
Residence	6
Assembly area	0
Shopping mall	0

$$w_j = \frac{CM + 0.25 * CV}{S}$$

$$w_j = 594 \frac{kg}{m^2}$$

Deformaciones.

Se procede a calcular las deformaciones del sistema de piso como se muestra a continuación:

$$\Delta_j = \frac{5w_j L_j^4}{384E_s I_j}$$

$$\Delta_j = \frac{5 * 0.594 * 5600^4}{384 * 200350 * 79997833}$$

$$\Delta_j = 7.6 \text{ mm}$$

Frecuencia del piso.

Una vez establecidas las deformaciones se procede a calcular la frecuencia de vibración del sistema de piso y a verificar que la misma no sea menor o igual a la

frecuencia de vibración establecida en secciones anteriores ocasionada por la excitación de la caminata de las personas.

$$f_j = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_j}}$$

$$f_j = 0.18 \sqrt{\frac{9810}{7.6}} = 6.46$$

De donde, se procede a verificar que sea mayor a la excitación de la caminata por personas:

$$f_j > 3 \text{ Hz}$$

$$6.46 > 3 \text{ Hz}$$

∴ OK

Momento transformado de inercia de la vigueta y la losa de hormigón.

Una vez establecida la inercia transformada se determina el momento transformado de inercia de la vigueta:

$$D_j = \frac{I_j}{S}$$

$$D_j = \frac{79997833}{1633} = 48978 \text{ mm}^3$$

Se muestra también el momento transformado de inercia de la losa de hormigón:

$$D_s = \frac{d_e^3}{\eta}$$

$$D_s = \frac{60^3}{6.89} = 2612.3 \text{ mm}^3$$

Ancho efectivo.

Una vez establecidos todos los parámetros anteriores, se procede a calcular el ancho efectivo de la viga:

$$B_j = C_j \left(\frac{D_s}{D_j} \right)^{0.25} \leq \frac{2}{3} \text{Floor width}$$

Debido a que estamos analizando un vano exterior, $C_j = 1$

$$B_j = 1 * \left(\frac{2612.3}{48978} \right)^{0.25} \leq \frac{2}{3} * 21 \text{ m}$$

$$2691.2 \leq 14000$$

∴ OK

Carga efectiva del panel.

Finalmente, se obtiene la carga efectiva del panel de la siguiente manera, se considera un aumento del 1.5 debido a que es continua:

$$W_j = w_j B_j L_j * 1.5$$

$$W_j = \frac{0.971}{1633} * 2691.2 * 5600 * 1.5$$

$$W_j = 13439.1 \text{ kg}$$

Girder panel mode.

Módulo dinámico de la estructura.

Se determina el módulo dinámico de la estructura, tal como se muestra a continuación:

$$\eta = \frac{E_s}{1.35 E_c}$$

$$\eta = \frac{200350}{1.35 * 21538} = 6.89$$

Ancho efectivo para vibración

Una vez que se ha obtenido el módulo dinámico se procede a calcular la inercia transformada del sistema compuesto. Esto mediante la transformación de la losa de hormigón que se encuentra sobre el Steel Deck. Para esto es necesario determinar el ancho efectivo para vibración, tal como se muestra a continuación:

$$b_{eff} = \min(0.4L ; S)$$

$$b_{eff} = \min(0.4 * 4900 ; 5600)$$

$$b_{eff} = 1960 \text{ mm}$$

Una vez establecido el ancho efectivo, se utiliza el módulo dinámico para transformarlo:

$$b_{tr1v} = \frac{b_{eff}}{\eta}$$

$$b_{tr1v} = \frac{1960}{6.88} = 284.5 \text{ mm}$$

Inercia transformada de la sección compuesta

Una vez obtenido el ancho efectivo, se procede a determinar el Eje Neutro del sistema de piso, para esto se considera el área transformada del ancho efectivo de la losa de hormigón, tal como se muestra a continuación:

$$\bar{y} = 151.3 \text{ mm}$$

$$I_t = 129192544.5 \text{ mm}^4$$

Como se menciona en la sección 3.5 de la guía, las deformaciones y la excentricidad en los puntos del panel de la viga causan que la flexibilidad del miembro sea mayor que la calculada suponiendo solo deformaciones de flexión. De la investigación realizada por Band y Murray (1996), el momento efectivo de inercia, es decir, que explica ambos efectos, puede estimarse utilizando:

$$I_e = \frac{1}{\frac{\gamma}{I_{chords}} + \frac{1}{I_{comp}}}$$

$$C_r = 0.90 * \left(1 - e^{-0.28\left(\frac{L}{D}\right)^{2.8}}\right) \leq 0.9$$

$$C_r = 0.90 * \left(1 - e^{-0.28\left(\frac{4900}{203}\right)^{2.8}}\right) \leq 0.9$$

$$C_r = 0.9 \leq 0.9$$

$$\gamma = \frac{1}{C_r} - 1$$

$$\gamma = \frac{1}{0.9} - 1 = 0.11$$

$$I_g = \frac{1}{\frac{0.11}{49100000} + \frac{1}{129192544.5}}$$

$$I_g = 99235332 \text{ mm}^4$$

Peso soportado por unidad de longitud.

Una vez establecida la inercia efectiva se procede a calcular el peso soportado por unidad de longitud considerando la carga muerta de la estructura y la carga viva sugerida:

$$w_g = \frac{CM + 0.25 CV}{S}$$

$$w_g = 3389 \frac{kg}{m^2}$$

Deformaciones.

Se procede a calcular las deformaciones del sistema de piso como se muestra a continuación:

$$\Delta_g = \frac{5w_j L_j^4}{384E_s I_j}$$

$$\Delta_g = \frac{5 * 3389 * 4900^4}{384 * 200350 * 129192544.5}$$

$$\Delta_g = 12.6 \text{ mm}$$

Frecuencia del piso.

Una vez establecidas las deformaciones se procede a calcular la frecuencia de vibración del sistema de piso y a verificar que la misma no sea menor o igual a la frecuencia de vibración establecida en secciones anteriores ocasionada por la excitación de la caminata de las personas.

$$f_g = 0.18 \sqrt{\frac{g}{\Delta_g}}$$

$$f_g = 0.18 \sqrt{\frac{9810}{12.6}} = 5.03 \text{ Hz}$$

$$f_j > 3 \text{ Hz}$$

$$5.03 > 3 \text{ Hz}$$

∴ OK

Momento transformado de inercia de la vigueta y la losa de hormigón.

Una vez establecida la inercia transformada se determina el momento transformado de inercia de la vigueta:

$$D_g = \frac{I_j}{L_j}$$

$$D_g = \frac{99235332}{5600} = 17721 \frac{\text{mm}^4}{\text{mm}}$$

Ancho efectivo.

Una vez establecidos todos los parámetros anteriores, se procede a calcular el ancho efectivo de la vigueta:

$$B_g = C_g \left(\frac{D_j}{D_g} \right)^{0.25} \leq \frac{2}{3} \text{Floor width}$$

Debido a que estamos analizando un vano exterior, $C_j = 1.8$

$$B_g = 1.8 * \left(\frac{48978}{17721} \right)^{0.25} \leq \frac{2}{3} * 15 \text{ m}$$

$$14107 \geq 10000$$

$$B_g = 10000 \text{ mm}$$

Carga efectiva del panel.

Finalmente, se obtiene la carga efectiva del panel de la siguiente manera, se considera un aumento del 1.5 debido a que es continua:

$$W_g = w_g B_g L_g * 1.5$$

$$W_g = \frac{3389}{5600} * 10000 * 4900 * 1.5$$

$$W_g = 44482.9 \text{ kg}$$

Combined panel mode.

Frecuencia del sistema.

Se procede a calcular la frecuencia natural de vibración del sistema con las deformaciones de vigas y viguetas:

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{g}{(\Delta_g + \Delta_j)}}$$

$$f_n = 0.18 \sqrt{\frac{9810}{(7.6 + 12.6)}}$$

$$f_n = 3.97 \text{ Hz}$$

Carga efectiva del sistema.

$$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_g + \Delta_j} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_g + \Delta_j} W_g$$

$$W = \frac{7.6}{7.6 + 12.6} W_j + \frac{12.6}{7.6 + 12.6} W_g$$

$$W = 32765.4 \text{ kg}$$

Aceleración del sistema.

Para determinar la aceleración en unidades de gravedad del sistema se puede utilizar valores de amortiguamiento de la siguiente tabla:

Tabla 8. Valores recomendados para amortiguamiento

Table 4-2. Recommended Component Damping Values for Use in Equation 4-1	
Component	Ratio of Actual Damping-to-Critical Damping, β_i
Structural system	0.01
Ceiling and ductwork	0.01
Electronic office fit-out	0.005
Paper office fit-out	0.01
Churches, schools and malls	0.0
Full-height dry wall partitions in bay	0.02 to 0.05*
*Depending on the number of partitions in the bay and their location; nearer the center of the bay provides more damping.	

$$\beta = 5\%$$

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o e^{-0.35fn}}{\beta W}$$

Donde P_o se toma como 65 lb:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{29.48 e^{-0.35*3.97}}{0.05 * 32765.4}$$

Finalmente se procede a verificar que la aceleración que está experimentando la estructura sea menor a la aceleración máxima permisible establecida para confort:

$$\frac{a_p}{g} \leq 0.50\% g$$

$$0.44\% g \leq 0.50\% g$$

\therefore OK

Cortante basal de diseño según la norma NEC – SE – DS

En este apartado, se hará referencia al método de diseño basado en fuerzas (DBF). En donde, las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes.

Acorde a la NEC – 15, el DBF puede realizarse a través de tres métodos de análisis; estático, análisis dinámico espectral y análisis dinámico paso a paso en el tiempo. Por lo que, para la determinación de las fuerzas sísmicas laterales de la estructura, se utilizará análisis estático y análisis dinámico espectral.

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

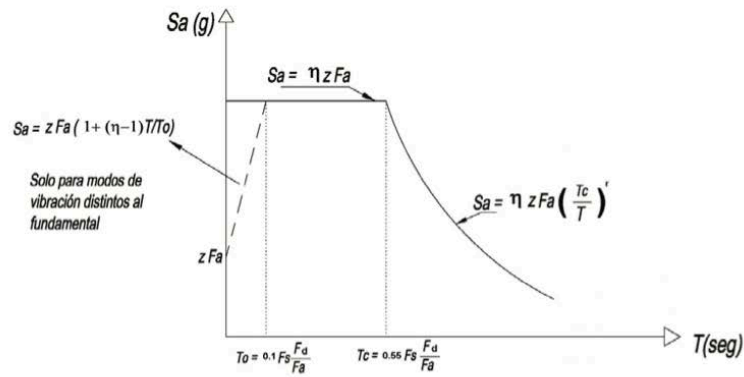
$V = \frac{I S_a(T_a)}{R O_P O_E} W$	
Dónde	
$S_a(T_a)$	Espectro de diseño en aceleración; véase en la sección [3.3.2]
O_P y O_E	Coefficientes de configuración en planta y elevación; véase en la sección [5.3]
I	Coefficiente de importancia; se determina en la sección [4.1]
R	Factor de reducción de resistencia sísmica; véase en la sección [6.3.4]
V	Cortante basal total de diseño
W	Carga sísmica reactiva; véase en la sección [6.1.7]
T_a	Periodo de vibración; véase en la sección [6.3.3]

Figura 15. Cortante basal de diseño V - NEC

Espectro elástico de diseño (componente horizontal).

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, consistente con:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a, F_d, F_s .



Dónde:

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Figura 16. Espectro elástico de diseño

Factor de zona.

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z , que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El sitio donde se construirá la estructura estará definido por una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z , de la siguiente figura:

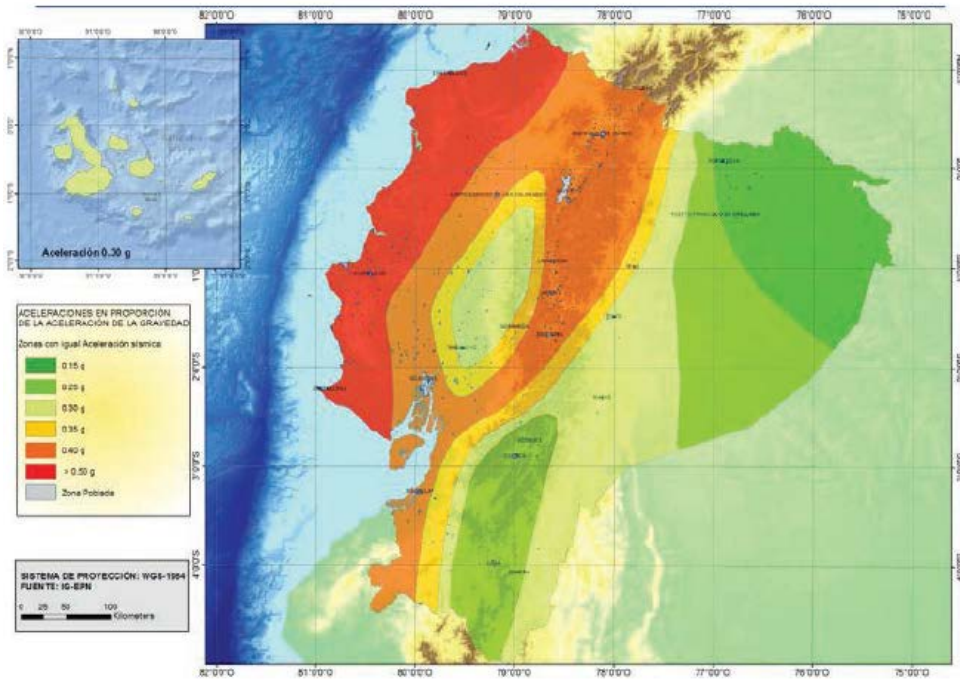


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Figura 17. Zonas sísmicas de Ecuador

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Figura 18. Factor Z por zona sísmica

Coefficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

El suelo en el que se emplazará la estructura es tipo D, el que está definido con los siguientes parámetros:

D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

Tabla 9. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

F_a : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tabla 10. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

F_s : Comportamiento no lineal de los suelos

Tabla 11. Comportamiento no lineal de los suelos

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Estos factores varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Figura 19. Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el período de retorno seleccionado

Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

Figura 20. Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Períodos límite de vibración

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_u}$$

$$T_L = 2.4 \cdot F_d$$

Dónde:

F_u Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

Figura 21. Períodos límite de vibración

A continuación, se presentan los componentes considerandos y el espectro elástico de diseño que se utilizará en el presente diseño:

Tabla 12. Variables para el espectro elástico de diseño

Tipo de Suelo	D
Z	0.4
Fa	1.20
Fd	1.19
Fs	1.28
η	2.48
To	0.13
Tc	0.70
r	1

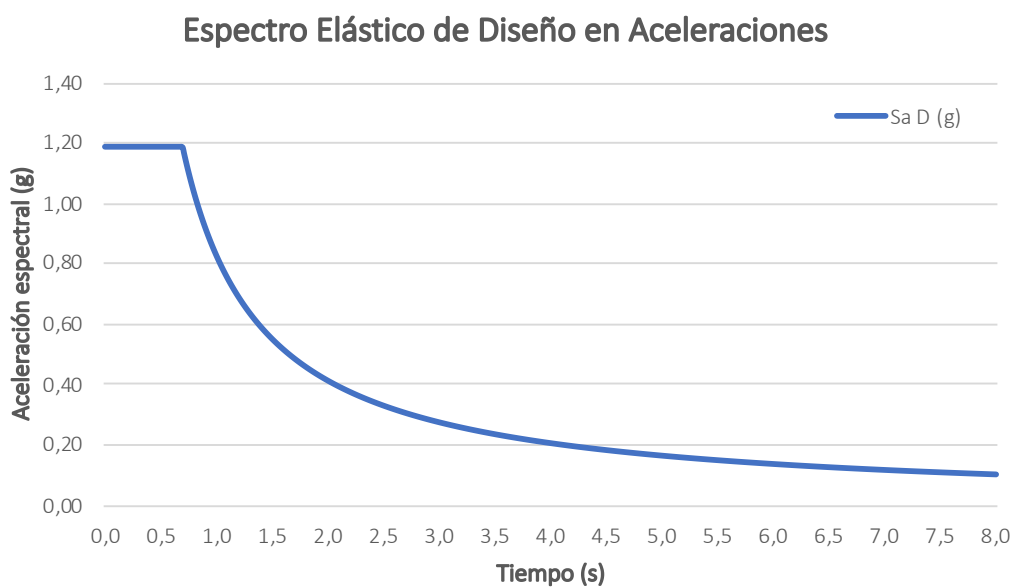


Figura 22. Espectro elástico de diseño en aceleraciones

Coefficiente de Importancia I

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla 13. Coeficiente de Importancia I

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Factor de Reducción de Resistencia Sísmico R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Además, Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como:

- Tipo de estructura
- Tipo de suelo
- Periodo de vibración considerado

- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite

Como se observa a continuación, la NEC no contiene información para estructuras de acero. Por lo tanto, para determinar el factor de reducción de resistencia sísmica, se hace referencia al ASCE7-16, de donde:

Para el sistema de Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PAC) el valor de R es 6. Además, para Pórticos Resistentes a Momento (PRM) el valor de R es 8. Sin embargo, debido a que en el otro sentido se tiene un R menor (6), se toma como valor máximo $R = 6 * 1.25 = 7.50$.

Coefficientes de configuración estructural.

Configuración en Elevación

A continuación, se detalla la configuración estructural en elevación de la estructura.

Acorde a la imagen que corresponde a la Tabla 11: Configuraciones estructurales recomendadas de la NEC – 15, se observa que la estructura posee alturas de entrepiso constante en todos los niveles.

Es importante mencionar que, acorde a la imagen que corresponde a la Tabla 12: Configuraciones estructurales no recomendadas de la NEC – 15, se observa que la estructura no posee ninguna irregularidad, tales como: ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas, piso débil ni columna corta.

Configuración en planta.

A continuación, se detalla la configuración estructural en planta de la estructura.

Acorde a la imagen que corresponde a la Tabla 11: Configuraciones estructurales recomendadas de la NEC – 15, y con la ayuda de ETABS, se observa que la estructura posee los mismos centros de masa y rigidez.

Tabla 14. Centros de masa y rigidez obtenidos de ETABS

TABLE: Centers of Mass and Rigidity							
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	XCR	YCR
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	m	m	m	m
Sexto Piso	D1	6.06	6.06	7.82	12.99	7.88	12.59
Quinto Piso	D1	12.97	12.97	7.81	12.62	7.88	12.71
Cuarto Piso	D1	12.98	12.98	7.81	12.62	7.88	12.82
Tercer Piso	D1	12.99	12.99	7.81	12.62	7.88	12.92
Segundo Piso	D1	13.01	13.01	7.81	12.62	7.88	13.03
Primer Piso	D1	13.01	13.01	7.81	12.62	7.88	13.11

De la tabla anterior, se puede concluir que los centros de masa y rigidez son prácticamente los mismos. Por lo que, se trata de una configuración en planta ideal.

Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.

Se procede a verificar si la estructura presenta irregularidades tanto en planta como en elevación, para determinar si se usarán los coeficientes de configuración estructural, que penalicen al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

Dichos coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Por simple inspección, se observa que la estructura no posee irregularidades del tipo 2, 3 y 4. Para corroborar la irregularidad tipo 1 se procede a usar ETABS y determinar así el valor Δ .

Tabla 15. Relación entre derivas máximas de diafragma y derivas promedio

TABLE: Diaphragm Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
Segundo Subsuelo	SY Max	Diaph D1 X	0,00000	0,00000	1,41

Primer Subsuelo	SY Max	Diaph D1 X	0,00001	0,00000	1,39
Sexto Piso	SX Max	Diaph D1 X	0,00155	0,00144	1,08
Segundo Subsuelo	SX Max	Diaph D1 X	0,00002	0,00002	1,05
Segundo Subsuelo	SY Max	Diaph D1 Y	0,00001	0,00001	1,03
Primer Subsuelo	SY Max	Diaph D1 Y	0,00002	0,00002	1,03
Quinto Piso	SX Max	Diaph D1 X	0,00213	0,00208	1,03
Primer Subsuelo	SX Max	Diaph D1 X	0,00003	0,00003	1,03
Primer Piso	SX Max	Diaph D1 X	0,00340	0,00332	1,02
Segundo Piso	SX Max	Diaph D1 X	0,00346	0,00339	1,02
Tercer Piso	SX Max	Diaph D1 X	0,00316	0,00312	1,01
Primer Piso	SY Max	Diaph D1 Y	0,00233	0,00230	1,01
Tercer Piso	SY Max	Diaph D1 Y	0,00334	0,00331	1,01
Segundo Piso	SY Max	Diaph D1 Y	0,00310	0,00307	1,01
Cuarto Piso	SX Max	Diaph D1 X	0,00271	0,00269	1,01
Cuarto Piso	SY Max	Diaph D1 Y	0,00314	0,00311	1,01
Quinto Piso	SY Max	Diaph D1 Y	0,00292	0,00290	1,01
Sexto Piso	SY Max	Diaph D1 Y	0,00266	0,00265	1,01

De donde se observa que, el máximo radio, correspondiente a Δ es igual a 1.406, por lo que, es necesario aplicar un coeficiente de reducción de configuración estructural en planta.

Tabla 16. Coeficientes de configuración en planta y elevación

Φ_P	0.9
Φ_E	1

Periodo fundamental de vibración.

El período de vibración aproximativo de la estructura T , para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación.

El valor de T obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento. Empezando con el Método 1 establecido en la NEC – 15:

De donde, para la estructura de análisis:

$$T = Ct \cdot hn^\alpha$$

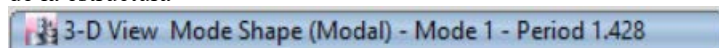
$$T = 0.082 \cdot 23.2^{0.8}$$

$$T = 0.89 \text{ seg}$$

Continuando con el Método 2 establecido en la NEC – 15:

De donde, con la ayuda de ETABS, se obtuvo que:

Figura 23. Periodo de la estructura



$$T = 1.43 \text{ seg}$$

Sin embargo, el valor de T_a calculado según el Método 2 no puede ser mayor en un 30% al valor de T_a calculado con el Método 1. Debido a que, esto sucede, el valor del periodo de la estructura será tomado de la siguiente manera:

$$T = 0.89 \cdot 1.3$$

$$T = 1.16 \text{ seg}$$

Cortante basal.

Finalmente, con la información detallada en las secciones anteriores, se procede a calcular el cortante basal, el cual será diferente para cada dirección, debido a que, sus sistemas estructurales son diferentes entre sí:

Tabla 17. Cortante basal en X

Cortante Basal - X		
T_a	1.16	s
S_a	0.72	g
I	1	-
R	7.5	-
ϕ_P	0.90	-
ϕ_E	1	-
V_X	10.61%	W

Tabla 18. Cortante basal en Y

Cortante Basal - Y		
T_a	1.16	s
S_a	0.72	g
I	1	-
R	6	-
ϕ_P	0.90	-
ϕ_E	1	-
V_Y	13.27%	W

Fuerzas sísmicas con análisis estático y dinámico

Tanto el análisis estático como el dinámico se realizan con ayuda del software ETABS 2016.

Análisis estático.

Con los coeficientes de base definidos y tomando en cuenta la excentricidad del 5% que establece la NEC, se obtuvieron los siguientes cortantes:

Sx estático	73.93	ton
Sy estático	92.47	ton

Análisis dinámico.

Para el análisis dinámico se considera que la carga reactiva es el 100% de la carga muerta.

Para realizar el análisis dinámico, se define el espectro de respuesta para ambas direcciones, de la siguiente manera:

- Espectro de Respuesta en X

Load Case Data

General

Load Case Name: SX

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EspNEC - sR	0.1333

Buttons: Add, Delete, Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Buttons: OK, Cancel

Figura 24. Caso de carga en X

- Espectro de Respuesta en Y

Load Case Data

General

Load Case Name: SY

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Design... Notes...

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	EspNEC - sR	0.1667

Add Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Modify/Show... Modify/Show...

OK Cancel

Figura 25. Caso de carga en Y

Con estos casos de carga definidos en base al espectro de respuesta inelástico, se procede a determinar los cortantes basales dinámicos, los cuales se presentan a continuación:

Vx dinámico	56.03	ton
Vy dinámico	82.89	ton

Una vez obtenidos los cortantes dinámicos, se debe realizar el ajuste del cortante basal dinámico analizando los resultados obtenidos por el análisis estático de la siguiente manera:

b. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

El valor del cortante dinámico total en la base obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no

debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

Figura 26. Ajuste de corte basal

Debido a que se está analizando una estructura regular, el valor del cortante dinámico total en la base no debe ser menor al 80% del cortante basal obtenido por el método estático, tal como se muestra a continuación:

$$V_{x \min} = 0.8 \cdot 73.93$$

$$V_{y \min} = 0.8 \cdot 92.47$$

$$V_{x \min} = 59.14 \text{ ton}$$

$$V_{y \min} = 73.98 \text{ ton}$$

$$V_{x \text{ din}} = 56.03 \text{ ton}$$

$$V_{y \text{ din}} = 82.89 \text{ ton}$$

$$V_{x \text{ din}} < V_{x \min}$$

$$V_{y \text{ din}} \geq V_{y \min}$$

∴ Ajustar

∴ OK

Por lo que, se observa en el sentido X se debe realizar una corrección para que el cortante dinámico sea igual al cortante mínimo estático. Esta corrección se muestra a continuación:

Load Case Data

General

Load Case Name: SX

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	EspNEC - sR	0.1407

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Buttons: Design..., Notes..., Add, Delete, Advanced, OK, Cancel

Figura 27. Ajuste del cortante dinámico

Una vez realizada esta corrección al factor de escala del caso de carga del espectro de respuesta, se procede a verificar nuevamente que los cortantes dinámicos cumplan con los requerimientos establecidos en la NEC – 15, de donde:

$$V_{x \min} = 59.14 \text{ ton}$$

$$V_{x \text{ din}} = 59.14 \text{ ton}$$

$$V_{x \text{ din}} \geq V_{x \min}$$

∴ OK

$$V_{y \min} = 73.98 \text{ ton}$$

$$V_{y \text{ din}} = 82.89 \text{ ton}$$

$$V_{y \text{ din}} \geq V_{y \min}$$

∴ OK

Verificación de derivas de entrepiso según NEC-SE-DS

Los controles de las derivas de piso son fundamentales en el diseño de una estructura, a tal punto que en la mayoría de los casos las secciones son diseñadas en base a este criterio; se hace este control con el fin de evitar daños estructurales excesivos en la edificación y los daños en los elementos no estructurales podrían ser considerables.

Tabla 19. Síntesis de la filosofía de diseño

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

Tabla 8: Síntesis de la filosofía de diseño

Teniendo en cuenta que las derivas de piso son desplazamientos horizontales relativos de un piso respecto a su piso consecutivo, obtenidos bajo cargas horizontales en cada dirección de la estructura.

El control de la deriva de piso se lleva a cabo mediante el cálculo de derivas inelásticas máximas de piso (Δ_M) causadas por el sismo de diseño. Además, la deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 20. Valores de deriva máximos

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

$$\Delta_{M \max} = 0.02$$

Donde,

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : Deriva elástica.

R: Factor de reducción de resistencia.

$$\Delta_M < \Delta_{M \max}$$

$$\Delta_{M \max} = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

- Deriva Elástica permitida en dirección X – PRM

$$R = 7.5$$

$$\Delta_E = \frac{0.02}{0.75 \cdot 7.5}$$

$$\Delta_E = 0.0036 = 0.36\%$$

- Deriva Elástica permitida en dirección Y – PAC

$$R = 6$$

$$\Delta_E = \frac{0.02}{0.75 \cdot 6}$$

$$\Delta_E = 0.0044 = 0.44\%$$

Es importante mencionar que, las derivas de piso se calcularon en base al sismo de diseño con una excentricidad positiva y negativa del 5% en cada dirección de la estructura.

Sentido X – PRM

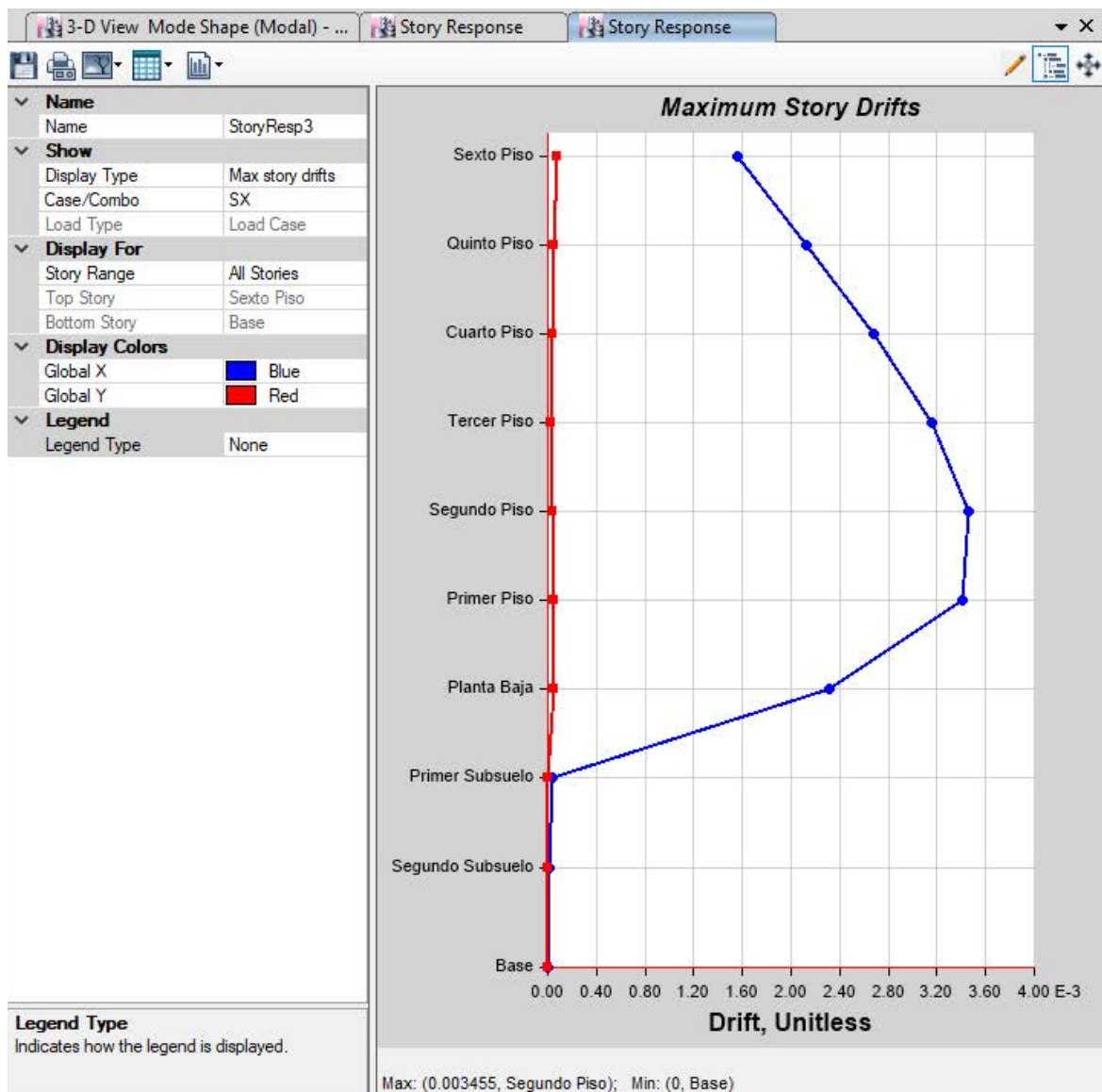


Figura 28. Control de derivas en sentido X

$$\Delta_{Epermitida} > \Delta_E$$

$$0.0044 > 0.003455$$

∴ OK

Sentido Y - PAC

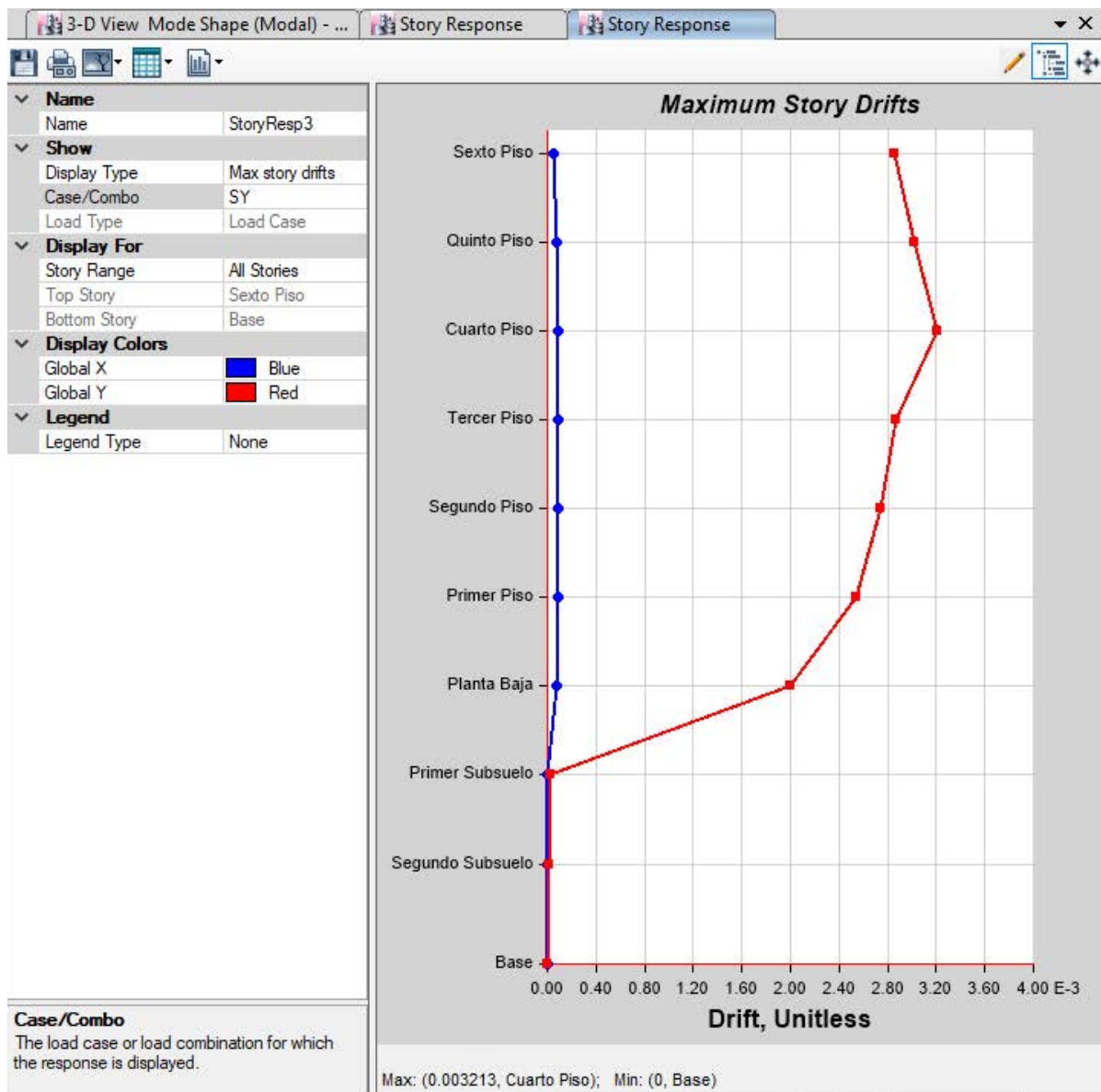


Figura 29. Control de derivas en sentido Y

$$\Delta_{Epermitida} > \Delta_E$$

$$0.0036 > 0.0032$$

∴ OK

Verificación de modos vibratorios

Los modos vibratorios, son propiedades dinámicas del sistema y cada uno de ellos corresponde a un período, una frecuencia y un grado de libertad, además que un modo representa la forma natural de vibración del sistema; el primer modo de vibración corresponde al primer período o también llamado período fundamental del sistema, debido a que este es el más importante y el más influyente, que junto con el segundo modo de vibración generalmente son los predominantes en el análisis dinámico de la estructura.

Razón por la cual para el presente diseño se revisó que los dos primeros modos vibratorios sean traslacionales llevándose más del 90% de la masa total de la estructura en cada una de las direcciones horizontales principales.

Tabla 21. Relación de masas participantes

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	UX	UY	Sum RZ
		sec			
Modal	1	1,428	0,419	0,000	0,002
Modal	2	1,165	0,000	0,382	0,002
Modal	3	0,905	0,000	0,000	0,246

Se puede observar en los resultados anteriores que los dos primeros modos de vibración son traslacionales, lo cual es muy importante en el diseño de la estructura ya que se puede concluir que no existe el problema de torsión en planta.

Diseño estructural de los pórticos resistentes a momento.

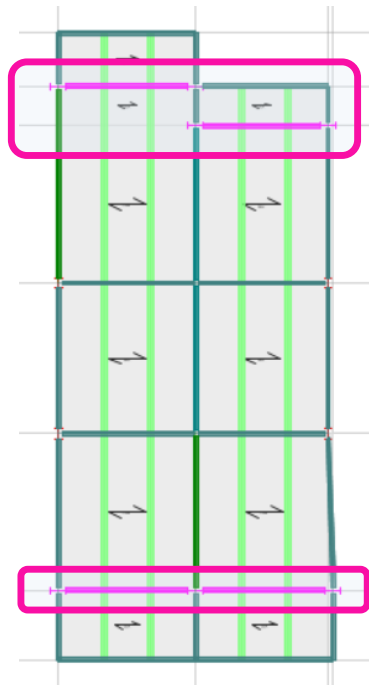


Figura 30. Vista en planta de los PRM

Esta estructura se diseña y se verifica bajo la consideración de que se forma un mecanismo dúctil de disipación de energía mediante rótulas plásticas en vigas. El proceso comienza usualmente verificando las vigas a partir de los resultados del análisis elástico de la estructura con las combinaciones de carga reglamentarias. Para asegurar la efectiva formación del mecanismo de deformación plástica que se asume en el diseño, se deben realizar una serie de verificaciones adicionales. Así, por ejemplo, se aplican conceptos del diseño por capacidad para comprobar que la resistencia flexional de las columnas sea mayor que la de las vigas.

Diseño de vigas del PRM.

El diseño de vigas del pórtico resistente a momento se realizó en base al Reglamento de Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero – ANSI/AISC 341-16. Se hace referencia únicamente al Capítulo 4 debido a que se realizó el diseño de pórticos no arriostados.

Solicitaciones máximas a corte y momento.

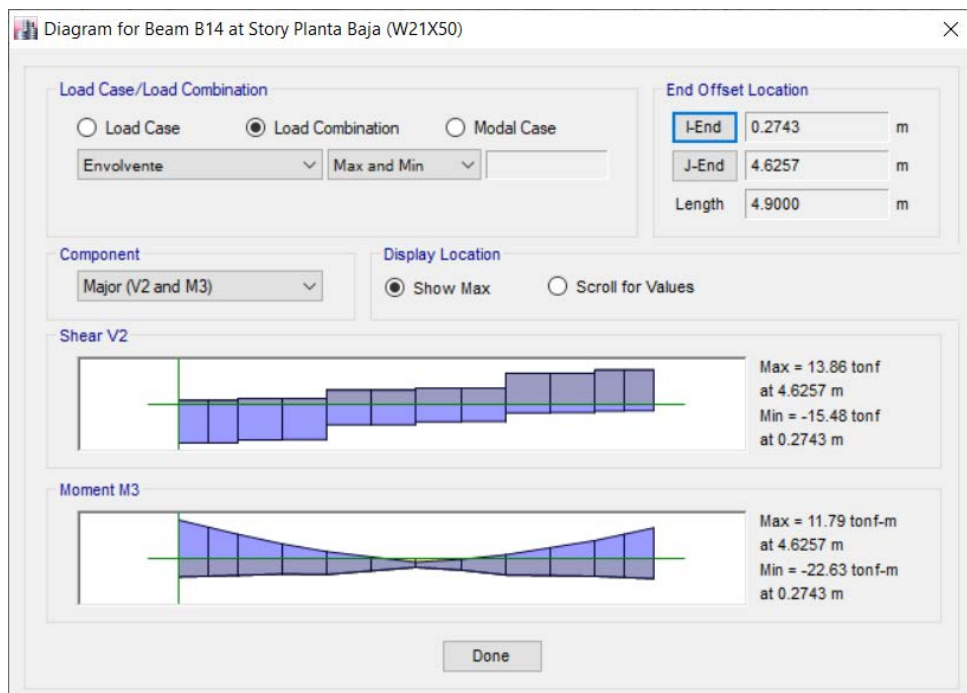


Figura 31. Solicitaciones máximas a corte y momento de la viga del PRM

$$V_u = 15.48 \text{ ton}$$

$$M_u = 22.63 \text{ ton m}$$

Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor.

En primer lugar, se procede a clasificar la sección a partir de los criterios indicados en la Tabla B4.1b del ANSI/AISC 360-16 para elementos en compresión sometidos a flexión.

Por lo tanto, se demuestra que la sección de la viga no es esbelta. Esto permite no considerar los estados límites vinculados al pandeo local. Además, por tratarse de un pórtico no arriostrado especial, se debe verificar que las secciones cumplan con las relaciones ancho/espesor de la Tabla D1.1 del ANSI/AISC 341-16 para miembros con alta ductilidad. Además, se concluye que tanto las alas como los patines son sísmicamente compactos.

Verificación de los estados límites de resistencia.

La sección de la viga, en este caso, es una sección compacta, de modo que no se consideran los estados límites relacionados con el pandeo local. Además, como la viga se encuentra vinculada en toda su longitud a la losa de hormigón armado (que se comporta como un diafragma rígido en su plano) no se considera el estado límite de pandeo lateral-torsional.

Estado límite de fluencia.

Para verificar el estado límite de fluencia, se debe determinar el momento plástico a partir de las propiedades de la sección:

$$M_n = Z_x F_y$$

$$M_n = 1800000 \text{ mm}^3 * 345 \text{ MPa}$$

$$M_n = 621 \text{ KN m} = 63.34 \text{ ton m}$$

$$\phi M_n = 57 \text{ ton m}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad del sistema procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi M_n > M_u$$

$$57 > 22.63 \text{ ton m}$$

∴ OK

Estado límite de corte.

La resistencia disponible al corte de vigas del pórtico resistente a momento deberá ser determinada basada solo en las propiedades de la sección de acero según el Capítulo G.

La resistencia nominal de corte, V_n , se determina a partir de lo siguiente:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

De donde, para el perfil de análisis:

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 * 345 * 5095 * 1$$

$$V_n = 1054.71 \text{ KN} = 107.58 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 107.6 \text{ ton}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad del sistema procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi V_n > V_u$$

$$107.6 > 152 \text{ ton}$$

∴ OK

Verificación de las condiciones de servicio.

Para este análisis, las combinaciones de carga en servicio son D+L. Con estas cargas, se determinan las flechas o deflexiones verticales máximas a partir de los resultados del análisis estructural, obteniéndose en este caso:

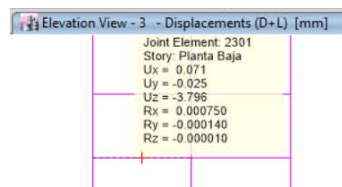


Figura 32. Deflexión vertical máxima

$$f = 3.8 \text{ mm}$$

Las deformaciones causadas por esta combinación de carga deben ser menores a la siguiente expresión:

$$f_{perm} = \min\left(\frac{L}{300}; 10\right)$$

$$f_{perm} = \min\left(\frac{4900}{300}; 10\right) = 10 \text{ mm}$$

Una vez obtenida la flecha permitida, se procede a verificar que la misma sea mayor a la presentada en el análisis:

$$f < f_{perm}$$

$$3.8 < 10 \text{ mm}$$

∴ OK

Requerimientos adicionales.

La viga, por formar parte de un pórtico resistente a momento especial, debe cumplir condiciones adicionales, estos son:

- Los extremos de la viga se consideran como zonas protegidas y además debe proveerse arriostramiento lateral de ambas alas.
- El ala superior está arriostrada adecuadamente por la losa de hormigón armado, mientras que deben disponerse arriostramientos para asegurar la estabilidad lateral del ala inferior. La separación máxima de estos arriostramientos es:

$$L_{b \text{ max}} = 0,095 \frac{r_y E}{R_y F_y}$$

$$L_{b \text{ max}} = 0.095 * \frac{33 * 200349.86}{1.1 * 345}$$

$$L_{b \text{ max}} = 1.65 \text{ m}$$

Por lo que, para este caso, se depende disponer de dos arriostramientos laterales para la viga de longitud 4.9 metros. Estos arriostramientos vinculan el ala inferior con la losa de hormigón armado.

Comprobación resultados ETABS 2016.

A continuación, se adjunta los resultados del diseño de la viga con el software ETABS 2016.

ETABS 2016 Steel Frame Design AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Planta Baja	B14	506	0.27432	DStIS3	Special Moment Frame	W21X50	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
4.90000	1	1

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
-0.004	-3.036E-04	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	C	1	1	1.19	6	2.5	4.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0095	4.745E-07	0.00041	0.00001	0.0045	0.0051

Design Properties

S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0.00155	0.000125	0.001803	0.0002	0.20781	0.03306	0

Material Properties

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	R _y	α
20430000	35200	1.099	NA

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
0.27432	1.3243	-23.7835	-0.0002	-16.8262	0.0069	-0.0009

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.2,H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.888	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.25	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0.25	1	1.234

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.2,H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.419 =	0.002 + 0.416 + 2.821E-05

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
1.3243	249.6277	300.4484

Moments and Capacities

	M _u Moment (tonf-m)	φM _n (tonf-m)	φM _n No LTB (tonf-m)	φM _n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	23.7835	57.1056	57.1056	57.1056
Minor Bending	0.0002	6.3335		

Shear Design

	V _u Force (tonf)	φV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	16.8262	107.6982	0.156
Minor Shear	0.0069	85.6842	8.045E-05

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
45.346	DStIS6	43.4751	DStIS6

De donde, se verifica que los resultados obtenidos son correctos.

∴ OK

Diseño de columnas del PRM.

El diseño de columnas del pórtico resistente a momento se realizó en base al Reglamento de Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero – ANSI/AISC 341-16. Se hace referencia únicamente al Capítulo 4 debido a que se realizó el diseño de pórticos no arriostados.

Es importante mencionar que, las columnas deben resistir esfuerzos de flexión, axiales y de corte, como resultado de las combinaciones de carga reglamentarias.

Solicitaciones máximas a corte, momento y axial.

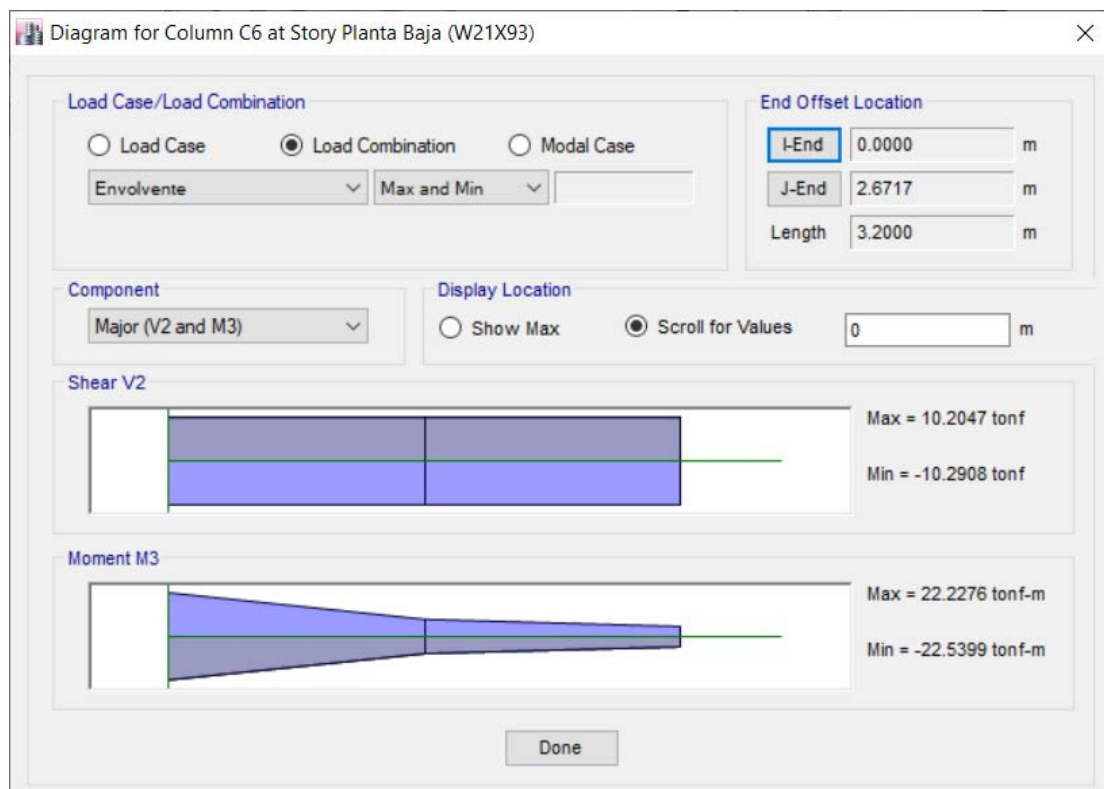


Figura 33. Solicitaciones máximas a cortante y momento de la columna.

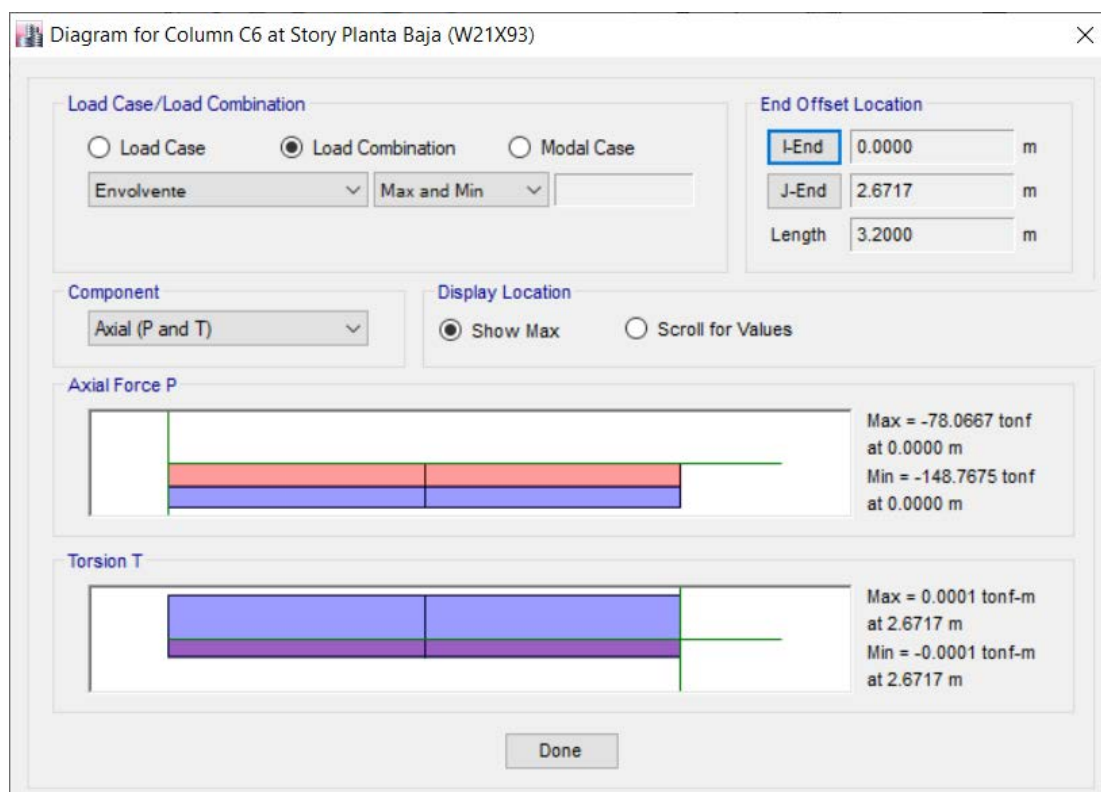


Figura 34. Solicitaciones máximas a axial de la columna.

$$V_u = 10.20 \text{ ton}$$

$$M_u = 22.54 \text{ ton m}$$

$$P_u = 148.77 \text{ ton}$$

Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor.

Al igual que en el diseño de la viga, se procede a clasificar la sección a partir de los criterios indicados en la Tabla B4.1b del ANSI/AISC 360-16. A diferencia del caso de la viga, cuando se realiza la clasificación de la columna, se debe definir si el ala y alma se encuentran sometidas a flexión o compresión para aplicar los criterios de clasificación definidos en las mencionadas tablas. Sin embargo, la columna a analizar se encuentra sometida a flexo-compresión, situación que no se considera explícitamente en dichos criterios de clasificación. Es por ello que, se aplican los criterios más estrictos, en forma conservadora, que son los correspondientes a los miembros sujetos a compresión.

Por lo tanto, se demuestra que la sección de la columna no es esbelta, lo que indica que no deben considerarse los estados límites vinculados al pandeo local.

Además, por tratarse de un pórtico no arriostrado especial, se debe verificar que las secciones cumplan con las relaciones ancho/espesor de la Tabla D1.1 del ANSI/AISC 341-16 para miembros con alta ductilidad.

Verificación de los estados límites de resistencia.

La columna debe verificar los estados límites de resistencia, al igual que se realizó para la viga. Pero, a diferencia de la última, se debe considerar los estados límites correspondientes a flexión, carga axial y corte.

De acuerdo con el ANSI/AISC 360-16, la verificación para acciones combinadas de flexión y carga axial se debe realizar en base a los criterios indicados en la Sección H1 del mencionado reglamento. Es importante mencionar que existen diversos métodos para comprobar la capacidad a acciones combinadas, por ejemplo: diagrama de interacción o mediante la determinación de la resistencia de diseño a flexión y a compresión separadamente y luego la aplicación de la ecuación de interacción.

Resistencia a compresión.

La resistencia de diseño para compresión nominal P_n debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión de la siguiente manera:

$$P_n = F_{cr}A_g$$

La tensión de pandeo por flexión se determina dependiendo de:

$$a) \text{ Para } \frac{KL_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$$

$$L_c = 2664.1 \text{ mm}$$

$$\frac{KL_c}{r_x} = \frac{1 * 2664.1}{208}$$

$$\frac{KL_c}{r_x} = 12.81$$

$$\frac{KL_c}{r_y} = \frac{1 * 2664.1}{33}$$

$$\frac{KL_c}{r_y} = 80.73$$

Por lo que,

$$80.73 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$80.73 \leq 113.50$$

Por lo que,

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

De donde,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200349.86}{80.7^2}$$

$$F_e = 303.4 \text{ MPa}$$

Entonces,

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{345}{303.4}} \right] * 345$$

$$F_{cr} = 214.35 \text{ MPa}$$

Una vez obtenida F_{cr} se procede a calcular la capacidad de la columna de la siguiente manera:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 214.35 * 17600$$

$$P_n = 3772.54 \text{ MPa}$$

$$P_n = 384.8 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 384.8$$

$$\phi P_n = 346.3 \text{ ton}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad de la columna procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi P_n > P_u$$

$$346.3 > 148.8 \text{ ton}$$

∴ OK

Diseño por corte.

La resistencia disponible al corte de vigas del pórtico resistente a momento deberá ser determinada basada solo en las propiedades de la sección de acero según el Capítulo G.

La resistencia nominal de corte, V_n , se determina a partir de lo siguiente:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

De donde, para el perfil de análisis:

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 * 345 * 8070 * 1$$

$$V_n = 3341.1 \text{ KN} = 340.8 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 255.6 \text{ ton}$$

Una vez que hemos obtenido la resistencia a corte de la columna procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi V_n > V_u$$

$$255.6 > 10.2 \text{ ton}$$

∴ OK

Estado límite de fluencia.

La resistencia nominal a flexión M_n debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de fluencia (momento plástico) y pandeo lateral-torsional.

Fluencia.

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

De donde,

$$M_n = 345 * 3620000$$

$$M_n = 1248.9 \text{ KN m} = 127.4 \text{ ton m}$$

Pandeo lateral-torsional.

En este caso, nos encontramos en la siguiente condición:

a) $L_p < L_b$

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

$$= 2.27 * \left[1248.9 * 1000 - (1248.9 * 1000 - 0.7 * 345 * S_x) \left(\frac{2342 - 1980.7}{15280.47 - 1980.7} \right) \right] \leq 1248.9 * 1000$$

$$M_n = 2804.9 \text{ KN m} = 286.1 \text{ ton m}$$

Por lo que, la resistencia a fluencia es:

$$M_n = 127.4 \text{ ton m}$$

Una vez que hemos obtenido la resistencia a fluencia de la columna procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi M_n > M_u$$

$$0.9 * 127.4 > 22.56 \text{ ton}$$

$$114.65 > 22.56 \text{ ton}$$

∴ **OK**

Estado límite de flexo-compresión.

Como se mencionó anteriormente, la verificación para acciones combinadas de flexión y carga axial se debe realizar en base a los criterios indicados en la Sección H1.

De donde,

a) Cuando $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) < 1$$

b) Cuando $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$

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

Dado que,

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{148.8}{3395.3}$$

$$0.43 > 0.2$$

Entonces, utilizamos la siguiente expresión para verificar el correcto comportamiento:

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) < 1$$

De donde,

$$\frac{1459}{3772.5} + \frac{8}{9} \left(\frac{221.2}{196.3} + \frac{12.8}{1248.9} \right) < 1$$

$$0.6 < 1$$

∴ **OK**

Comprobación resultados ETABS 2016.

A continuación, se adjunta los resultados del diseño de la columna con el software ETABS 2016.

ETABS 2016 Steel Frame Design AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Planta Baja	C6	187	0	DStIS3	Special Moment Frame	W21X93	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
3.20000	0.438	1

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.246	0.14	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	C	1	1	1.19	6	2.5	4.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0176	0.000003	0.000862	0.000039	0.0101	0.0081

Design Properties

S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0.003141	0.000362	0.003622	0.000569	0.22118	0.04686	0

Material Properties

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	R _y	α
20430000	35200	1.099	NA

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
0	-152.6575	-22.5708	-0.4752	0	0	-0.0001

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.835	1	1	1	1	1

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Minor Bending	0.835	1	1	1	1	0.453

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0.835	1	2.132

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.545 =	0.347 + 0.175 + 0.023

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
152.6575	439.9921	557.9757

Moments and Capacities

	M _u Moment (tonf-m)	φM _n (tonf-m)	φM _n No LTB (tonf-m)	φM _n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	22.5708	114.7304	114.7304	107.8857
Minor Bending	0.4752	18.0142		

Shear Design

	V _u Force (tonf)	φV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	170.7038	0.06
Minor Shear	0	192.0564	0.003

Diseño por capacidad.

En los pórticos especiales no arriostrados es muy importante verificar el cumplimiento del mecanismo de deformación plástica a partir del concepto de “columna fuerte-viga débil”.

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1$$

Para ello se deben determinar la suma de los momentos plásticos en las columnas y vigas. Además, para este análisis se considera el uso de una conexión End Plate de 4 pernos, el procedimiento se muestra a continuación.

Primeramente, el numerador representa la suma de los momentos plásticos en las columnas por encima y debajo del nudo, considerando la reducción por efecto de la carga axial:

$$M_{pc}^* = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_r}{A_g} \right)$$

Donde:

Z_c es el módulo plástico de la columna

P_r es la resistencia requerida a compresión de la columna

De donde,

$$M_{pc}^* = \left[3620000 \left(345 - \frac{1459}{17600} \right) \right]$$

$$M_{pc}^* = 1248.6 \text{ KNm} = 127.4 \text{ ton m}$$

En segundo lugar, el denominador representa la suma de la resistencia flexional esperada en las vigas, proyectada en la cara de la columna:

$$M_{pb}^* = M_{pr} + M_v$$

Donde:

M_{pr} es el momento máximo probable en la viga

M_v es el momento adicional en la viga debido a la amplificación producida por corte desde la rótula plástica hasta el eje de la columna

Debido a que se está considerando una conexión “Four-Bolt Stiffened”, los momentos se calculan de la siguiente manera:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{345 + 450}{2 * 345} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = 1.15 \leq 1.2$$

$$M_{pr} = 1.15 * 1.1 * 350 * 1800000$$

$$M_{pr} = 787.1 \text{ KN m} = 80.3 \text{ ton m}$$

Por otro lado,

$$M_v = V_u S_h$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u L_h}{2}$$

Donde:

S_h es la distancia de la cara de la columna a la rótula plástica y es el menor valor

entre:

$$S_h = \begin{cases} \frac{d}{2} \\ 3 * b_{bf} \end{cases}$$

$$S_h = \begin{cases} \frac{528}{2} = 264 \\ 3 * 166 = 498 \end{cases}$$

$$S_h = 264 \text{ mm}$$

Y, L_h es la distancia entre rótulas plásticas:

$$L_h = L - 2 \left(\frac{d_c}{2} \right) - 2 S_h$$

$$L_h = 4900 - 2 \frac{549}{2} - 2 * 264$$

$$L_h = 3823 \text{ mm}$$

Además,

$$w_u = 1.2D + 1.6L$$

$$w_u = 6.16 + 3.14$$

$$w_u = 11.39 \frac{KN}{m^2} = 1.16 \frac{ton}{m^2}$$

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u L_h}{2}$$

$$V_u = \frac{2 * 80.3}{3.82} + \frac{1.16 * 3.82}{2}$$

$$V_u = 44.2 \text{ ton}$$

Finalmente,

$$M_{pb}^* = M_{pr} + M_v$$

$$M_{pb}^* = 80.3 + 44.2 * 0.264$$

$$M_{pb}^* = 91.95 \text{ ton m}$$

Finalmente, se procede a verificar si se cumple el requisito de columna fuerte – viga débil, considerando que existen dos vigas:

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1$$

$$\frac{127.4 * 2}{91.95 * 2} > 1$$

$$\frac{254}{183.9} = 1.38 > 1$$

∴ OK

Diseño estructural de los pórticos arriostrados concéntricos.

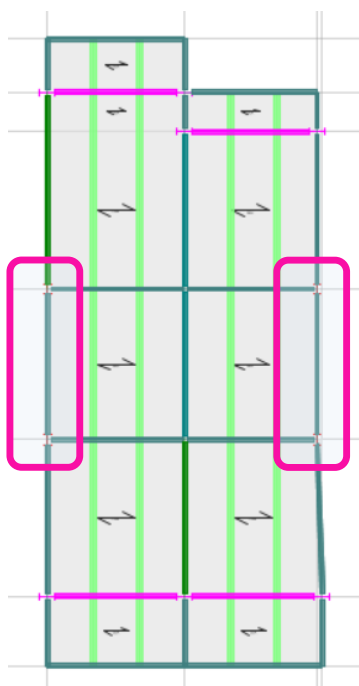


Figura 35. Vista en planta de los PAC

Los pórticos de acero con arriostramientos concéntricos representan una solución estructural conveniente para suministrar resistencia y rigidez lateral en edificios de baja y mediana altura. Este tipo de estructura se caracteriza porque los ejes centrales de los miembros componentes se cortan en un punto, formando así una estructura reticulada. Es por ello que las acciones laterales de viento y sismo inducen, principalmente, esfuerzos axiales en los miembros del pórtico arriostrado. El sistema se destaca por su elevada rigidez lateral, la que permite controlar adecuadamente los desplazamientos laterales para cumplir los requerimientos de diseño.

Los pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) se diseñan para desarrollar deformaciones inelásticas significativas, mediante la fluencia y pandeo de las riostras. En estructuras típicas, el comportamiento inelástico de las riostras puede iniciarse para valores moderados de la distorsión lateral de piso (del orden de 0.3 a 0.5%) y, ante la ocurrencia de sismos severos, las riostras pueden desarrollar

deformaciones axiales muy elevadas, por lo que, se requiere un diseño adecuado de todos los componentes estructurales para evitar fallas prematuras.

Diseño de vigas del PAC.

El diseño de vigas del pórtico arriostrado concéntrico se realizó en base al Reglamento de Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero – ANSI/AISC 341-16. Se hace referencia únicamente al Capítulo 4. Además, es importante mencionar que la viga de los PAC son vigas con conexión simple (a corte), por lo que, se diseña como compuesta.

Solicitaciones máximas a corte y momento.

- Mayoración de Cargas Concentradas provenientes de la Vigüeta

$$P_u = \frac{(1.2 CM + 1.6 CV) * L}{2}$$

$$P_u = \frac{(1.2 * 544 + 1.6 * 200) * 5.6}{2}$$

$$P_u = 4451.7 \text{ kg}$$

$$P_u = 4.45 \text{ ton}$$

- Mayoración de Cargas Distribuidas provenientes del Peso Propio de la Viga

$$w_u = 1.2 CM_{viga}$$

$$w_u = 1.2 * 32.7$$

$$w_u = 39.24 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$w_u = 0.039 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para obtener las solicitaciones de la estructura se considera la siguiente disposición de cargas:

- Cortante Último

Debido a que la viga se encuentra sometida a una carga lineal distribuida y dos cargas concentradas, el cortante último se obtiene de la siguiente manera:

$$V_u = P_u + \frac{w_u l}{2}$$

$$V_u = 4.45 + \frac{0.039 * 4.9}{2}$$

$$V_u = 4.55 \text{ ton}$$

- Momento Último

Debido a que la viga se encuentra sometida a una carga lineal distribuida y dos cargas concentradas, el momento último se obtiene de la siguiente manera:

$$M_u = P_u a + \frac{w_u l^2}{8}$$

$$M_u = 4.45 * 1.63 + \frac{0.039 * 4.9^2}{8}$$

$$M_u = 7.39 \text{ ton m}$$

Diseño por flexión.

General.

Ancho efectivo.

El ancho efectivo de la losa de concreto es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no debe exceder:

- a) Un octavo de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos;

$$L = \frac{5.35}{8}$$

$$L = 0.67 \text{ m}$$

- b) Un medio de la distancia el eje de la viga adyacente.

$$L = \frac{5.6}{2}$$

$$L = 2.8 \text{ m}$$

Por lo que, el ancho efectivo de las viguetas internas es:

$$b_{eff} = \min (0.67 * 2; 2.8 * 2)$$

$$b_{eff} = 1.34 \text{ m}$$

Vigas compuestas con conectores de corte.

Resistencia por flexión positiva.

La resistencia de diseño para flexión positiva $\phi_b M_n$ debe ser determinada por el estado límite de fluencia:

$$\phi_b = 0,90$$

a) Para $\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

M_n debe ser determinado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta para el estado límite de fluencia (momento plástico). Es importante mencionar que todos los perfiles actuales ASTM A6 W, S, y HP satisfacen el límite para

$$F_y \leq 4925 \frac{kg}{cm^2}$$

$$42.46 \leq 90.61$$

Por lo tanto, se utiliza el método de distribución de las tensiones plásticas. El cual fue explicado a detalle en el diseño de la vigueta.

Como se mencionó anteriormente, se considera una acción compuesta completa entre la losa y la sección de acero, y se analiza únicamente la opción de que el eje neutro plástico se encuentra dentro de la losa de hormigón. Esto debido a que, si el ENP atraviesa la sección de acero, esto quiere decir que la viga estará sometida a esfuerzos de compresión y el diseño no es eficiente, en tal caso, se recomienda aumentar el

espesor de la loseta con el fin de que únicamente el hormigón trabaje a compresión y la viga de acero a tensión.

De la imagen anterior se puede verificar que por equilibrio, la fuerza de tensión es igual a la de compresión:

$$C = T$$

$$T = A_s * F_y$$

$$C = 0.85 * f'_c * b_e * a$$

Con esto, se puede determinar la profundidad del bloque de compresión a que, como se mencionó anteriormente, debe encontrarse en el hormigón, por lo que:

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b_e * t} < t_c$$

De donde, se puede obtener el momento resistente nominal y, este es igual a:

$$M_n = C * d'$$

$$d' = \frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2}$$

De donde,

$$M_n = 0.85 * f'_c * b_e * a * \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

Para la acción colaborante de la vigueta con concreto solicitado en compresión por flexión, el corte nominal entre la viga de acero y la losa de concreto, transferido por anclajes de acero, entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de acuerdo con los estados límites de aplastamiento del concreto, fluencia en tracción de la sección de acero o la resistencia al corte de los anclajes de acero:

a) Para el estado límite de aplastamiento del concreto

$$C = 0.85 f'_c A_c$$

$$h_c = 60 + \frac{55}{2} = 82.5 \text{ mm}$$

$$C = 0.85 * 21 * 82.5 * 1338$$

$$C = 1969.6 \text{ KN} = 200.9 \text{ ton}$$

b) Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero

$$C = A_s F_y$$

$$A_s = 4190 \text{ mm}^2$$

$$C = 4190 * 345$$

$$C = 1445.5 \text{ KN} = 147.45 \text{ ton}$$

De donde se obtiene que gobierna el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero. Por lo que, se procede a calcular la resistencia a flexión:

$$a = \frac{C_{min}}{0.85 * f'_c * b_e}$$

$$a = \frac{4190 * 345}{0.85 * 21 * 1337.5}$$

$$a = 60.55 \text{ mm} < t_c = 82.5 \text{ mm}$$

∴ OK

De donde, se procede a obtener el momento resistente nominal:

$$M_n = 0.85 * f'_c * b_e * a * \left(\frac{d}{2} + h_r + t_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 0.85 * 210 * 1337.5 * 60.55 * \left(\frac{203}{2} + 55 + 82.5 - \frac{60.55}{2} \right)$$

$$M_n = 342.20 \text{ KN m} = 34.9 \text{ ton m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 34.9$$

$$\phi M_n = 31.4 \text{ ton m}$$

Una vez que hemos obtenido la resistencia a flexión, se procede a verificar que la misma sea mayor a la sollicitación, de donde:

$$\phi M_n > M_u$$

$$31.4 > 4.55 \text{ ton } m$$

\therefore OK

Diseño por corte.

La resistencia disponible al corte de vigas compuestas con conectores de corte y anclajes tipo canal deberá ser determinada basada solo en las propiedades de la sección de acero según el Capítulo G.

Miembros de sección doble T y canales.

La resistencia nominal de corte, V_n , se determina a partir de lo siguiente:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_{v1}$$

De donde, para el perfil de análisis:

$$C_{v1} = 1$$

$$V_n = 0.6 * 345 * 1580 * 1$$

$$V_n = 327 \text{ KN} = 33.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 33.4 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 30 \text{ ton}$$

Una vez que hemos obtenido la resistencia nominal a corte de la viga, se procede a verificar que la misma sea mayor a la sollicitación, de donde:

$$\phi V_n > V_u$$

$$30 > 7.4 \text{ ton}$$

\therefore OK

Revisión de deflexiones.

En base a lo recomendado por el IBC2006 y la Guía de Diseño 03 del AISC “Serviceability Design Considerations for Steel Building” se verifica que la deflexión

máxima causada por carga viva no debe ser mayor a $L/360$. Es decir, la deflexión máxima admisible es:

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{5350}{360} = 14.9 \text{ mm}$$

Debido a que la carga que se ejerce sobre la vigueta es distribuida, la deformación puede calcularse a través de la siguiente expresión considerando a una viga simplemente apoyada:

$$\Delta = \frac{5w_{CV}L^4}{384 EI_{LB}}$$

De donde, es importante mencionar que la I_{LB} es la inercia transformada de la sección compuesta. Esta inercia se obtiene considerando lo siguiente:

Se procede a verificar la posición del eje neutro, de la siguiente manera:

$$\bar{y} = \frac{n * A_a}{b_e} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * b_e * y_a}{n * A_a}} - 1 \right) \leq t_c$$

$$\bar{y} = \frac{9.3 * 4190}{1338} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 1338 * (87.5 + 55 + 0.5 * 259)}{9.3 * 4190}} - 1 \right) \leq t_c$$

$$\bar{y} = 100 \geq 87.5 \text{ mm}$$

Por lo que, el eje neutro se ubica fuera de la losa de concreto, es decir, en la sección de acero, por lo que,

$$\bar{y} = \frac{A_{ct} * 0.5t_c + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

De donde,

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 9.3$$

Con la relación de los módulos de elasticidad de los materiales, se procede a calcular el área transformada de concreto:

$$A_{ct} = \frac{b_e}{n} t_c$$

$$A_{ct} = \frac{1338}{9.3} * 87.5$$

$$A_{ct} = 12581 \text{ mm}^2$$

De la misma manera, se procede a calcular la inercia transformada de la siguiente manera:

$$I_t = I_{ct} + I_a + A_{ct}(\bar{y} - 0.5t_c)^2 + A_a(y_a - \bar{y})^2$$

De donde,

$$\bar{y} = \frac{A_{ct} * 0.5t_c + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$\bar{y} = \frac{12581 * 0.5 * 87.5 + 4190 * (87.5 + 55 + 259 * 0.5)}{12581 + 4190}$$

$$\bar{y} = 101 \text{ mm}$$

Y,

$$I_{ct} = \frac{b_e * t_c^3}{12 * n}$$

$$I_{ct} = \frac{1338 * 87.5^3}{12 * 9.3}$$

$$I_{ct} = 8026996 \text{ mm}^4$$

Por lo que, reemplazando los valores obtenidos anteriormente, se obtiene que la inercia transformada es igual a:

$$I_t = 220881235 \text{ mm}^4$$

Y, la carga actuante sobre la viga es:

$$w_{CV} = 200 * 5.6$$

$$w_{CV} = 1120 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Con los valores anteriores obtenidos, se puede determinar la deflexión de la vigueta:

$$\Delta_c = \frac{5w_{CV}L^4}{384 EI_{LB}}$$

$$\Delta_c = \frac{5 * 1.12 * 5350^4}{384 * 200349.86 * 220881235}$$

$$\Delta_c = 2.70 \text{ mm}$$

Una vez obtenida la deformación, se procede a verificar que la misma sea menor a la admisible:

$$\Delta_c < \Delta_{adm}$$

$$2.70 < 15 \text{ mm}$$

∴ OK

Diseño de anclajes de acero – pernos.

Anclajes de acero en vigas compuestas.

Resistencia de pernos conectores de corte.

La resistencia nominal de un perno de corte embebido en una losa de concreto sólido o en una losa compuesta con plancha colaborante de acero debe ser determinada como:

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g * R_f * A_{sa} * F_u$$

Considerando pernos de diámetro ¾” o 19 mm:

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} * \sqrt{f'_c E_c}$$

$$Q_n = 0.5 * 284 * \sqrt{21 * 21538}$$

$$Q_n = 95 \text{ KN} = 9.7 \text{ ton}$$

Para la segunda parte de la expresión, los valores de los coeficientes se obtienen de la siguiente tabla:

$$R_g R_f A_{sa} F_u = 1 * 0.75 * 284 * 490$$

$$R_g R_f A_{sa} F_u = 104.2 \text{ KN}$$

$$R_g R_f A_{sa} F_u = 10.6 \text{ ton}$$

Por lo que, la resistencia de los pernos conectores de corte es:

$$Q_n = 9.72 \leq 10.6$$

$$Q_n = 9.72 \text{ ton}$$

Número requerido de conectores de corte.

El número de anclajes de acero requeridos entre cualquier fuerza concentrada y el punto más cercano de momento cero debe ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de la carga concentrada.

En este caso y, a diferencia de las viguetas, el Steel Deck se encuentra ubicado de forma paralela a la viga, por lo que, no es necesario calcular el número de valles existentes.

El corte horizontal total en la interfase entre la viga de acero y la losa de concreto debe suponerse que es transferida por conectores de cortante. La fuerza de corte horizontal total transferido por anclajes de acero V' , entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero debe ser determinado como el menor valor de los siguientes estados límite:

- a) Para el estado límite de aplastamiento del concreto:

$$V' = 0.85 * f'_c * A_c$$

$$V' = 2089 \text{ KN}$$

- b) Para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero

$$V' = F_y * A_s$$

$$V' = 1445 \text{ KN}$$

- c) Para el estado límite de resistencia del conector de corte

$$V' = \Sigma Q_n$$

Considerando un espaciamiento de 15 cm entre cada stud,

$$V' = 3337 \text{ KN}$$

Por lo que, el corte horizontal total es:

$$V' = 147 \text{ ton}$$

El número de anclajes de acero requeridos entre cualquier fuerza concentrada y el punto más cercano de momento cero debe ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de la carga concentrada.

Para esto, se considera un espaciamiento de 15 cm entre la colocación de cada stud. Por lo que, el número de conectores de cortantes que se podrían colocar son 35.

Una vez determinados los posibles conectores de corte que se podrían colocar a lo largo de la viga, se procede a calcular el número de conectores necesarios:

$$n_{stud} = \frac{V'}{Q_n}$$

$$n_{stud} = \frac{147}{9.72} = 30 \text{ conectores}$$

$$n_{stud} < n_{adm}$$

$$30 < 35$$

∴ OK

∴ 1 conector @15cm

Comprobación resultados ETABS 2016.

A continuación, se adjunta los resultados del diseño de la viga con el software

ETABS 2016.

Story: Planta Baja
Location: X= 3.08 m Y= 12.635 m
A572 Gr50

Beam B3
W10X26

Length: 5.35 m Trib. Area: 13.11 m²
6 0.019 m Ø studs
No camber

Composite Deck Properties

	Deck	Cover (m)	w_c (tonf/m³)	f_c (MPa)	Ribs	b_{eff} (m)	E_c (S) (MPa)	E_c (D) (MPa)	E_c (V) (MPa)
At Left	None	N/A	N/A	0	N/A	0	N/A	N/A	N/A
At Right	DECK	0.06	2.4028	20.59	⊥	0.66875	21538	21538	29076

Loading (DCmpS2 combo)

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (tonf/m) 0 m→5.35 m	0.00	1.36	0.00	0.49	2.41

End Reactions

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end, J end (tonf)	0.00	3.39	0.00	1.22	DCmpS2	6.02

Strength Checks

	Combo	Factored	Design	Ratio	Pass
Shear at Ends (tonf)	DCmpS2	6.02	36.49	0.165	✓
Construction Bending (tonf-m)	DCmpC1	5.91	16.25	0.364	✓
Positive Bending (tonf-m)	DCmpS2	7.50	16.25	0.462	✓

Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Constr. Dead Defl. (m)	0.00886	No Limit	N/A	N/A
Post-concrete Defl. (m)	0.0032	0.02229	0.143	✓
Live Load Defl. (m)	0.0032	0.01486	0.215	✓
Total Defl. (m)	0.01206	0.02229	0.541	✓
Walking Acceleration ap/g ($\beta = 0.03 P_o = 289$)	0.000799	0.005	0.160	✓

Section Properties

	PNA (m)	I (m ⁴)	ΦM_n (tonf-m)
Steel fully braced	0.13081	0.00006	16.25
Vibrations Check ($E_c = 33509,29076$)	0.0138	0.00022	N/A

Vibration Frequency Parameters

Element	L (m)	I_{eff} (m ⁴)	D (m ⁴ -m)	B (m)	W (tonf)	Δ (m)	f_n (Hz)
Slab		0.000015	0.000015/1.07				
Beam	5.35 m	0.00022	0.00022/1.07	2*2.7238	1.5*17.55	0.00263 m	10.985
Panel					26.33	0.00263 m	10.985

Diseño de la Columna del PAC.

El diseño de columnas del pórtico resistente a momento se realizó en base al Reglamento de Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero – ANSI/AISC 341-16. Se hace referencia únicamente al Capítulo 4 debido a que se realizó el diseño de pórticos no arriostados.

Es importante mencionar que, las columnas deben resistir esfuerzos de flexión, axiales y de corte, como resultado de las combinaciones de carga reglamentarias.

Solicitaciones máximas a corte, momento y axial.

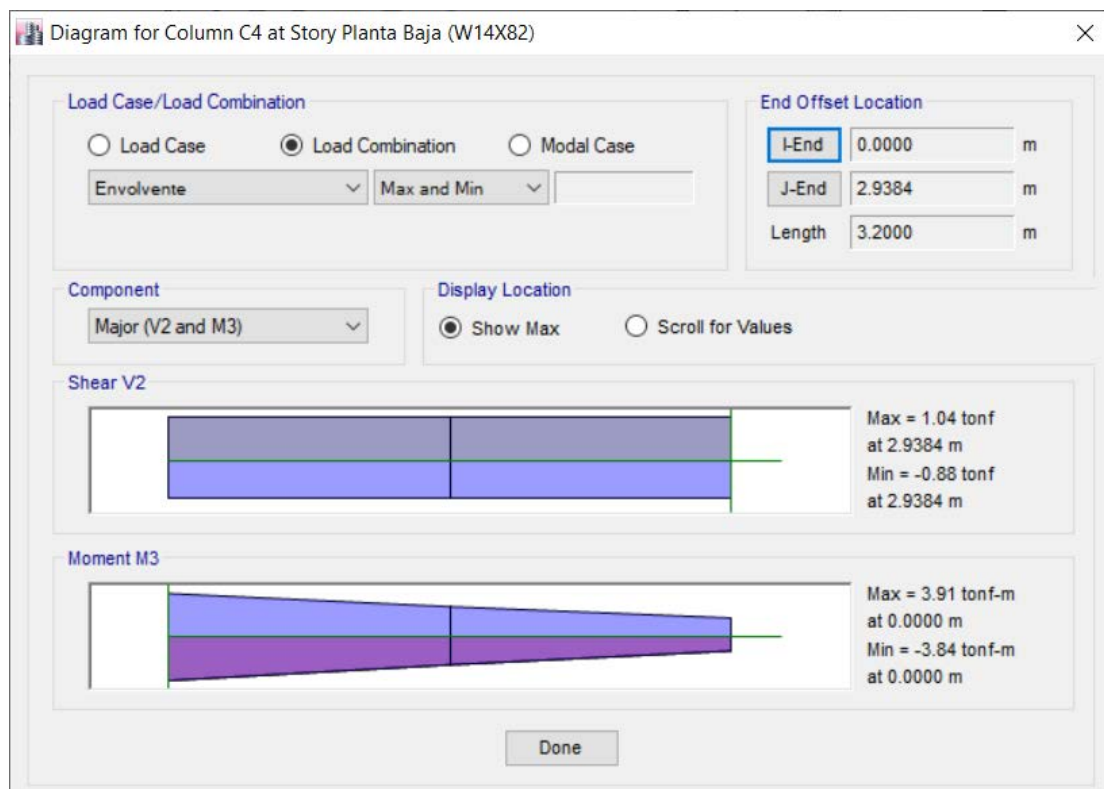


Figura 36. Solicitaciones máximas a corte y momento.

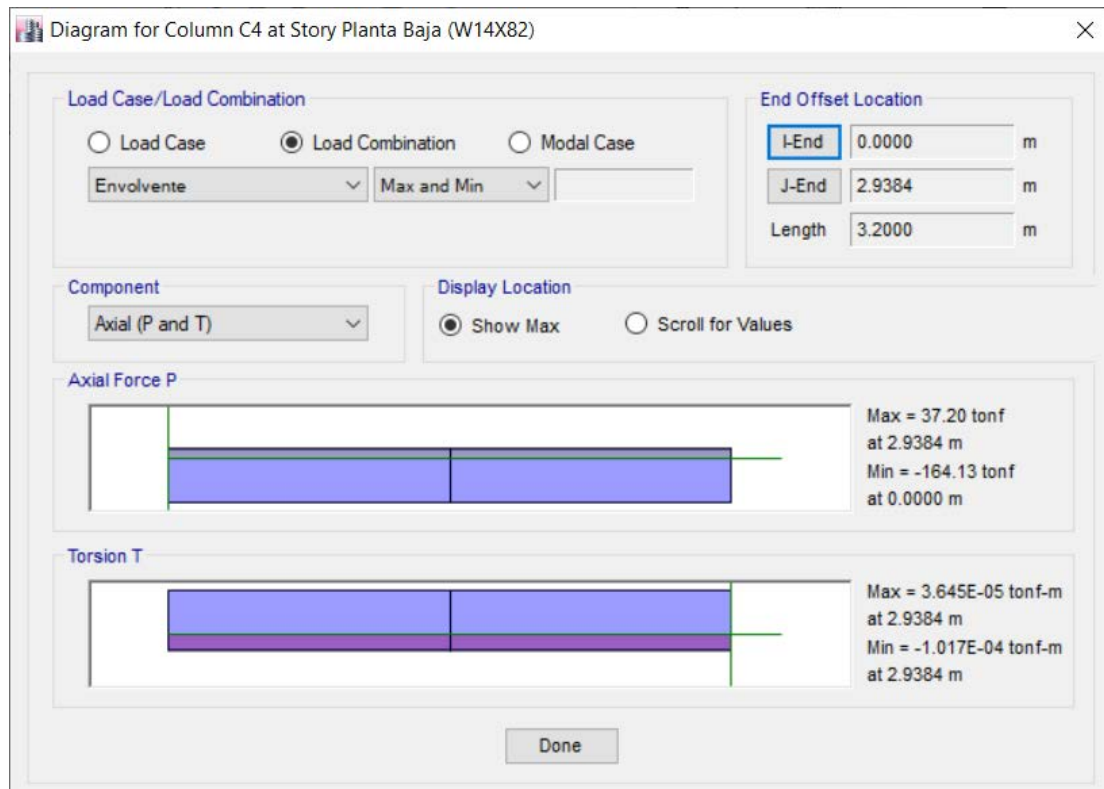


Figura 37. Solicitaciones máximas a axial.

$$V_u = 1.04 \text{ ton}$$

$$M_u = 3.91 \text{ ton m}$$

$$P_u = 164.13 \text{ ton}$$

Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor.

Se procede a clasificar la sección a partir de los criterios indicados en la Tabla B4.1b del ANSI/AISC 360-16. Cuando se realiza la clasificación de la columna, se debe definir si el ala y alma se encuentran sometidas a flexión o compresión para aplicar los criterios de clasificación definidos en las mencionadas tablas. Sin embargo, la columna a analizar se encuentra sometida a flexo-compresión, situación que no se considera explícitamente en dichos criterios de clasificación. Es por ello que, se aplican los criterios más estrictos, en forma conservadora, que son los correspondientes a los miembros sujetos a compresión.

Por lo tanto, se demuestra que la sección de la columna no es esbelta, lo que indica que no deben considerarse los estados límites vinculados al pandeo local.

Además, se verifica que las secciones cumplan con las relaciones ancho/espesor de la Tabla D1.1 del ANSI/AISC 341-16 para miembros con alta ductilidad:

Verificación de los estados límites de resistencia.

La columna debe verificar los estados límites de resistencia, al igual que se realizó para la viga. Pero, a diferencia de la última, se debe considerar los estados límites correspondientes a flexión, carga axial y corte.

De acuerdo con el ANSI/AISC 360-16, la verificación para acciones combinadas de flexión y carga axial se debe realizar en base a los criterios indicados en la Sección H1 del mencionado reglamento. Es importante mencionar que existen diversos métodos para comprobar la capacidad a acciones combinadas, por ejemplo: diagrama de interacción o mediante la determinación de la resistencia de diseño a flexión y a compresión separadamente y luego la aplicación de la ecuación de interacción.

Resistencia a compresión.

La resistencia de diseño para compresión nominal P_n debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión de la siguiente manera:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

La tensión de pandeo por flexión se determina dependiendo de:

$$a) \text{ Para } \frac{KL_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$$

$$L_c = 2664.1 \text{ mm}$$

$$\frac{KL_c}{r_x} = \frac{1 * 2664.1}{154}$$

$$\frac{KL_c}{r_x} = 17.3$$

$$\frac{KL_c}{r_y} = \frac{1 * 2664.1}{63}$$

$$\frac{KL_c}{r_y} = 42.29$$

Por lo que,

$$42.3 \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$42.3 \leq 113.50$$

Por lo que,

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

De donde,

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200349.86}{42.3^2}$$

$$F_e = 1105.78 \text{ MPa}$$

Entonces,

$$F_{cr} = \left[0,658 \frac{345}{1105.78} \right] * 345$$

$$F_{cr} = 302.77 \text{ MPa}$$

Una vez obtenida F_{cr} se procede a calcular la capacidad de la columna de la siguiente manera:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = 302.77 * 15500$$

$$P_n = 4692.86 \text{ MPa}$$

$$P_n = 478.67 \text{ ton}$$

$$\phi P_n = 0.9 * 478.67$$

$$\phi P_n = 430.80 \text{ ton}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad de la columna procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi P_n > P_u$$

$$430.80 > 164.13 \text{ ton}$$

∴ OK

Diseño por corte.

La resistencia nominal de corte, V_n , se determina a partir de lo siguiente:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v$$

De donde, para el perfil de análisis:

$$C_v = 1$$

$$V_n = 0.6 * 345 * 4719 * 1$$

$$V_n = 1953.67 \text{ KN} = 199.27 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 149.46 \text{ ton}$$

Una vez que hemos obtenido la resistencia a corte de la columna procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi V_n > V_u$$

$$149.46 > 1.04 \text{ ton}$$

∴ OK

Estado límite de fluencia.

Fluencia.

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

De donde,

$$M_n = 345 * 2280000$$

$$M_n = 786.6 \text{ KN m} = 80.23 \text{ ton m}$$

Pandeo lateral-torsional.

En este caso, nos encontramos en la siguiente condición:

a) $L_p < L_b$

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

$$M_n = 2.27 * \left[7866 * 1000 - (7866 * 1000 - 0.7 * 345 * S_x) \left(\frac{2342 - 1980.7}{15280.47 - 1980.7} \right) \right] \leq 1248.9 * 1000$$

$$M_n = 1784.25 \text{ KN m} = 181.99 \text{ ton m}$$

Por lo que, la resistencia a fluencia es:

$$M_n = 80.23 \text{ ton m}$$

Una vez que hemos obtenido la resistencia a fluencia de la columna procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi M_n > M_u$$

$$0.9 * 80.23 > 38.3 \text{ ton}$$

$$72.21 > 38.8 \text{ ton}$$

∴ OK

Estado límite de flexo-compresión.

Como se mencionó anteriormente, la verificación para acciones combinadas de flexión y carga axial se debe realizar en base a los criterios indicados en la Sección H1.

De donde,

a) Cuando $\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) < 1$$

b) Cuando $\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2$

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

Dado que,

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{1609}{4223.6}$$

$$0.38 > 0.2$$

Entonces, utilizamos la siguiente expresión para verificar el correcto comportamiento:

$$\frac{P_u}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) < 1$$

De donde,

$$\frac{1609}{4692.86} + \frac{8}{9} \left(\frac{38.3}{786.6} + \frac{13.73}{199.82} \right) < 1$$

$$0.45 < 1$$

∴ OK

Comprobación resultados ETABS 2016.

A continuación, se adjunta los resultados del diseño de la columna con el software ETABS 2016.

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Planta Baja	C4	12	0	DStlS4	Special Moment Frame	W14X82	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
3.20000	0.479	1

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
-0.006	-3.683E-04	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	C	1	1	1.19	6	2.5	4.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0155	0.000002	0.000367	0.000062	0.0111	0.0047

Design Properties

S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0.002019	0.00048	0.002278	0.000734	0.15389	0.06308	0

Material Properties

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	R _y	α
20430000	35200	1.099	NA

$$(\text{ASCE } 12.4.3.2(5): (1.2+0.2*\text{SDS})*D + 1.0*L + \text{OMEGA}0*\text{QE})$$

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
0	-363.95	0	0	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.918	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.509	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
1	1	2.154

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	(P _r / P _c) + (8/9)(M _{r33} / M _{c33}) + (8/9)(M _{r22} / M _{c22})
0.838 =	0.838 + 0 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	φP_{nc} Capacity (tonf)	φP_{nt} Capacity (tonf)
363.95	434.17	490.53

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	φM_n (tonf-m)	φM_n No LTB (tonf-m)	φM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0	72.16	72.16	70.21
Minor Bending	0	23.26		

Shear Design

	V_u Force (tonf)	φV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	99.37	0.02
Minor Shear	0	211.8	9.49E-05

Diseño de riostras del PAC.

El diseño de riostras del pórtico arriostrado concéntrico se realizó en base al Reglamento de Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero – ANSI/AISC 341-16. Se hace referencia únicamente al Capítulo 5 debido a que se realizó el diseño de pórticos arriostados concéntricos.

Las especificaciones definen dos condiciones principales para las riostras: (i) esbeltez máxima y (ii) resistencia requerida.

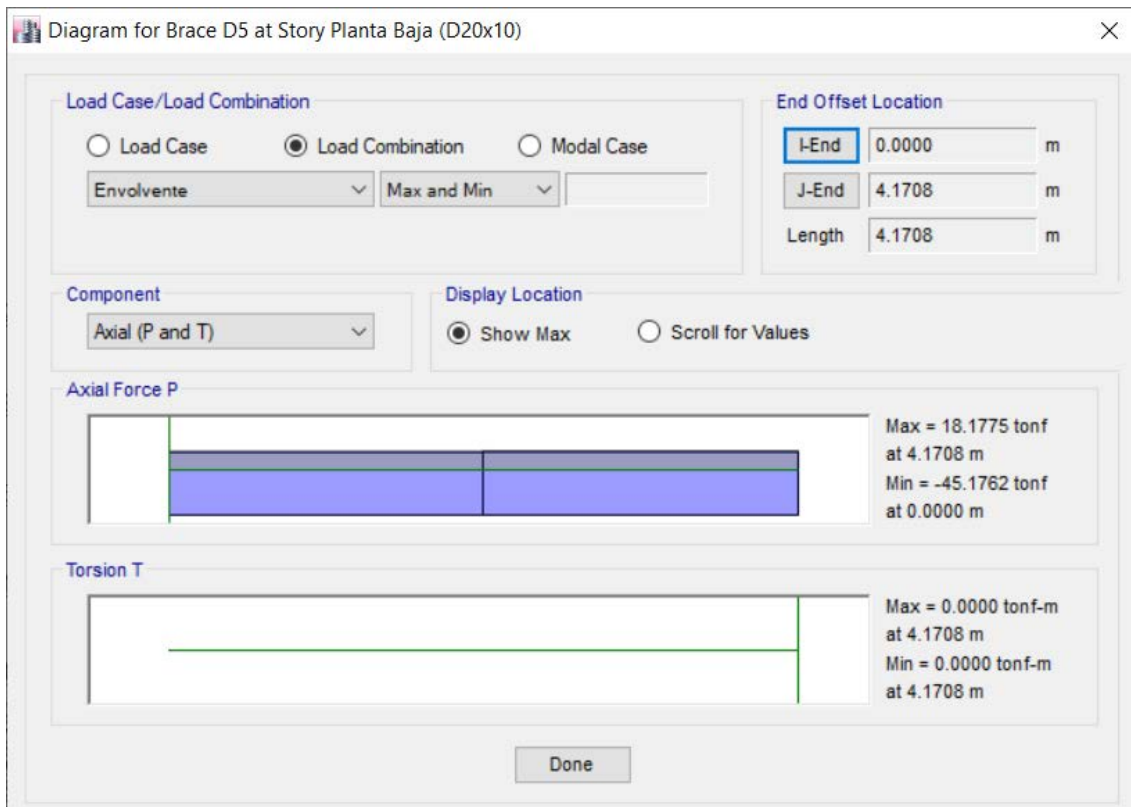


Figura 38. Solicitación máxima a axial de la riostra.

$$P_u = 45.2 \text{ ton}$$

Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor

Las riostras de los pórticos especiales arriostrados concéntricamente deben satisfacer los requerimientos para miembros de ductilidad elevada.

Verificación de los estados límites de resistencia.

Estado límite de compresión.

Se determina la esbeltez de la riostra, considerando en forma conservadora la longitud de pandeo, L . Esto debido a que, para realizar la determinación exacta de dicha longitud se debería conocer el detalle de conexión de la riostra, el cual se presentará en las siguientes secciones. Además, se considera que la riostra está articulada en ambos extremos, esto implica que el factor de longitud efectiva es $k=1.0$, de modo que:

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{1 * 4171}{67.27} \leq 200$$

$$62 \leq 200$$

∴ OK

En este caso particular, como se trata de una riostra de sección tubular sin elementos esbeltos, se verifica solamente el estado límite de pandeo flexional. Para esto, se procede a determinar la sección crítica elástica:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200349.9}{\left(\frac{1 * 4171}{67.27}\right)^2}$$

$$F_e = 514.3 \text{ MPa}$$

La tensión crítica de diseño F_{cr} se determina mediante dos ecuaciones según se trate de pandeo elástico o inelástico. En este caso:

$$\frac{kL}{r} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$62 < 112.4$$

Por lo que,

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e}$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{352}{514.3} * 352$$

$$F_{cr} = 264.3 \text{ MPa}$$

Finalmente, la resistencia de diseño se determina como:

$$P_n = \phi F_{cr} A_g$$

$$P_n = 0.9 * 264.3 * 5969$$

$$P_n = 1577.8 \text{ KN}$$

$$P_n = 160.9 \text{ ton}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad del sistema procedemos a verificar que la misma sea mayor a las sollicitaciones, de donde:

$$\phi P_n > P_u$$

$$144.84 > 45.2 \text{ ton}$$

∴ OK

Estado límite de tracción.

Se procede a determinar la fluencia en el área bruta, de la siguiente manera:

$$T_n = F_y A_g$$

$$T_n = 352 * 5969$$

$$T_n = 2101 \text{ KN}$$

$$T_n = 214.3 \text{ ton}$$

Después, se procede a verificar la rotura en el área neta. En este caso es necesario determinar el área neta efectiva, la que depende de las características de la conexión ubicada en los extremos de la riostra. De manera conservadora, se utiliza la misma área que la utilizada en la verificación de la fluencia en el área bruta, por lo que:

$$T_n = F_u A_e$$

$$A_e = A_g U$$

$$A_e = 5969 * 1$$

$$T_n = 485 * 5969$$

$$T_n = 2895 \text{ KN}$$

$$T_n = 295.3 \text{ ton}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad del sistema procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi P_n > P_r$$

$$\min(0.9 * 214.3; 0.75 * 295.3) > 45.2 \text{ ton}$$

$$192.9 > 45.2 \text{ ton}$$

∴ OK

Es importante mencionar que, la resistencia de diseño a tracción es significativamente mayor que la resistencia a compresión. Sin embargo, no resulta sencillo optimizar el diseño a tracción, por ejemplo, disminuyendo la sección de la riostra, dado que ello implicaría también reducir la resistencia de diseño a compresión, la que es ligeramente superior a la resistencia requerida.

Comprobación resultados ETABS 2016.

A continuación, se adjunta los resultados del diseño de la columna con el software ETABS 2016.

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
Planta Baja	D2	624	6.23398	DStIS4	Special Moment Frame	D15x0.7	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
6.23398	1	1

Analysis and Design Parameters			
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors				
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.247	0.654	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω ₀	C _d
No	No	Yes	C	1	1	1.19	6	2.5	4.5

Design Code Parameters

Φ _b	Φ _c	Φ _{TY}	Φ _{TF}	Φ _V	Φ _{V-RI}	Φ _{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0.0031	0.000016	0.000008	0.000008	0.0016	0.0016

Design Properties

S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0.000107	0.000107	0.000143	0.000143	0.05062	0.05062	

Material Properties

E (tonf/m ²)	f _y (tonf/m ²)	R _y	α
20430000	35200	1.099	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
6.23398	-27.35	0.14	-0.01	0.06	1.628E-03	-2.242E-03

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.5	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
1	1	2.162

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + \text{Sqrt}[\left(\frac{8}{9}\right)(M_{r33} / M_{c33})^2 + \left(\frac{8}{9}\right)(M_{r22} / M_{c22})^2]$
0.857 =	$0.829 + \text{Sqrt}[(0.028)^2 + (0.001)^2]$

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
27.35	33	99.63

Moments and Capacities

	M _u Moment (tonf-m)	φM _n (tonf-m)	φM _n No LTB (tonf-m)	φM _n C _b =1 (tonf-m)
Major Bending	0.14	4.54	4.54	4.54
Minor Bending	0.01	4.54		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (tonf-m)	T_n Capacity (tonf-m)	ϕT_n Capacity (tonf-m)
-2.242E-03	8.09	7.29

Shear Design

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0.06	29.89	0.002
Minor Shear	1.628E-03	29.89	5.447E-05

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
-27.59	DStIS6	-27.35	DStIS6

Diseño por Capacidad

El ANSI/AISC 341-16 indica, para los pórticos especiales arriostrados concéntricamente, que las solicitaciones de vigas, columnas y conexiones, debe determinarse considerando las acciones sísmicas limitadas por capacidad.

- a) Análisis en el que las riostras desarrollan su resistencia esperada a tracción y compresión. La resistencia esperada se calcula considerando la probable sobrerresistencia del material y sin incluir los factores de resistencia:

Se calcula primero la resistencia esperada a tracción:

$$T_{ne} = R_y F_y A_g$$

$$T_{ne} = 1.1 * 352 * 5969$$

$$T_{ne} = 2311.2 \text{ KN}$$

$$T_{ne} = 235.7 \text{ ton}$$

Después, se calcula la resistencia esperada a compresión:

$$P_{ne} = \min \left(R_y F_y A_g, \frac{1}{0.887} F_{cr} A_g \right)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r} \right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200349.9}{\left(\frac{1 * 4171}{67.27} \right)^2}$$

$$F_e = 514.3 \text{ MPa}$$

La tensión crítica de diseño F_{cr} se determina mediante dos ecuaciones según se trate de pandeo elástico o inelástico. En este caso:

$$\frac{kL}{r} < 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$62 < 107$$

Por lo que,

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} F_y$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{352}{514.3} * 352$$

$$F_{cr} = 282.5 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{0.887} F_{cr} A_g = \frac{1}{0.887} * 282.4 * 5969$$

$$\frac{1}{0.887} F_{cr} A_g = 1901.4 \text{ KN}$$

Por lo que,

$$P_{ne} = \min \left(R_y F_y A_g, \frac{1}{0.887} F_{cr} A_g \right)$$

$$P_{ne} = \min (2311.2, 1901.4)$$

$$P_{ne} = 1901.4 \text{ KN}$$

$$P_{ne} = 194 \text{ ton}$$

b) Análisis en el que las riostras desarrollan su resistencia esperada a tracción y compresión.

Se calcula primero la máxima tracción esperada:

$$T_{u \max} = 2T_n \cos \theta + P_{ne} \cos \theta + P_u$$

$$T_{u \max} = 2 * 2311.2 \cos 50.1 + 1901 * \cos 50.1 + 520$$

$$T_{u \max} = 3665 \text{ KN}$$

$$T_{u\ max} = 373.8\ ton$$

$$\phi T_n > T_{u\ max}$$

\therefore OK

Después, se calcula la máxima compresión esperada:

$$P_{u\ max} = 2T_n \cos \theta + P_{ne} \cos \theta + P_u$$

$$P_{u\ max} = 2 * 2311.2 \cos 50.1 + 1901 * \cos 50.1 + 686$$

$$P_{u\ max} = 4871\ KN$$

$$P_{u\ max} = 496.8\ ton$$

$$\phi P_n > P_{u\ max}$$

\therefore OK

Diseño Estructural de las Columnas a Carga Vertical.

El diseño de miembros a sección compuesta se realizó en base a las Especificaciones para Construcciones de Acero – AISC 360-10. Se hace referencia únicamente al Capítulo I debido a que se realizó el diseño de miembros compuestos formados por perfiles de acero estructural laminados o armados y concreto estructural actuando en conjunto.

Solicitaciones de las columnas del sistema gravitacional

A continuación, se muestran las máximas sollicitaciones (**envolventes**) a las que están sometidas las columnas del sistema de resistencia a carga gravitacional.

Solicitaciones máximas a corte, momento y axial

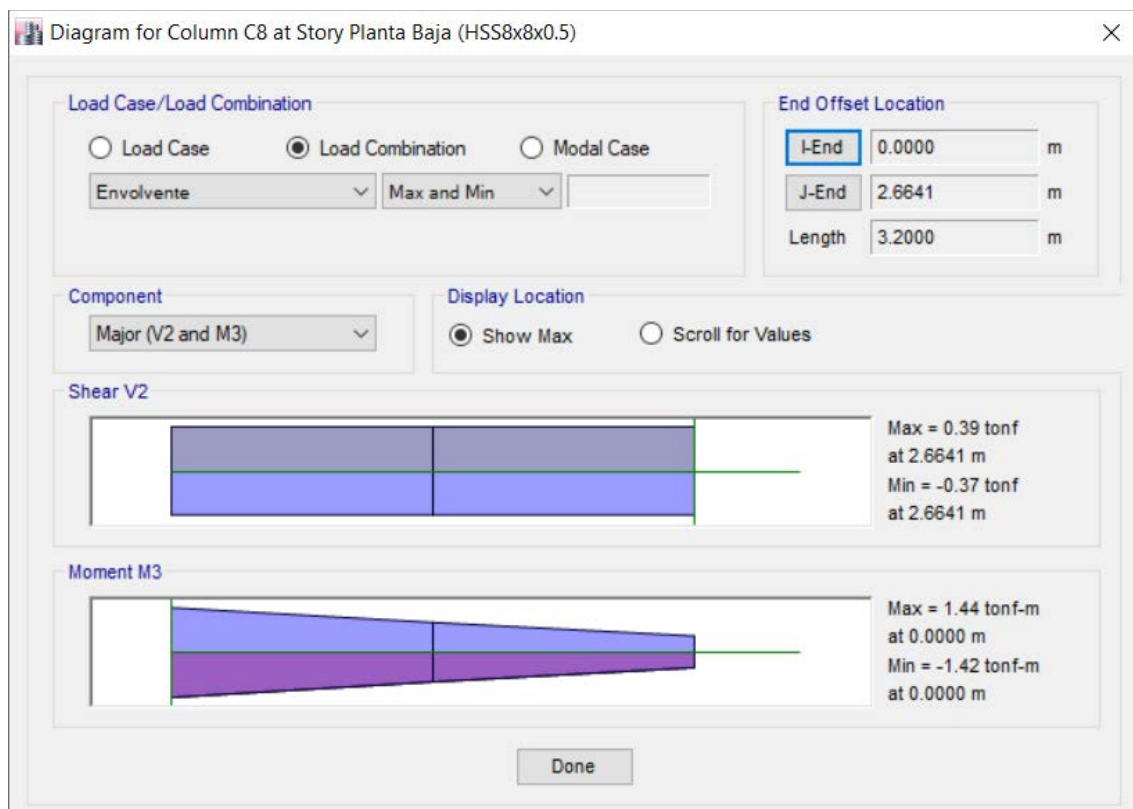


Figura 39. Solicitaciones máximas a corte y momento

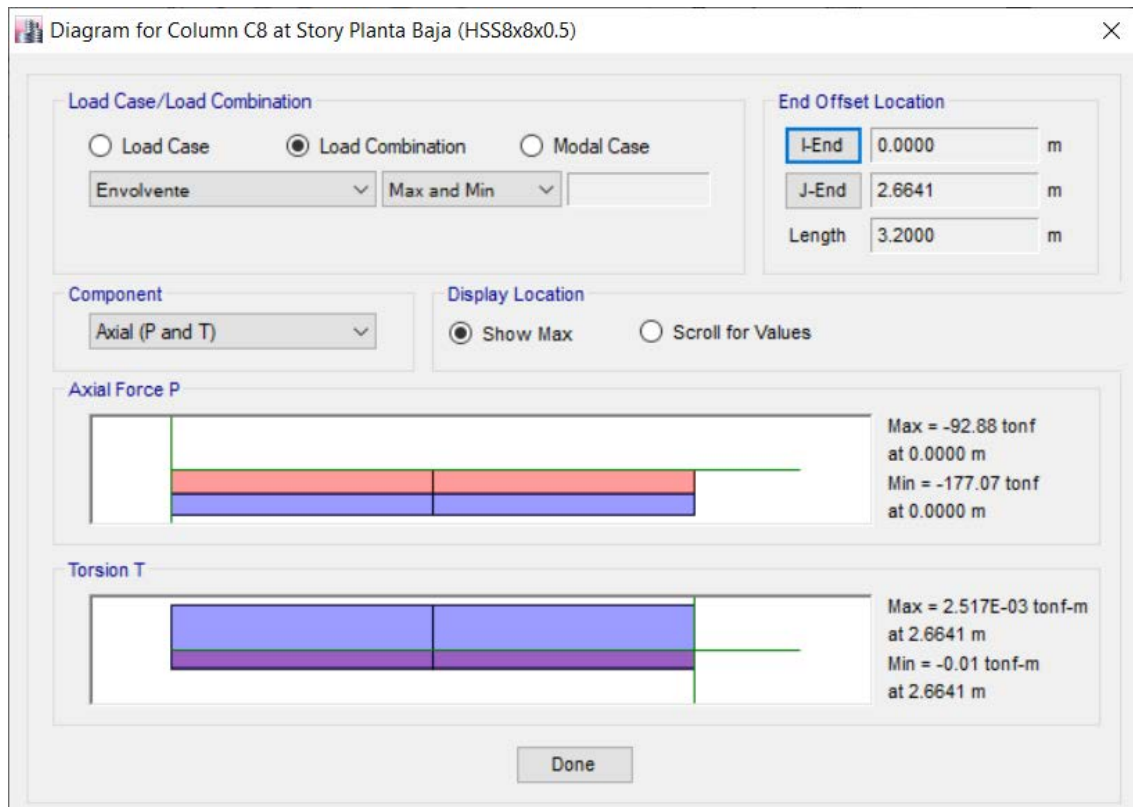


Figura 40. Solicitaciones máximas a axial

$$V_u = 0.39 \text{ ton}$$

$$P_u = 178 \text{ ton}$$

Clasificación de la sección y verificación de la relación ancho/espesor.

Se procede a clasificar la sección a partir de los criterios indicados en la Tabla B4.1b del ANSI/AISC 360-16.

Por lo tanto, se demuestra que la sección de la columna no es esbelta, lo que indica que no deben considerarse los estados límites vinculados al pandeo local.

Verificación de los estados límites de resistencia.

Diseño por fuerza axial.

Limitaciones.

Para las columnas compuestas embebidas se aplican las siguientes limitaciones:

- a) El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total

$$0.1 A < A_s$$

$$0.1 * 32580.2 < 8710 \text{ mm}^2$$

$$3258 < 8710 \text{ mm}^2$$

∴ OK

Resistencia a la compresión.

La resistencia de diseño para compresión $\phi_c P_n$ para miembros compuestos rellenos con doble simetría cargados axialmente deberá ser determinada para el estado límite de pandeo por flexión de la siguiente manera:

Primero, se procede a calcular la rigidez efectiva de una sección compuesta:

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + c_3 E_c I_c$$

$$c_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9$$

$$c_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{8710}{32580.2 + 8710} \right) \leq 0.9$$

$$c_3 = 0.9$$

$$EI_{eff} = 1.30 * 10^{10} \text{ KN mm}^2$$

- a) Para $\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$

$$P_n = P_{no} \left[0.658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

De donde,

$$P_{no} = F_y A_s + F_{yr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c$$

$$P_{no} = 345 * 8710 + 0 + 0.85 * 21 * 32580.2$$

$$P_{no} = 3586.5 \text{ KN}$$

De la misma manera,

$$P_e = \frac{\pi^2(EI_{eff})}{L_c^2}$$

$$P_e = \frac{\pi^2(1.30 * 10^{10})}{3.2^2}$$

$$P_e = 12559.2 \text{ KN}$$

De donde,

$$\frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$\frac{3586.5}{12559.2} \leq 2.25$$

$$0.29 \leq 2.25$$

Con esta información, se puede calcular la capacidad de la columna:

$$P_n = P_{no} \left[0,658 \frac{P_{no}}{P_e} \right]$$

$$P_n = 3586.5 \left[0,658 \frac{3586.5}{12559.2} \right]$$

$$P_n = 3182.5 \text{ KN}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad del sistema procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi_c = 0.75$$

$$\phi P_n > P_r$$

$$0.75 * 3182.5 > 2358 \text{ KN}$$

$$2387 > 2358 \text{ KN}$$

∴ OK

Transferencia de carga.

La resistencia de diseño ϕR_n del mecanismo de transferencia de fuerzas aplicable debe igualar o exceder la fuerza de corte longitudinal requerida a ser transferida V_r' .

Fuerzas externas aplicadas a la sección de acero.

Cuando la fuerza externa total es aplicada directamente en la sección de acero, la fuerza requerida a transferir al concreto V_r' se determina de la siguiente manera:

$$V_r' = P_r \left(1 - \frac{F_y A_s}{P_{no}} \right)$$

$$V_r' = 2358.2 \left(1 - \frac{345 * 8710}{3587} \right)$$

$$V_r' = 382.4 \text{ KN}$$

$$V_r' = 39 \text{ ton}$$

Conexiones de corte.

Cuando las fuerzas son transferidas en un miembro compuesto embebido o en un miembro compuesto relleno mediante conectores de corte, la resistencia disponible al corte de los conectores de corte debe ser determinada como sigue:

$$R_c = \Sigma Q_{nv}$$

Donde, considerando pernos de 19 mm de diámetro:

$$Q_{nv} = F_u A_{sa}$$

$$Q_{nv} = 4500 * 284$$

$$Q_{nv} = 138.93 \text{ KN}$$

$$Q_{nv} = 14.17 \text{ ton}$$

$$\phi Q_{nv} = 0.65 * 14.17$$

$$\phi Q_{nv} = 9.21 \text{ ton}$$

Con la capacidad obtenida, se puede calcular el número de conectores necesarios de la siguiente manera:

$$n = \frac{V_r'}{\phi Q_{nv}}$$

$$n = 5$$

Conexión de la Riostra del Pórtico Arriostrado Concéntrico

Uno de los aspectos más importantes en el diseño de estructuras de acero es la elección adecuada de las diversas conexiones estructurales para dar estabilidad a dichas estructuras. La solución de cómo conectar ciertos elementos estructurales depende de muchos factores, tales como, criterio y experiencia del estructuralista, del fabricante y del montador, una buena estructuración desde la concepción del proyecto, forma y tamaño de las piezas a conectar, la magnitud y distribución de los esfuerzos actuantes en los elementos estructurales afectados, tipo de unión (soldada o atornillada), y características físicas y químicas del material de los miembros estructurales.

El costo de las conexiones representa un porcentaje importante del costo total de la estructura de acero, por eso, en la etapa del diseño deberán tomarse precauciones para desarrollar conexiones económicas, sin poner en riesgo los niveles de seguridad especificados en la normatividad vigente.

Miembros de los pórticos arriostrados concéntricos.

Los PAC se encuentran conformados con columnas y vigas de perfil W.

Además, la riostra es un perfil tubular. Esta información se muestra a continuación:

Tabla 22. Miembros de los pórticos arriostrados concéntricos

Elemento	Sección
Columna	W14x82
Viga	W10x22
Riostra	T 200x200x10

Diseño.

Resistencia esperada a tensión de la riostra.

A continuación, se detalla el procedimiento que se siguió para determinar la resistencia esperada a tensión de la riostra:

$$T_{ne} = R_y F_y A_g$$

$$T_{ne} = 1.1 * 352 * 5969$$

$$T_{ne} = 2311 \text{ KN}$$

$$T_{ne} = 235.7 \text{ ton}$$

Resistencia esperada a compresión de la riostra.

$$P_{ne} = \frac{1}{0.887} F_{cre} A_g$$

Donde F_{cre} se calcula con ayuda de las ecuaciones del esfuerzo crítico pero multiplicando el esfuerzo de fluencia por R_y .

Se determina la esbeltez de la riostra, considerando en forma conservadora la longitud de pandeo, L . Esto debido a que, para realizar la determinación exacta de dicha longitud se debería conocer el detalle de conexión de la riostra. Además, se considera que la riostra está articulada en ambos extremos, esto implica que el factor de longitud efectiva es $k=1.0$, de modo que:

$$\frac{kL}{r} \leq 200$$

$$\frac{1 * 4171}{67} \leq 200$$

$$62 \leq 200$$

∴ OK

En este caso particular, como se trata de una riostra de sección tubular sin elementos esbeltos, se verifica solamente el estado límite de pandeo flexional. Para esto, se procede a determinar la sección crítica elástica:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200349.9}{\left(\frac{1 * 4171}{67}\right)^2}$$

$$F_e = 514.3 \text{ MPa}$$

La tensión crítica de diseño F_{cr} se determina mediante dos ecuaciones según se trate de pandeo elástico o inelástico. En este caso:

$$\frac{kL}{r} < 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$62 < 107$$

Por lo que,

$$F_{cr} = 0.658 \frac{F_y}{F_e} F_y$$

$$F_{cr} = 0.658 \frac{352}{514.3} * 352$$

$$F_{cr} = 282.5 \text{ MPa}$$

Finalmente, la resistencia esperada a compresión:

$$P_{ne} = \frac{1}{0.887} F_{cre} A_g$$

$$P_{ne} = \frac{1}{0.887} * 282.5 * 5969$$

$$P_{ne} = 1901 \text{ KN}$$

$$P_{ne} = 193.9 \text{ ton}$$

Tamaño de la soldadura entre la riostra y la cartela.

Para determinar el tamaño de la soldadura de filete, se asume en el diseño un electrodo de E7018 con $F_{E7018} = 490 \text{ MPa}$ y una soldadura de 10 mm.

Se calcula L de la imagen anterior de la siguiente manera:

$$L = \frac{P_u}{4 * \varphi * 0.60 F_{EXX} * 0.70 * w}$$

$$L = \frac{2311.2}{4 * 0.75 * 0.60 * 490 * 0.70 * 10}$$

$$L = 371 \text{ mm}$$

Por lo que, se escoge un L_w de 40 cm.

Determinación de la longitud de traslapo requerida entre riostra – cartela.

El estado límite de rotura por cortante en la pared de la riostra es usado para determinar la longitud mínima de traslapo riostra-cartela.

Para determinar la rotura por cortante del elemento se utiliza la siguiente ecuación:

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv}$$

En donde A_{nv} es tomada como el área de la sección transversal de las cuatro paredes de la riostra de espesor t , por lo que:

$$R_n = 0.60 F_u (4 * l * t)$$

De donde, se puede determinar la longitud de la soldadura de filete mínima para el traslapo riostra-cartela de la siguiente manera:

$$l \geq \frac{P_u}{\phi(0.60)F_u(4t)}$$

$$l \geq \frac{2311.2}{0.75 * 0.60 * 400 * 4 * 10}$$

$$l \geq 321 \text{ mm}$$

Por lo que, los 40 cm requeridos por la soldadura de filete controlan la longitud requerida de traslapo riostra-cartela.

Chequeo de que la conexión del arriostamiento puede acomodarse al pandeo de la riostra.

Las conexiones de riostra diseñadas para tolerar las rotaciones impuestas por el pandeo de la riostra deben tener suficiente capacidad de rotación para tolerar la rotación requerida para la deriva de piso de diseño. La tolerancia a la rotación inelástica se verifica típicamente con el uso de una sola cartela a la que la riostra se suelda, de modo

que entre el extremo de la riostra y la línea de fluencia haya al menos una distancia igual al doble del espesor de la cartela.

Determinación del espesor de la cartela para el estado límite de fluencia a tensión en la sección Whitmore.

Para la determinación del espesor de la cartela, se asume un ángulo $\phi = 30^\circ$.

Con esto, se puede determinar para el extremo de la riostra la longitud de la cartela en la sección Whitmore de la siguiente manera:

$$w_p = D_{riostra} + 2 l_w \tan \phi$$

$$w_p = 200 + 2 * 400 \tan 30^\circ$$

$$w_p = 662 \text{ mm}$$

Luego, se determina el mínimo espesor de la cartela en base al estado de límite de fluencia a tensión:

$$R_n = F_y w_p t_p$$

De donde, se puede determinar el mínimo espesor de la siguiente manera:

$$t_p \geq \frac{P_u}{\phi F_y w_p}$$

$$t_p \geq \frac{2311}{0.9 * 352 * 662}$$

$$t_p \geq 11 \text{ mm}$$

Por lo que, se escoge una cartela de espesor $t_p = 14 \text{ mm}$ y de acero ASTM A572Gr50 con un $F_y = 352 \text{ MPa}$.

Resistencia al desgarramiento en bloque.

La resistencia por el estado límite de desgarramiento en bloque a lo largo de la falla de cortante es:

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$U_{bs} = 1$$

Para determinar el área neta se utiliza la siguiente expresión:

$$A_{nt} = t_p D$$

$$A_{nt} = 14 * 200$$

$$A_{nt} = 2800 \text{ mm}^2$$

$$A_{gv} = A_{nv}$$

$$A_{gv} = 2 * l_w * t_p$$

$$A_{gv} = 2 * 400 * 14$$

$$A_{gv} = 11200 \text{ mm}^2$$

Dado que el área bruta a cortante A_{gv} y el área neta a cortante A_{nv} son iguales en este caso, la componente de la fluencia del cortante $0.60F_y A_{gv}$ es más pequeña que la componente a la ruptura del cortante $0.60F_u A_{nv}$:

$$\phi R_n = 0.75 * (0.60 * 352 * 12000 + 1 * 485 * 2800)$$

$$\phi R_n = 2792.6 \text{ KN}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad del sistema procedemos a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi R_n > R_r$$

$$2792.6 > 2311.2 \text{ KN}$$

∴ OK

Geometría de la cartela.

Para determinar la geometría de la cartela, se utilizan las siguientes expresiones:

El ancho del borde la cartela d se obtiene a partir del diámetro de la cartela y un espacio asignado entre el perfil HSS y la esquina de la cartela, dicho espacio se asume como 50 mm.

$$d = 50 + 200 = 250 \text{ mm}$$

Para obtener e_b y e_c se toma en cuenta la altura de los perfiles de las vigas y columnas, respectivamente, tal como se muestra a continuación:

$$e_b = \frac{247}{2} = 123 \text{ mm}$$

$$e_c = \frac{337}{2} = 169 \text{ mm}$$

Como se mencionó anteriormente y, debido a que es el ángulo máximo para determinar la sección Whitmore, se define a $\phi = 30^\circ$ y dada la geometría de la estructura $\theta = 25^\circ$.

Es importante mencionar que, la conexión de la riostra debe diseñarse para resistir los momentos flexionantes o rotaciones impuestas por el pandeo de la riostra. Esto puede ser logrado cumpliendo cualquiera de las siguientes dos opciones:

- Diseñar la conexión de la riostra para que soporte los momentos flexionantes impuestos por el pandeo de la riostra con una resistencia de diseño mínima de $1,1R_y M_p$ de la riostra con respecto al eje crítico de pandeo.
- Diseñar la conexión para tolerar las rotaciones impuestas por el pandeo de la riostra, debe tener suficiente capacidad de rotación para tolerar la rotación requerida para la deriva de piso de diseño.

Este diseño de conexión satisface el último punto debido a que se proporciona la capacidad de rotación dejando la mínima distancia de desplazamiento entre el extremo de la riostra y la línea de influencia $2t = 31,75 \text{ mm}$, por lo que, se usa un valor de 50 mm para permitir un posible incremento del espesor de la cartela debido a que los cálculos se realizaron con $l_w = 30 \text{ cm}$. De donde:

$$a = \frac{d}{2} + (l_w + 2t) \tan \phi$$

$$a = \frac{250}{2} + (400 + 2 * 10) \tan 30^\circ$$

$$a = 367.5 \text{ mm}$$

Una vez establecido a se puede determinar L de la siguiente manera:

$$L = \sqrt{(e_b \tan \theta + a \sin \theta \tan \theta)^2 + (e_b + a \sin \theta)^2}$$

$$L = \sqrt{(123 * \tan 39.9^\circ + 367.5 * \sin 39.9^\circ \tan 39.9^\circ)^2 + (123 + 367.5 * \sin 39.9^\circ)^2}$$

$$L = 468.12 \text{ mm}$$

Por lo que, se utiliza un L de 470 mm.

$$L_A = \frac{a}{\cos \theta} + e_b \tan \theta - e_c$$

$$L_A = \frac{367.5}{\cos 39.9^\circ} + 123 * \tan 39.9^\circ - 169$$

$$L_A = 413.7 \text{ mm}$$

Por lo que, se utiliza un L_A de 420 mm.

$$L_B = (L + l_w + 2t) \cos \theta + \frac{d}{2} \sin \theta - e_b$$

$$L_B = (468.12 + 400 + 50) \cos 39.9^\circ + \frac{250}{2} \sin 39.9^\circ - 123$$

$$L_B = 526.7 \text{ mm}$$

Por lo que, se utiliza un L_B de 530 mm.

Finalmente, se procede a calcular l_b de la siguiente manera:

$$l_b = a \tan \theta + 2t$$

$$l_b = 367.5 * \tan 39.9^\circ + 50$$

$$l_b = 357.3 \text{ mm}$$

Chequeo a esfuerzo de fluencia de la sección Whitmore.

La resistencia por el estado límite de fluencia en la sección Whitmore se calcula de la siguiente manera:

$$\phi R_n = 0.90 F_y w_p t$$

$$\phi R_n = 0.90 * 352 * 662 * 14$$

$$\phi R_n = 2642 \text{ KN}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad de la sección se procede a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi R_n > R_r$$

$$2642 > 2311 \text{ KN}$$

∴ OK

Chequeo de pandeo por flexo-compresión en la sección Whitmore.

Para el chequeo de pandeo por flexo-compresión en la sección Whitmore, en 2006 el autor Dowswell definió un espesor crítico para la cartela, el cual se obtiene de la siguiente manera:

$$L' = l_w + 2t$$

$$L' = 400 + 2 * 14$$

$$L' = 428 \text{ mm}$$

$$c = l_b \cos \theta - \frac{d}{2} \sin \theta$$

$$c = 357.3 * \cos 39.9^\circ - \frac{250}{2} \sin 39.9^\circ$$

$$c = 193.9$$

Con esta información, se puede obtener el espesor crítico de la cartela:

$$t_\beta = 1,5 \sqrt{\frac{F_y c^3}{E_s l_b}}$$

$$t_\beta = 1,5 \sqrt{\frac{352 * 193.9^3}{200350 * 357.27}}$$

$$t_{\beta} = 8.98 \text{ mm}$$

Una vez establecido el espesor crítico de la cartela, se verifica que el espesor de esta sea mayor, de donde:

$$t_{\beta} < t$$

$$8.98 < 14 \text{ mm}$$

∴ OK

Sin embargo, como el espesor $t = 14 \text{ mm}$ es mayor que el espesor crítico, la sección es compacta y se debe chequear la resistencia, tal como se muestra a continuación:

$$\frac{Kl_b}{r} = \frac{0.60 * 357.27}{4.04} = 53.04$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 112.37 \text{ MPa}$$

$$\frac{Kl_b}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$53.04 \leq 112.37 \text{ MPa}$$

Para esto, se procede a determinar la sección crítica elástica:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kL}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200350}{(53.04)^2}$$

$$F_e = 702.87 \text{ MPa}$$

Entonces, debido a esta comprobación:

$$F_{cr} = 0,658 \frac{F_y}{F_e} F_y$$

$$F_{cr} = 0,658 \frac{352}{702.87} * 352$$

$$F_{cr} = 285.4 \text{ MPa}$$

Finalmente, la resistencia esperada es la siguiente:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_w$$

$$\phi P_n = 0.9 * 285.4 * 662 * 14$$

$$\phi P_n = 2645 \text{ KN}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad de la sección se procede a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi P_n > P_{u \text{ com}}$$

$$2645 > 1901 \text{ KN}$$

∴ OK

Chequeo del área neta efectiva de la riostra.

Se establece que el área neta efectiva debe ser mayor que el área bruta, de donde:

$$A_n = A_g - 2(t_p + 2s)t_{des}$$

Se asume un $s = 1,6 \text{ mm}$ en cada lado de la riostra para proveer un espacio libre para el montaje.

$$A_n = 5969 - 2(14 + 2 * 1,6) * 10$$

$$A_n = 5625 \text{ mm}^2$$

De la tabla de Factores por Rezago de Cortante para Conexiones en Miembros a Tensión, se puede determinar dicho factor para secciones PTE circulares con platina de conexión única y concéntrica de la siguiente manera:

$$l_w \geq 1,3 * D$$

$$400 \geq 1.3 * 200$$

Por lo tanto, $U = 1$ y:

$$A_e = U A_n$$

$$A_e = 1 * (5625) = 5625 \text{ mm}^2$$

$$A_e < A_g$$

$$5625 < 5969 \text{ mm}^2$$

Debido a que $A_e < A_g$ se necesita refuerzo adicional. El área aproximada de reforzamiento requerido A_{rn} , es el área removida, pero la posición del refuerzo reducirá U a un valor menor que 1. Por lo tanto, el área requerida de reforzamiento puede ser obtenida de:

$$(A_n + A_{rn})U \geq A_g$$

$$U = 0.80$$

$$A_{req} = \frac{A_g}{0.80} - A_n$$

$$A_{req} = \frac{5969}{0.80} - 5625$$

$$A_{req} = 1836 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, se usarán dos placas de 70 x 14mm de acero ASTM A572 grado 50, con un área total de:

$$A_{rn} = 2 * 70 * 14 = 1960 \text{ mm}^2$$

$$1960 > 1836 \text{ mm}^2$$

∴ OK

Diseño de la soldadura de conexión entre la riostra y las barras de refuerzo

Las conexiones del refuerzo a la riostra deben tener la resistencia suficiente para desarrollar la resistencia esperada del refuerzo a cada lado de la sección reducida.

$$A_{ref} = 1960 \text{ mm}^2$$

$$R_y F_y A_{ref} = 1.1 * 352 * 1960$$

$$R_y F_y A_{ref} = 759 \text{ KN}$$

Considerando para la longitud de la soldadura 2 cordones de 5 mm de electrodo E7018.

$$L = \frac{759}{2 * (0.60 * 490 * 0.707 * 5)} = 365 \text{ mm}$$

Por lo que, se usan dos cordones de soldadura en filete de 5 mm en una longitud de 370 mm a cada lado de la sección reducida.

Determinar las fuerzas en las superficies de contacto (cartela-viga-columna).

$$\alpha = \bar{\alpha} = 190.62 \text{ mm}$$

$$\beta = 214.87 \text{ mm}$$

$$r = \sqrt{(\alpha + e_c)^2 + (\beta + e_b)^2} = 468 \text{ mm}$$

Haciendo un control de las fuerzas de la riostra:

$$H_{uc} = \frac{e_c}{r} P_u$$

$$H_{uc} = \frac{169}{468} * 1901$$

$$H_{uc} = 684.4 \text{ KN}$$

$$H_{ub} = \frac{\alpha}{r} P_u$$

$$H_{ub} = \frac{190.62}{468} * 1901$$

$$H_{ub} = 774.3 \text{ KN}$$

$$V_{uc} = \frac{\beta}{r} P_u$$

$$V_{uc} = \frac{214.87}{468} * 1901$$

$$V_{uc} = 718.4 \text{ KN}$$

$$V_{ub} = \frac{e_b}{r} P_u$$

$$V_{ub} = \frac{123}{468} * 1901$$

$$V_{ub} = 501.2 \text{ KN}$$

$$M_{uc} = H_{uc}(\beta - \bar{\beta})$$

$$M_{uc} = 26 \text{ KNm}$$

La sumatoria de las fuerzas verticales deben ser igual a la componente vertical de la fuerza de la riostra. Igualmente, con las fuerzas horizontales, por lo que, se muestra la comprobación a continuación:

$$V_{uc} + V_{ub} = P_u \sin \theta$$

$$718.4 + 501.2 = 1901 * \sin 39.9^\circ$$

$$1219.6 = 1219.6$$

∴ OK

$$H_{uc} + H_{ub} = P_u \cos \theta$$

$$684.4 + 774.3 = 1901 * \cos 39.9^\circ$$

$$1458.7 = 1458.7$$

∴ OK

Diseño de la soldadura de conexión alma de la viga a la columna.

Se determina el área de las aletas de la siguiente manera:

$$A_f = t_f b_f$$

$$A_f = 1334.4 \text{ mm}^2$$

Se determina el área del alma de la siguiente manera:

$$A_w = A_g - 2A_f$$

$$A_w = 1521 \text{ mm}^2$$

$$N_{uf} = \frac{1334.4}{4190} * 774.3$$

$$N_{uf} = 246.6 \text{ KN}$$

$$N_{uw} = \frac{1521}{4190} * 774.3$$

$$N_{uw} = 281 \text{ KN}$$

$$F_R = \sqrt{246.6^2 + 281^2}$$

$$F_R = 373.9 \text{ KN}$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{281}{247}\right)$$

$$\theta = 48.7^\circ$$

Se procede a calcular el tamaño de la soldadura de la siguiente manera:

$$F_{nw} = 0.60 F_{EXX}(1 + 0.5 \sin \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.60 * 490 * (1 + 0.5 \sin 48.7^{1.5})$$

$$F_{nw} = 389.8 \text{ MPa}$$

La resistencia de la soldadura es:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we}$$

$$w = \frac{373.9}{2 * 0.75 * 0.707 * 389.8 * 311}$$

$$w = 2.9 \text{ mm}$$

Para soldar el alma de la viga a la aleta se usarán 2 cordones de soldadura de filete de 3 mm.

Diseño de la soldadura de conexión cartela-viga.

$$V_{ub} = 501.2 \text{ KN}$$

$$H_{ub} = 774.3 \text{ KN}$$

$$F_R = 922.3 \text{ KN}$$

$$L_A = 420 \text{ mm}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{774.3}{501.2} \right) = 32.92^\circ$$

$$F_{nw} = 0.60 F_{EXX} (1 + 0.5 \sin \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0.60 * 490 * (1 + 0.5 \sin 32.92^{0.1.5})$$

$$F_{nw} = 352.89 \text{ MPa}$$

La resistencia de la soldadura es:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we}$$

$$w = \frac{922.3}{2 * 0.75 * 352.89 * 0.707 * 420}$$

$$w = 5.87 \text{ mm}$$

Para soldar la cartela a la viga se usarán 2 cordones de soldadura de filete de 6 mm.

Diseño de la soldadura de conexión aleta de la viga a la columna.

$$L = 285.9 \text{ mm}$$

$$w = \frac{246.6}{0.75 * (0.60 * 490 * 0.707 * 285.9)}$$

$$w = 1.66 \text{ mm}$$

Para soldar la aleta de la viga a la columna, se soldará con soldadura de filete de 2 mm.

Diseño de la soldadura de conexión cartela-columna.

$$F_n = H_{uc} + \frac{2M_{uc}}{L}$$

$$F_n = 684.4 + \frac{2 * 26}{500}$$

$$F_n = 684.5 \text{ KN}$$

$$V_{uc} = 718.4 \text{ KN}$$

$$F_R = 992.3 \text{ KN}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{684.4}{718.4} \right)$$

$$\theta = 43.6^\circ$$

$$F_{nw} = 0,60 F_{EXX} (1 + 0,5 \sin \theta^{1.5})$$

$$F_{nw} = 0,60 * 490 * (1 + 0.5 \sin 43.62^{1.5})$$

$$F_{nw} = 378.2 \text{ MPa}$$

La resistencia de la soldadura es:

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we}$$

$$w = \frac{992.3}{2 * 0.75 * 378.2 * 0.707 * 530}$$

$$w = 4.67 \text{ mm}$$

Para soldar la cartela a la columna se usarán 2 cordones de soldadura de filete de 5 mm.

Conexión Placa Extendida

Las conexiones de placa extendida atornillada se hacen soldando la viga a una placa en su extremo y atornillando esta placa a la aleta de la columna. Existen tres configuraciones de placa extrema que se encuentran precalificadas bajo las disposiciones sísmicas de la AISC. En este diseño, se utilizará una conexión de cuatro pernos sin rigidizar (4E).

Los estados límites que deben ser chequeados son: fluencia por flexión de la viga, fluencia por flexión de las placas extremo, fluencia de la zona de panel, rotura por tensión en los pernos de la placa extremo, rotura por cortante en los pernos de la placa de extremo, rotura de varias uniones soldadas y cargas concentradas en la columna.

Los criterios de diseño proporcionan una resistencia suficiente en los elementos de las conexiones para garantizar que la deformación inelástica de la conexión se logra por la fluencia de la viga.

Secciones de la estructura

El sistema de resistencia sísmica está conformado por PRM que se encuentran conformado con los siguientes elementos estructurales:

Tabla 23. Secciones de la estructura

Elemento	Sección
Viga	W21x50
Columna	W21x93

Limitantes de geometría conexión 4E.

A continuación, se muestran la verificación de cumplimiento de los limitantes de geometría de la conexión con 4 pernos sin rigidizar (4E).

Tabla 24. Limitantes de geometría conexión 4E

Placa		
t_p	55	mm
b_p	270	mm

g	145	mm
p _{fo}	50	mm
p _{fi}	50	mm
d _e	100	mm

Tabla 25. Chequeo de limitantes de geometría conexión 4E

Limitaciones de Geometría			
Parámetro	Máximo (mm)	Mínimo (mm)	Cumple
t _{bf}	19	10	OK
b _{bf}	235	152	OK
d _b	1400	349	OK
t _p	57	13	OK
b _p	273	178	OK
g	152	102	OK
p _{fi} , p _{fo}	114	38	OK

Por otro lado, se procede a calcular las siguientes distancias:

$$h_o = d_p + p_{fo} - \frac{t_f}{2}$$

$$h_o = 528 + 50 - \frac{13,6}{2}$$

$$h_o = 571.2 \text{ mm}$$

$$h_1 = d_p - t_f - p_{fi} - \frac{t_f}{2}$$

$$h_1 = 528 - 50 - 3 * \frac{13,6}{2}$$

$$h_1 = 458 \text{ mm}$$

Especificaciones de Conexión 4E.

Ajuste de pernos.

Los pernos de alta resistencia serán pretensionados y se ajustarán a la norma ASTM A325 / ASTM A325 M, A490 / A490M, F1852 o F2280, a menos que otro tipo de pernos estén permitido para una conexión específica.

Requisitos de instalación.

Se harán de conformidad con las provisiones sísmicas de la AISC y la especificación de la RCSC, con excepción de lo que se indique específicamente en la AISC-358 de conexiones precalificadas.

Control de calidad y garantía de calidad.

Control de calidad y aseguramiento de la calidad deben estar de acuerdo con las provisiones sísmicas de la ANSI/AISC-341.

Diseño placa extremo.**Momentos y cortantes últimos.**

Se procede a calcular el momento probable M_{pr} a una distancia S_h de la cara de la columna.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_b$$

De donde, se calcula C_{pr} que es el factor para tener en cuenta la fuerza pico de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricción loca, refuerzo adicional y otras condiciones de conexión. Además, R_y es la relación del esfuerzo de la fluencia esperada y el esfuerzo de fluencia mínima.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$\frac{352 + 450}{2 * 352} \leq 1.2$$

$$1.15 \leq 1.2$$

∴ OK

Entonces, se obtiene que:

$$M_{pr} = \frac{1.15 * 1.1 * 350 * 1800000}{10^6}$$

$$M_{pr} = 787.1 \text{ KN m}$$

$$M_{pr} = 80.3 \text{ ton m}$$

Después, se procede a calcular S_h que representa la distancia desde la cara de la columna a la rótula plástica. De donde,

$$S_h = \min\left(\frac{d}{2}; 3b_{bf}\right)$$

$$S_h = \min\left(\frac{528}{2}; 3 * 166\right)$$

$$S_h = 264 \text{ mm}$$

Después, se procede a calcular L_h que representa la distancia entre rótulas plásticas, de donde:

$$L_h = L - 2\left(\frac{d_c}{2}\right) - 2S_h$$

$$L_h = 4900 - 2\left(\frac{549}{2}\right) - 2 * 264$$

$$L_h = 3823 \text{ mm}$$

Una vez obtenidas las distancias, se procede a calcular la carga distribuida última, de donde:

$$w_u = 1.2D + 1.6L$$

$$w_u = 6.16 + 3.14$$

$$w_u = 11.39 \frac{KN}{m}$$

Una vez obtenidas las cargas últimas distribuidas, se procede a calcular el cortante último V_u con los parámetros definidos anteriormente:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u L_h}{2}$$

$$V_u = \frac{2 * 787.1}{3823} + \frac{11.39 * 3823}{2}$$

$$V_u = 433.5 \text{ KN}$$

$$V_u = 44.22 \text{ ton}$$

De donde,

$$M_f = M_{pr} + V_u S_h$$

$$M_f = 80.3 + 44.22 * 264$$

$$M_f = 91.95 \text{ ton m}$$

Diámetro del perno requerido.

Se procede a calcular el $d_{b \text{ req}}$ tal como se muestra a continuación:

$$d_{b \text{ req}} = \sqrt{\frac{2 M_f}{\pi \Phi_n F_{nt} (h_o + h_1)}}$$

$$d_{b \text{ req}} = \sqrt{\frac{2 * 901.5}{\pi * 0.9 * 790 * (571.2 + 458)}}$$

$$d_{b \text{ req}} = 28.01 \text{ mm}$$

Por lo que, el diámetro de pernos escogido es de 30 mm.

Grosor requerido de placa.

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\Phi_d F_{yp} Y_p}}$$

En donde,

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (p_{fi} + s)]$$

De donde,

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} > p_{fi}$$

$$\frac{1}{2} \sqrt{270 * 140} > p_{fi}$$

$$98.9 > 50$$

\therefore **OK**

Por lo que,

$$Y_p = \frac{b_p}{2} \left[h_1 \left(\frac{1}{p_{fi}} + \frac{1}{s} \right) + h_o \left(\frac{1}{p_{fo}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1(p_{fi} + s)]$$

$$Y_p = \frac{270}{2} \left[458 * \left(\frac{1}{50} + \frac{1}{98.9} \right) + 571.2 \left(\frac{1}{50} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{145} [458 * (50 + 98.9)]$$

$$Y_p = 4274.7 \text{ mm}$$

De donde,

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11 M_f}{\phi_d F_{yp} Y_p}}$$

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11 * 901.5}{1.1 * 350 * 4274.7}}$$

$$t_{p \text{ req}} < t_p$$

$$24.7 < 25 \text{ mm}$$

\therefore **OK**

Por lo que, se selecciona un espesor de placa de extremo t_p igual a 25 mm.

Fuerza actuante en el ala de la viga.

Se procede a calcular la fuerza actuante en el ala de la viga, de la siguiente

manera:

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{bf}}$$

$$F_{fu} = \frac{901.5}{528 - 13.6}$$

$$F_{fu} = 1752.5 \text{ KN}$$

Resistencia a fluencia del cortante.

Después, se procede a verificar la resistencia a fluencia del cortante, si es conexión de cuatro pernos no rigidizado (4E) tal como es este ejemplo, se realiza lo siguiente:

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n$$

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi 0.6 F_{yp} b_p t_p$$

$$\frac{1752.5}{2} < 0.9 * 0.6 * 350 * 270 * 25$$

$$876.3 < 1417.5 \text{ KN}$$

∴ OK

Resistencia a rotura del cortante.

Después, se procede a verificar la resistencia a rotura del cortante de la conexión de cuatro pernos no rigidizado (4E), tal como es este ejemplo, se realiza lo siguiente:

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi R_n$$

$$\frac{F_{fu}}{2} < \phi 0.6 F_{up} A_n$$

De donde, A_n representa el área neta de la placa extendida:

$$A_n = (25 - 2 * (30 + 3)) * 25$$

$$A_n = 5100 \text{ mm}^2$$

$$\frac{1752.5}{2} < 0.75 * 0.6 * 450 * 5100$$

$$876.3 < 1377 \text{ KN}$$

∴ OK

Por lo que, se continúa trabajando con un espesor de placa de extremo t_p igual a 25 mm.

Esfuerzo de rotura por cortante en los pernos.

Se procede a determinar el esfuerzo de rotura por cortante en los pernos de la siguiente manera:

$$V_u < \phi R_n = \phi n_b F_{nv} A_b$$

$$433.5 < 0.75 * 4 * 457 * 706.86$$

$$433.5 < 1292.1 \text{ KN}$$

∴ OK

Desgarramiento y aplastamiento de la placa de extremo.

Se procede a determinar el esfuerzo de rotura por cortante en los pernos de la siguiente manera:

$$V_u < \phi R_n = n_i \phi r_{ni} + n_o \phi r_{no}$$

De donde, la resistencia para un perno interior r_{ni} es:

$$r_{ni} = 1.2 L_{ci} t F_u$$

$$L_{ci} = (p_{fi} + t_{fb} + p_{fo}) - (d_b + 3.2)$$

$$L_{ci} = (50 + 13.6 + 50) - (38.1 + 3.2)$$

$$L_{ci} = 80.4 \text{ mm}$$

$$r_{ni} < 2.4 d_b t F_u$$

$$1.2 * 80.4 * 25 * 450 < 2.4 * 30 * 25 * 450$$

$$1085.4 < 810 \text{ KN}$$

$$r_{ni} = 810 \text{ KN}$$

De donde, la resistencia para un perno exterior r_{no} es:

$$r_{no} = 1.2 L_{co} t F_u$$

$$L_{co} = \frac{d_p - h_o - p_{fo}}{2} - 0.5 * (d_b + 3.2)$$

$$L_{co} = \frac{200 - 571.22 - 50}{2} - 0.5 * (30 + 3.2)$$

$$L_{co} = 58.4 \text{ mm}$$

$$r_{no} < 2.4d_b t F_u$$

$$1.2 * 58.4 * 30 * 450 < 2.4 * 30 * 25 * 450$$

$$788.4 < 810 \text{ KN}$$

$$r_{no} = 788.4 \text{ KN}$$

De donde,

$$V_u < \phi R_n = 2\phi r_{ni} + 2\phi r_{no}$$

$$433.5 < 2 * 0.75 * 810 + 2 * 0.75 * 788.4$$

$$433.5 < 3196.8 \text{ KN}$$

∴ OK

Diseño placa extremo – columna.

Chequear el ala de la columna por flexión.

Se procede a calcular las distancias observadas en la imagen:

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_{fc} g}$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{214 * 145}$$

$$s = 88.1 \text{ mm}$$

$$c = p_{fi} + t_{fb} + p_{fo}$$

$$c = 50 + 13.6 + 50$$

$$c = 113.6 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 Y_c &= \frac{b_{fc}}{2} \left(h_1 \frac{1}{s} + h_o \frac{1}{s} \right) + \frac{2}{g} \left[h_1 \left(s + \frac{3c}{4} \right) + h_o \left(s + \frac{c}{4} \right) + \frac{c^2}{2} \right] + \frac{g}{2} \\
 &= \frac{214}{2} \left(458 * \frac{1}{88.1} + 571.2 * \frac{1}{88.1} \right) \\
 &+ \frac{2}{145} \left[458 * \left(88.1 + \frac{3 * 113.6}{4} \right) + 571.2 * \left(88.1 + \frac{113.6}{4} \right) + \frac{113.6^2}{2} \right] + \frac{145}{2} \\
 Y_c &= 3333.7 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Una vez obtenidas estas dimensiones, se procede a calcular el espesor de placa requerido de la siguiente manera:

$$t_{cf \text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \leq t_{fc}$$

$$\sqrt{\frac{1.11 * 901.5}{0.9 * 345 * 3333.7}} \leq t_{fc}$$

$$31 > 23.6 \text{ mm}$$

Se observa que no se satisface la desigualdad, por lo que, se deben colocar rigidizadores. Por lo que, se asumen un espesor de rigidizador de 35 mm, de donde:

$$t_{p \text{ req}} = \sqrt{\frac{1.11 \phi M_f}{\phi_d F_{yc} Y_c}} \leq t_{fc}$$

$$\sqrt{\frac{1.11 * 901.5}{0.9 * 345 * 5858.4}} \leq t_{fc}$$

$$23.45 \leq 23.6 \text{ mm}$$

∴ OK

Flexión en la aleta de la columna.

Se procede a verificar la flexión en la aleta de la columna, de la siguiente manera:

$$M_{cf} = F_{yc} Y_c t_{cf}^2$$

$$M_{cf} = 345 * 3333.7 * 23.6^2$$

$$M_{cf} = 640.6 \text{ KN m}$$

De donde,

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{(d - t_{bf})}$$

$$\phi_d R_n = \frac{0.9 * 640.6}{(528 - 13.6)}$$

$$\phi_d R_n = 1120.8 \text{ KN}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad de la sección se procede a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi_d R_n > F_{fu}$$

$$1120.8 > 1752$$

∴ Se necesitan placas de continuidad

Fluencia local del alma de la columna.

Se procede a verificar la fluencia local en el alma de la columna, de la siguiente manera:

$$F_{fu} \leq \phi_d R_n$$

$$\phi_d R_n = \phi_d C_t (6k_c + t_{bf} + 2t_p) F_{yc} t_{cw}$$

$$\phi_d R_n = 1 * 1 * (6 * 36.3 + 13.6 + 2 * 55) * 345 * 14.7$$

$$\phi_d R_n = 1731.4 \text{ KN}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad de la sección se procede a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi_d R_n > F_{fu}$$

$$1731.4 > 1752$$

∴ Se necesitan placas de continuidad

Pandeo en el alma de la columna.

Se procede a verificar el pandeo en el alma de la columna, de la siguiente manera:

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

$$\phi R_n = \frac{\phi 24 t_{wc}^3 \sqrt{E F_{yc}}}{h}$$

$$\phi R_n = 1001.2 \text{ KN}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad de la sección se procede a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi R_n > F_{fu}$$

$$1001.2 > 1752$$

∴ Se necesitan placas de continuidad

Arrugamiento en el alma de la columna.

Se procede a verificar el arrugamiento en el alma de la columna, de la siguiente manera:

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

Esto se aplica cuando F_{fu} es aplicado a una distancia mayor o igual que $\frac{d_c}{2}$ desde el final de la columna.

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_{wc}^2 \left(1 + 3 \left(\frac{N}{d_c} \right) \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{E F_{yc} t_{fc}}{t_{wc}}}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 0.80 * 14.7^2 \left(1 + 3 \left(\frac{324}{549} \right) \left(\frac{14.7}{23.6} \right)^{1.5} \right) \sqrt{\frac{210000 * 350 * 23.6}{14.7}}$$

$$\phi R_n = 2573 \text{ KN}$$

Una vez que hemos obtenido la capacidad de la sección se procede a verificar que la misma sea mayor a las solicitaciones, de donde:

$$\phi R_n > F_{fu}$$

$$2573 > 1752$$

\therefore OK

Por lo tanto, no se requieren rigidizadores ni placa de enchape.

Requerimiento de platinas de continuidad por resistencia.

Esta se obtiene del mínimo valor de resistencia a flexión en la aleta de la columna, resistencia a fluencia local del alma de la columna, resistencia a pandeo local del alma de la columna y resistencia al arrugamiento del alma de la columna.

$$\min \phi R_n = 1001.2 \text{ KN}$$

De donde, la resistencia de la placa de continuidad F_{su} :

$$F_{su} = F_{fu} - \min \phi R_n$$

$$F_{su} = 1752 - 1001.2$$

$$F_{su} = 751.35 \text{ KN}$$

Espesor y ancho mínimo de la placa de continuidad.

Para conexiones interiores (por los dos lados de la columna) el espesor de la placa de continuidad debe ser igual al espesor más grueso de las aletas a ambos lados de la columna.

Por lo que, el espesor de la aleta del perfil de la viga es de 13,6 mm. Entonces, se puede usar una placa de espesor de 13/16'' o 20,64 mm ASTM A572 Gr.50

En cuanto al ancho mínimo de las placas de continuidad, la AISC Specification Section J10.8 menciona lo siguiente:

$$b_{cp} > \frac{b_{bf}}{3} - \frac{t_{cw}}{2}$$

En la práctica, se acostumbra a colocar el ancho de la placa de continuidad hasta el borde de la aleta de la viga o columna.

$$b_{cp} > 64 \text{ mm}$$

Por lo que, la norma especifica que en el diseño de las placas de continuidad y atiesadores localizados en el alma de perfiles laminados deben considerar las longitudes de contacto reducidas de las aletas y el alma del miembro basadas en las dimensiones del filete de esquina.

Las esquinas de placas de continuidad y los atiesadores colocados en el alma de perfiles laminados deben detallarse de acuerdo con AWS D1.8 numeral 4.1.

La AWS D1.8 especifica que el corte en la esquina no debe ser mayor al valor de $k_1 + 0,5''$. Es decir, la longitud de contacto de la placa de continuidad y la aleta de columna es:

$$I_{cf} = b_{cf} - \left[(k_1 + 12.7) - \frac{t_{cw}}{2} \right]$$

$$I_{cf} = 70 - \left[(36.3 + 12.7) - \frac{14.9}{2} \right]$$

$$I_{cf} = 28.35 \text{ mm}$$

La AWS D.1.8 especifica que el corte en la esquina por el lado del alma de la columna no debe ser mayor al valor de $k_{det} + 1,5''$. Es decir, la longitud de contacto de la placa de continuidad y el alma de columna es:

$$I_{cw} = d_c - 2 (k_{det} + 38.1)$$

$$I_{cw} = 549 - 2(36.3 + 38,1)$$

$$I_{cw} = 400.2 \text{ mm}$$

Soldaduras de placas de continuidad.

Las placas de continuidad deben soldarse a las aletas de la columna utilizando soldaduras acanaladas o de filete.

- a) La suma de las resistencias de diseño a tensión de las áreas de contacto de las placas de continuidad con las aletas de la columna que tienen conectadas aletas de vigas:

$$\phi R_n = \frac{0.90 * 30 * 2 * 345 * 20,64}{1000}$$

$$\phi R_n = 384.5 \text{ KN}$$

- b) La resistencia de diseño a cortante del área de contacto de la placa con el alma de la columna:

$$\phi V_n = \frac{1 * 0.60 * 350 * 400 * 20,64}{1000}$$

$$\phi V_n = 1708.8 \text{ KN}$$

- c) La resistencia de diseño a cortante de la zona de panel de la columna asumiendo que $P_u \leq 0,75P_y$, la resistencia de diseño de la zona panel es:

$$\phi R_n = \phi 0.60 * F_y d_c t_{cw} \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right)$$

$$\phi R_n = 1 * 0.60 * 350 * 549 * 14.7 \left(1 + \frac{3 * 214 * 23.6^2}{528 * 549 * 14.7} \right)$$

$$\phi R_n = 1810.7 \text{ KN}$$

Ya que este requisito se aplica a toda la zona de panel, se divide por 2, para compararlos con lo realizado en los pasos a y b.

$$\frac{\phi R_n}{2} = \frac{1810.7}{2}$$

$$\frac{\phi R_n}{2} = 905.4 \text{ KN}$$

- d) La suma de las resistencias a la fluencia esperadas de las aletas de la viga que transmiten la fuerza a las placas de continuidad.

$$T_n = 2R_y F_y b_f t_f$$

$$T_n = \frac{2 * 1.1 * 345 * 13.6 * 166}{1000}$$

$$T_n = 1713.5 \text{ KN}$$

Debido a que este requisito se aplica a toda la zona de panel, se divide por 2, para compararlos con lo realizado en los pasos a y b.

$$\frac{\phi T_n}{2} = \frac{1713.5}{2}$$

$$\frac{\phi R_n}{2} = 856.8 \text{ KN}$$

Por lo que, la resistencia de diseño es 856.8 KN. Ahora, se calcula el tamaño de la soldadura de filete recordando que son dos cordones y que utilizará electrodos E70XX.

$$w = \frac{856.8}{2 * (0.707 * 400 * 0.75 * 0.60 * 490)}$$

$$w = 3.08 \text{ mm}$$

Por lo que, se utilizará un tamaño de soldadura de 4 mm.

Chequeo de la zona de panel.

Para que el sistema esté en equilibrio, se debe considerar lo siguiente:

$$V_c \left(\frac{h_t}{2} + \frac{h_b}{2} \right) = M_f + M'_f$$

$$V_c = \frac{M_f + M'_f}{\left(\frac{h_t}{2} + \frac{h_b}{2} \right)}$$

$$V_c = \frac{901.5 + 684.1}{\left(\frac{4.9}{2} + \frac{4.9}{2} \right)}$$

$$V_c = 323.6 \text{ KN}$$

Después, se obtiene la resistencia requerida en la zona de panel:

$$R_u = \frac{M_f + M'_f}{(d_b - t_{bf})} - V_c$$

$$R_u = \frac{901.5 + 684.1}{(528 - 13.6)} - 323.6$$

$$R_u = 2759 \text{ KN}$$

En el análisis se considera el efecto de la deformación plástica de la zona de panel sobre la estabilidad del marco, de donde:

$$P_y = F_y A$$

$$P_y = 345 * 17600$$

$$P_y = 6072 \text{ KN}$$

Entonces,

$$P_u \leq 0.75 P_y$$

$$P_u \leq 0.75 * 6072$$

La resistencia de diseño de la zona de panel cuando se considera el efecto de deformación plástica de la zona de panel sobre la estabilidad del marco y se cumple que $P_u \leq 0,75 P_y$ es:

$$R_n = \phi 0.60 * F_y d_c t_{cw} \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right)$$

$$\phi R_n = 1810.7 \text{ KN}$$

Se procede a verificar si la resistencia es mayor a las solicitaciones:

$$R_u < \phi R_n$$

$$2758.8 > 1810.7 \text{ KN}$$

∴ Placas de enchape

Tamaño de las placas de enchape.

Se considera el espesor del alma de la columna, la altura de la zona de panel entre placas de continuidad y el ancho de la zona de panel entre aletas de la columna:

$$d_z = d_b - 2t_{cp}$$

$$d_z = 511.31 \text{ mm}$$

$$w_z = d_c - 2t_{cf}$$

$$w_z = 501.8 \text{ mm}$$

De donde, el espesor de la placa de enchape es:

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

$$t = \frac{511.3 + 501.8}{90}$$

$$t = 11.3 \text{ mm}$$

De donde, el alma de la columna es mayor a t .

\therefore OK

Debido a que la placa de enchape satisface este mínimo espesor, entonces es permitido colocarla directamente al alma de la columna. Para hacer esta comprobación se toma nuevamente la siguiente ecuación:

$$t_p = \left[R_u - \frac{0,60 F_y (3 b_{cf} t_{cf}^2)}{d_b} \right] \left[\frac{1}{0,60 F_y d_c} \right] - t_{wc}$$

$$t_p = 8.34 \text{ mm}$$

Por lo que, se pueden utilizar dos platinas de 10 mm.

Placa Base a Momento

La conexión entre la parte inferior de las columnas y las fundaciones de hormigón armado representan un componente importante de la estructura. Según el detalle adoptado, se emplean placas de base, barras de anclaje, rigidizadores u otros elementos auxiliares. Su diseño y detallado debe realizarse cuidadosamente, dado que estas conexiones, usualmente, debe resistir solicitaciones elevadas, como en el caso de pórticos no arriostrados o a momento donde se puede tener la combinación de flexión, corte y carga axial. En pórticos con riostras diagonales, las solicitaciones predominantes son la carga axial y corte.

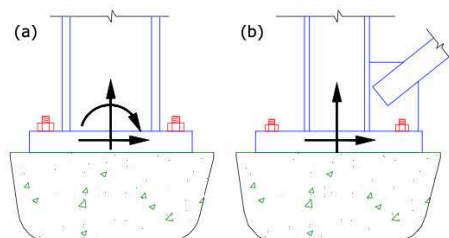


Figura 41. Solicitaciones típicas en conexiones de base de columna

Pórticos resistentes a momento.

Solicitaciones.

Como se observó anteriormente, las solicitaciones para el diseño de la placa base son:

$$P_u = 200 \text{ ton}$$

$$M_u = 23 \text{ ton m}$$

Diseño de la placa base.

Se procede a realizar un predimensionamiento de la placa de la siguiente manera:

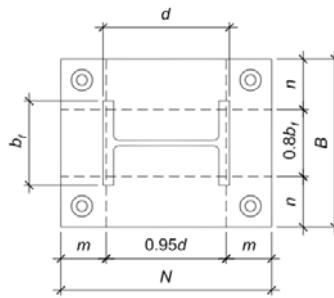


Figura 42. Placa base

$$N > d + 2(3 \text{ in})$$

$$B > b_f + 2(3 \text{ in})$$

De donde,

$$N = d + 2(3 \text{ in})$$

$$N = 549 + 2 * 76.2 \text{ mm}$$

$$N = 701 \text{ mm}$$

Por lo que, se escoge una dimensión de $N = 650 \text{ mm}$. De la misma manera,

$$B = b_f + 2(3 \text{ in})$$

$$B = 214 + 2 * 76.2 \text{ mm}$$

$$B = 366 \text{ mm}$$

Por lo que, se escoge una dimensión de $B = 340 \text{ mm}$.

Después, se procede a determinar el esfuerzo máximo de compresión del hormigón considerando el enfoque más conservador en donde el A_1 es igual al A_1 ; es decir, esto generalmente da como resultado las mayores dimensiones del plano de la placa base.

$$f_{p \text{ max}} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f_{p \text{ max}} = 0.65 * (0.85 * 240)$$

$$f_{p \text{ max}} = 13.3 \text{ MPa}$$

Además,

$$q_{max} = f_{p\ max} * B$$

$$q_{max} = 13.3 * 340$$

$$q_{max} = 4508.4 \frac{N}{mm}$$

Después, se procede a calcular la excentricidad crítica de la siguiente manera:

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

$$e_{crit} = \frac{650}{2} - \frac{200}{2 * 4508.4}$$

$$e_{crit} = 107.5 \text{ mm}$$

Cuando se analiza varias configuraciones de cargas y placas, cuando la excentricidad e es menor a e_{crit} no existirá tendencia a volcarse y no se necesitarán pernos de anclaje. Sin embargo, en caso contrario, serán necesarios pernos de anclaje. Tal como se ve a continuación:

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{221176.5}{1961330}$$

$$e = 112.8 \text{ mm}$$

De donde,

$$e \leq e_{crit}$$

$$112.8 \leq 107.5$$

\therefore anchor rods

Considerando una distancia de 40 mm desde la base de la placa hasta los pernos:

$$f = \frac{N}{2} - 40$$

$$f = \frac{650}{2} - 40$$

$$f = 285 \text{ mm}$$

Con este valor, se procede a verificar si el área de la placa es adecuada o si es necesario aumentar las dimensiones:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 P_u(e + f)}{q_{max}}$$

$$372100 \geq 346089.8$$

∴ OK

Por lo que, se puede observar que no es necesario aumentar el área de la placa base y, por tanto, se mantiene como 630 x 340 mm.

Después, se procede a determinar la longitud y tensión de los pernos de anclaje de la siguiente manera:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 P_u(e + f)}{q_{max}}}$$

$$Y = \left(285 + \frac{650}{2}\right) + \sqrt{\left(285 + \frac{650}{2}\right)^2 - \frac{2 * 1961.3 * (112.8 + 285)}{4508.4}}$$

$$Y = 448.7 \text{ mm}$$

Y,

$$T_u = qY_u - P_u$$

$$T_u = 4508.4 * 448.7 - 1961.3$$

$$T_u = 61.7 \text{ KN}$$

Después, se procede a determinar el grosor de la placa base:

Si $Y \geq m$:

$$t_{p \text{ req}} = 1.5 m \sqrt{\frac{f_p \text{ max}}{F_y}}$$

Si $Y < m$:

$$t_{p req} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p max} Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}}$$

Y,

$$m = \frac{N - 0.95 d}{2}$$

$$m = \frac{650 - 0.95 * 549}{2}$$

$$m = 64.2 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$$

$$n = \frac{340 - 0.8 * 214}{2}$$

$$n = 84.4$$

Entonces,

$$Y \geq \max(m; n)$$

$$448.7 \geq 84.4$$

Por lo que,

$$t_{p req} = 1.5 * 84.8 \sqrt{\frac{13.3}{450}}$$

$$t_{p req} = 21.7 \text{ mm}$$

Por lo que, se escoge un grosor de placa base de $t_p = 25 \text{ mm}$.

Finalmente, se procede a escoger unos pernos de diámetro de 5/8'' y de acero de Grado 36, por lo que, la resistencia de los pernos escogidos es:

$$\emptyset R_n = 44.5 \text{ KN}$$

Considerando 4 pernos de 5/8", se verifica si son suficientes o si es necesario aumentar más pernos:

$$n * \phi R_n = 88.96 \text{ KN}$$

De donde, se verifica la resistencia es mayor a la demanda:

$$T_u > \phi R_n$$

$$61.7 > 88.96 \text{ KN}$$

\therefore OK

Pórticos arriostrados concéntricos.

Solicitaciones.

Como se observó anteriormente, las solicitaciones para el diseño de la placa base

son:

$$P_{u\ col} = 220\ ton$$

$$P_{u\ riostra} = 50\ ton$$

$$P_{u\ total} = 220 + 50 \sin 50.10^\circ$$

$$P_{u\ total} = 258.4\ ton$$

$$M_u = 9\ ton\ m$$

Diseño de la placa base.

Se procede a realizar un predimensionamiento de la placa de la siguiente

manera:

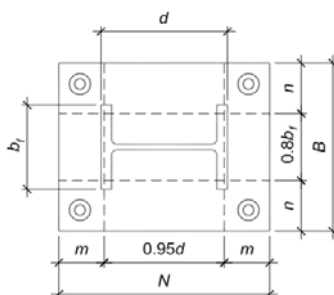


Figura 43. Placa base

$$N > d + 2(3\ in)$$

$$B > b_f + 2(3\ in)$$

De donde,

$$N = d + 2(3\ in)$$

$$N = 363 + 2 * 76.2\ mm$$

$$N = 515\ mm$$

Por lo que, se escoge una dimensión de $N = 550\ mm$. De la misma manera,

$$B = b_f + 2(3 \text{ in})$$

$$B = 257 + 2 * 76.2 \text{ mm}$$

$$B = 409 \text{ mm}$$

Por lo que, se escoge una dimensión de $B = 420 \text{ mm}$.

Después, se procede a determinar el esfuerzo máximo de compresión del hormigón considerando el enfoque más conservador en donde el A_2 es igual al A_1 ; es decir, esto generalmente da como resultado las mayores dimensiones del plano de la placa base.

$$f_{p \text{ max}} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

$$f_{p \text{ max}} = 0.65 * (0.85 * 240)$$

$$f_{p \text{ max}} = 13.3 \text{ MPa}$$

Además,

$$q_{\text{max}} = f_{p \text{ max}} * B$$

$$q_{\text{max}} = 13.3 * 420$$

$$q_{\text{max}} = 5569.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Después, se procede a calcular la excentricidad crítica de la siguiente manera:

$$e_{\text{crit}} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{\text{max}}}$$

$$e_{\text{crit}} = \frac{550}{2} - \frac{220}{2 * 5569.2}$$

$$e_{\text{crit}} = 47.5 \text{ mm}$$

Cuando se analiza varias configuraciones de cargas y placas, cuando la excentricidad e es menor a e_{crit} no existirá tendencia a volcarse y no se necesitarán

pernos de anclaje. Sin embargo, en caso contrario, serán necesarios pernos de anclaje.

Tal como se ve a continuación:

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{9}{258.4}$$

$$e = 38.7 \text{ mm}$$

De donde,

$$e \leq e_{crit}$$

$$38.7 \leq 47.5$$

\therefore no anchor rods

Considerando una distancia de 40 mm desde la base de la placa hasta los pernos:

$$f = \frac{N}{2} - 40$$

$$f = \frac{550}{2} - 40$$

$$f = 235 \text{ mm}$$

Con este valor, se procede a verificar si el área de la placa es adecuada o si es necesario aumentar las dimensiones:

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2 P_u (e + f)}{q_{max}}$$

$$260100 \geq 249037$$

\therefore OK

Por lo que, se puede observar que no es necesario aumentar el área de la placa base y, por tanto, se mantiene como 550 x 420 mm.

Después, se procede a determinar la longitud y tensión de los pernos de anclaje de la siguiente manera:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) + \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2 P_u(e + f)}{q_{max}}}$$

$$Y = \left(235 + \frac{550}{2}\right) + \sqrt{\left(235 + \frac{550}{2}\right)^2 - \frac{2 * 258.4 * (38.7 + 235)}{5569.2}}$$

$$Y = 404.8 \text{ mm}$$

Después, se procede a determinar el grosor de la placa base:

Si $Y \geq m$:

$$t_{p \text{ req}} = 1.5 m \sqrt{\frac{f_p \text{ max}}{F_y}}$$

Si $Y < m$:

$$t_{p \text{ req}} = 2.11 \sqrt{\frac{f_p \text{ max } Y \left(m - \frac{Y}{2}\right)}{F_y}}$$

Y,

$$m = \frac{N - 0.95 d}{2}$$

$$m = \frac{550 - 0.95 * 363}{2}$$

$$m = 102.6 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0.8 b_f}{2}$$

$$n = \frac{420 - 0.8 * 257}{2}$$

$$n = 107.2$$

Entonces,

$$Y \geq \max(m; n)$$

$$404.8 \geq 107.2$$

Por lo que,

$$t_{p\ req} = 1.5 * 107.2 \sqrt{\frac{13.3}{450}}$$

$$t_{p\ req} = 27.6\ mm$$

Por lo que, se escoge un grosor de placa base de $t_p = 30\ mm$.

ANÁLISIS LINEAL EN HORMIGÓN ARMADO

Estructuración del edificio

A continuación, se presenta la vista en 3D del edificio a diseñar:

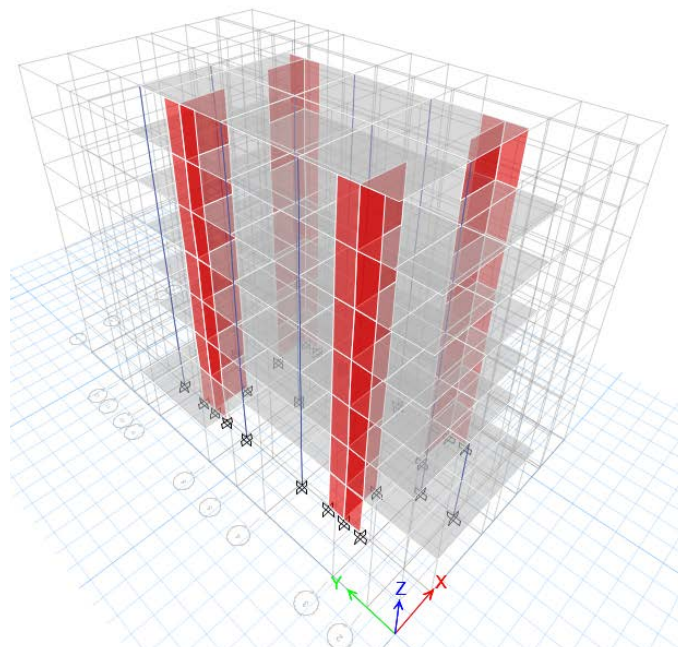


Figura 44. Vista en 3D de la estructura

La estructura, caso de estudio, es un edificio de hormigón armado de 7 pisos. Su sistema estructural está basado en muros de hormigón armado, los cuales resistirán la sollicitación sísmica, mientras que las columnas cumplirán la función de resistir cargas gravitacionales. Es importante mencionar que, los elementos estructurales de hormigón armado deben cumplir con las especificaciones más recientes del Código ACI-318. Además, el diseño sísmico, se hará de acuerdo con la norma NEC-SE-DS, salvo indicando el capítulo 21 del Código ACI-318 (Estructuras Sismo Resistentes).

En lo que respecta su configuración estructural, se muestra a continuación la tabla 2: Clasificación de edificios de hormigón armado de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC – 15), en donde se presenta una clasificación estructuras de hormigón armado en función del mecanismo dúctil esperado.

Tabla 26. Sistemas estructurales de hormigón armado

2.4. Sistemas estructurales de hormigón armado

La **Tabla 2** presenta una clasificación de estructuras de hormigón armado en función del mecanismo dúctil esperado.

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Tabla 2: Clasificación de edificios de hormigón armado

De donde, el edificio a analizar cuenta con un sistema estructural de muros estructurales. Sin embargo, las columnas en nuestro caso solo resisten carga gravitacional.

Por otro lado, la configuración y diseño de una edificación está relacionada con la forma, el tipo, la disposición, la resistencia, la geometría, entre otros aspectos que puedan presentar los diferentes elementos estructurales o la edificación completa (ZIGURAT GLOBAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY, 2019).

La NEC – 15 menciona que la configuración de la estructura debe ser simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. Por lo que, a continuación, se muestra la categorización de la configuración en planta y elevación de la estructura:

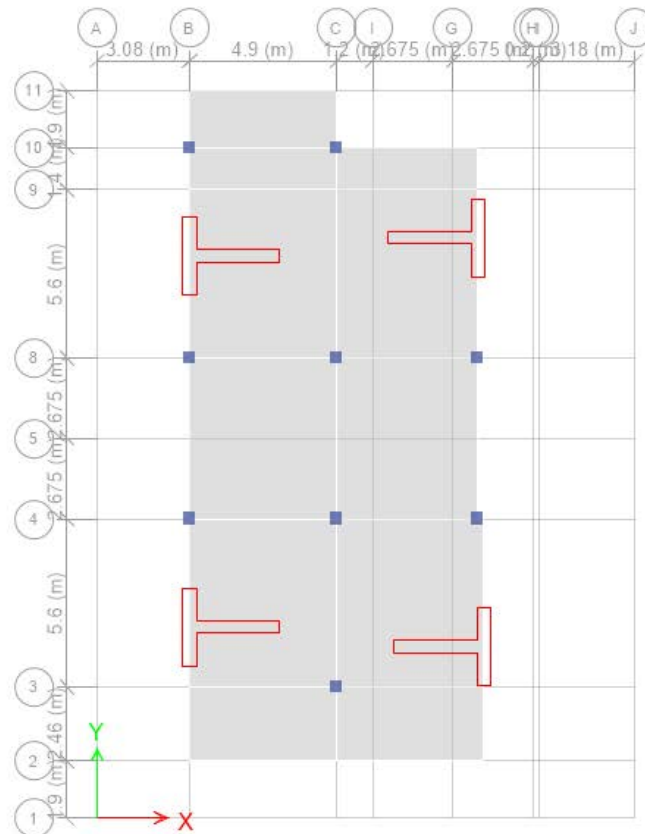


Figura 45. Vista en planta de la estructura

Configuración en elevación.

A continuación, se detalla la configuración estructural en elevación de la estructura. Acorde a la imagen que corresponde a la Tabla 11: Configuraciones estructurales recomendadas de la NEC – 15, se observa que la estructura posee alturas de entrepiso constante en todos los niveles y que, además, la dimensión del muro también permanece constante a lo largo de su altura.

Es importante mencionar que, acorde a la imagen que corresponde a la Tabla 12: Configuraciones estructurales no recomendadas de la NEC – 15, se observa que la estructura no posee ninguna irregularidad, tales como: ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas, piso débil ni columna corta.

Configuración en planta.

Acorde a la imagen que corresponde a la Tabla 11: Configuraciones estructurales recomendadas de la NEC – 15, y con la ayuda de ETABS, se observa que la estructura posee los mismos centros de masa y rigidez.

Irregularidades y coeficientes de configuración estructural.

Se procede a verificar si la estructura presenta irregularidades tanto en planta como en elevación, para determinar si se usarán los coeficientes de configuración estructural, que penalicen al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

Dichos coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).

Por simple inspección, se observa que la estructura no posee irregularidades del tipo 2, 3 y 4. Para corroborar la irregularidad tipo 1 se procede a usar ETABS y determinar así el valor Δ .

Tabla 27. Centros de masa y rigidez

Centro de masa y rigidez					
Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		m	m	m	m
Sexto Piso	D1	7,828	12,892	7,804	12,380
Quinto Piso	D1	7,830	12,727	7,807	12,387
Cuarto Piso	D1	7,830	12,685	7,813	12,398
Tercer Piso	D1	7,830	12,665	7,823	12,413
Segundo Piso	D1	7,839	12,620	7,842	12,432
Primer Piso	D1	7,838	12,614	7,877	12,461
Planta Baja	D1	7,835	12,545	7,946	12,501

En donde se puede observar que, los centros de masa y de rigidez de la estructura son muy parecidos entre sí, lo que significa que la irregularidad torsional será baja. Sin embargo, se comprueba esto con la siguiente tabla:

Tabla 28. Irregularidad torsional de la estructura

Story Max/Avg Displacements					
Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum	Average	Ratio
			m	m	
Sexto Piso	SX Max	X	0,04	0,03	1,12
Quinto Piso	SX Max	X	0,03	0,03	1,12
Cuarto Piso	SX Max	X	0,02	0,02	1,12
Tercer Piso	SX Max	X	0,02	0,02	1,12
Segundo Piso	SX Max	X	0,01	0,01	1,12
Primer Piso	SX Max	X	0,01	0,01	1,12
Planta Baja	SX Max	X	0,00	0,00	1,11
Sexto Piso	SY Max	Y	0,09	0,09	1,00
Quinto Piso	SY Max	Y	0,07	0,07	1,00
Cuarto Piso	SY Max	Y	0,05	0,05	1,00
Tercer Piso	SY Max	Y	0,04	0,04	1,00
Segundo Piso	SY Max	Y	0,02	0,02	1,00
Planta Baja	SY Max	Y	0,00	0,00	1,00
Primer Piso	SY Max	Y	0,01	0,01	1,00

De donde se observa que, el máximo radio, correspondiente a Δ es igual a 1.141, por lo que, no es necesario aplicar ningún coeficiente de reducción de configuración estructural.

Φ_P	1
Φ_E	1

Cortante basal de diseño según la norma NEC – SE – DS y justificación de los valores obtenidos.

En este apartado, se hará referencia al método de diseño basado en fuerzas (DBF). En donde, las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes.

Acorde a la NEC – 15, el DBF puede realizarse a través de tres métodos de análisis; estático, análisis dinámico espectral y análisis dinámico paso a paso en el tiempo.

Por lo que, para la determinación de las fuerzas sísmicas laterales de la estructura, se utilizará análisis estático y análisis dinámico espectral.

Cortante basal de diseño.

El cortante basal total de diseño V , a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada.

Espectro elástico de diseño (componente horizontal)

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, consistente con:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a, F_d, F_s .

Factor de zona.

Para los edificios de uso normal, se usa el valor de Z , que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona Z , de la siguiente figura:

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.

Coefficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s .

El suelo en el que se emplazará la estructura es tipo D.

Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

Estos factores varían dependiendo de la región del Ecuador, por lo que, toma el valor de 1.80.

Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Tomando valor de 1.

A continuación, se presenta el espectro elástico de diseño que se utilizará en el presente diseño:

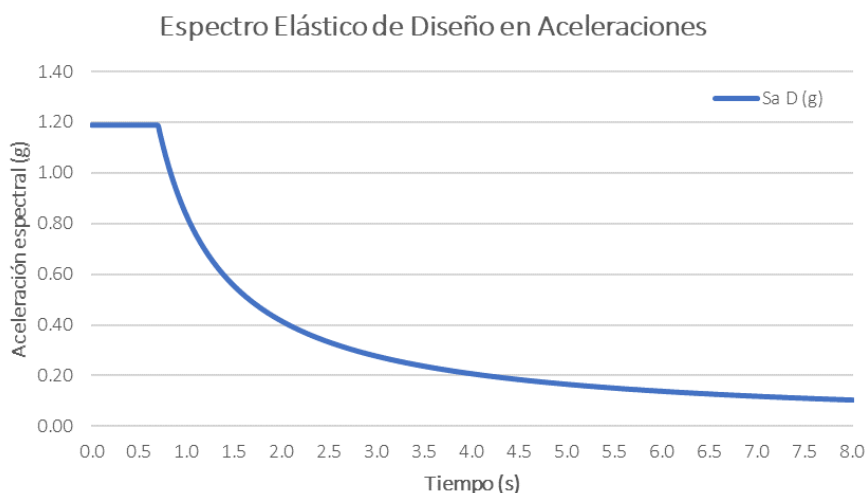


Figura 46. Espectro elástico de diseño

Coefficiente de Importancia I

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

Factor de reducción de resistencia sísmico R

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

Además, los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como:

- Tipo de estructura
- Tipo de suelo
- Periodo de vibración considerado
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite

Coefficientes de configuración estructural.

Como se discutió en la sección anterior, la estructura no muestra irregularidad en planta y elevación, por lo que los coeficientes Φ_E y Φ_P son igual a 1.

Periodo fundamental de vibración.

El período de vibración aproximativo de la estructura T, para cada dirección principal, será estimado a partir de uno de los 2 métodos descritos a continuación.

El valor de T obtenido al utilizar estos métodos es una estimación inicial razonable del

período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

Empezando con el Método 1 establecido en la NEC – 15:

De donde,

$$T = Ct \cdot hn^\alpha$$

$$T = 0.055 \cdot 22.40^{0.75}$$

$$T = 0.57 \text{ seg}$$

Continuando con el Método 2 establecido en la NEC – 15. De donde, con la ayuda de ETABS, se obtuvo que:

Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 1.073

Figura 47. Periodo fundamental de vibración

$$T = 1.073 \text{ seg}$$

Sin embargo, el valor de T_a calculado según el Método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_a calculado con el Método 1. Por lo que,

$$T = 0.57 \cdot 1.3$$

$$T = 0.74 \text{ seg}$$

Con toda la información mostrada anteriormente, se procede a calcular el cortante basal:

Tabla 29. Cortante basal

Cortante Basal		
T_a	0.740	s
S_a	1.12	g
I	1.0	-
R	5.0	-
ϕ_P	1.00	-
ϕ_E	1.00	-
V	22.46%	W

De donde se obtuvo los cortantes estáticos:

Sx estático	278.7816	ton
Sy estático	278.7816	ton

Con referencia al cortante dinámico, se debe realizar el ajuste del cortante basal de los resultados obtenidos por el análisis estático de la siguiente manera:

$$Cortante_{min} = 0.8 \cdot 278.78$$

$$Cortante_{min} = 223.02 \text{ ton}$$

De ETABS se obtuvieron los siguientes valores de cortante dinámico:

Sx dinámico	239.92	ton
Sy dinámico	170.84	ton

Por lo que, se observa que únicamente en el sentido Y se debe realizar una corrección para que el cortante dinámico sea igual al cortante mínimo estático.

Con esta corrección, se observa que los valores de cortante dinámico satisfacen los requerimientos establecidos en la NEC – 15.

Comportamiento global del edificio

El diseño estructural se realiza para el sismo de diseño, es decir, un evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años.

Acorde a la NEC – 15, se considera que; para estructuras de ocupación normal el objetivo del diseño es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

Esta filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura de tal manera que tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma, que presente las derivas de piso inferiores a las admisibles y que pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad.

Verificación de derivas de entrepiso según NEC-SE-DS.

Los controles de las derivas de piso son fundamentales en el diseño de una estructura, a tal punto que en la mayoría de los casos las secciones son diseñadas en base a este criterio; se hace este control con el fin de evitar daños estructurales excesivos en la edificación y los daños en los elementos no estructurales podrían ser considerables.

Teniendo en cuenta que las derivas de piso son desplazamientos horizontales relativos de un piso respecto a su piso consecutivo, obtenidos bajo cargas horizontales en cada dirección de la estructura.

El control de la deriva de piso se lleva a cabo mediante el cálculo de derivas inelásticas máximas de piso (Δ_M) causadas por el sismo de diseño. En donde, los valores máximos se han establecido considerando secciones agrietadas (I_g).

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla siguiente, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso:

Tabla 30. Valores máximos de deriva

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Tabla 7 : Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

$$\Delta_M \text{ máximo} = 0.02$$

Donde,

Δ_M : Deriva máxima inelástica.

Δ_E : Deriva elástica.

R: Factor de reducción de resistencia.

$$\Delta_M < \Delta_M \text{ máximo}$$

$$\Delta_M \text{ máximo} = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

$$R = 5$$

$$\Delta_E = \frac{0.02}{0.75 \cdot 5}$$

$$\Delta_E = 0.0053 = 0.53\%$$

Las derivas de piso se calcularon en base al sismo de diseño con una excentricidad positiva y negativa del 5% en cada dirección de la estructura.

Sección de muro inicial.

A continuación, se muestran las secciones de muro que fueron utilizadas para verificar las derivas.

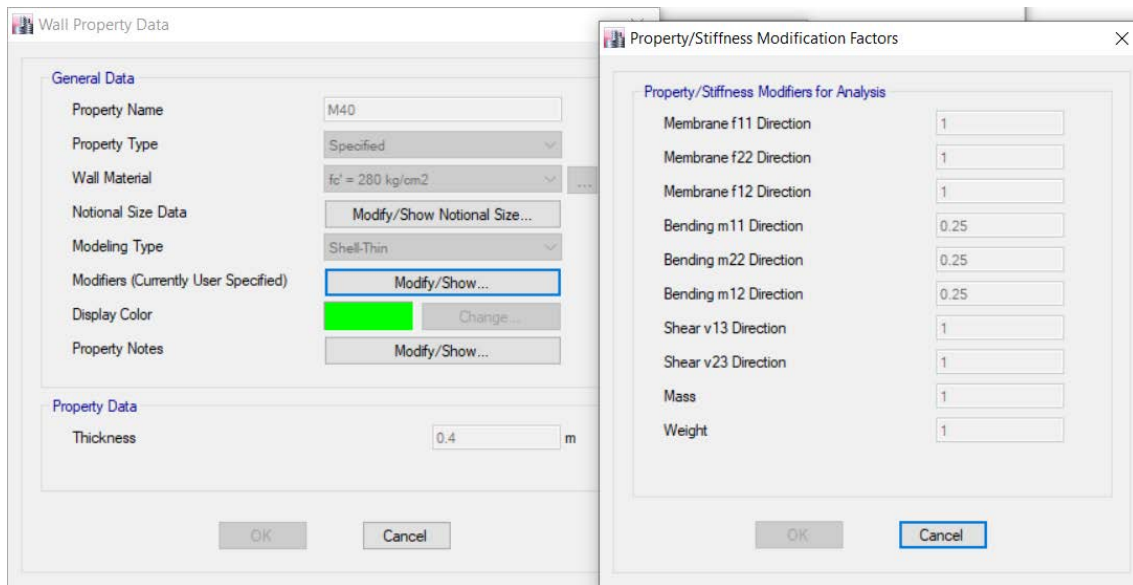


Figura 48. Sección de muro inicial

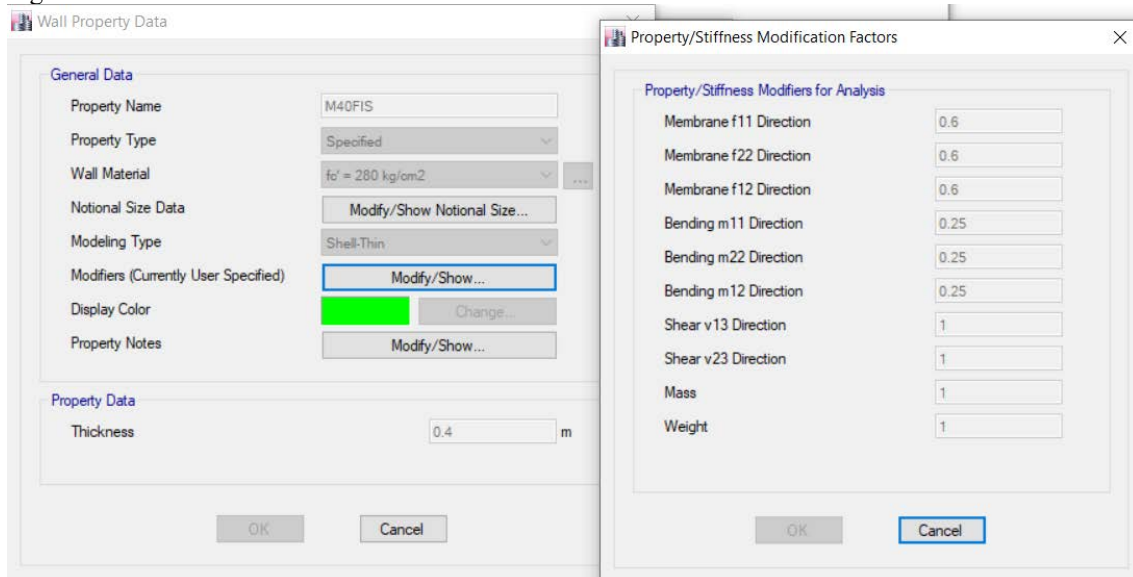


Figura 49. Sección de muro inicial fisurado

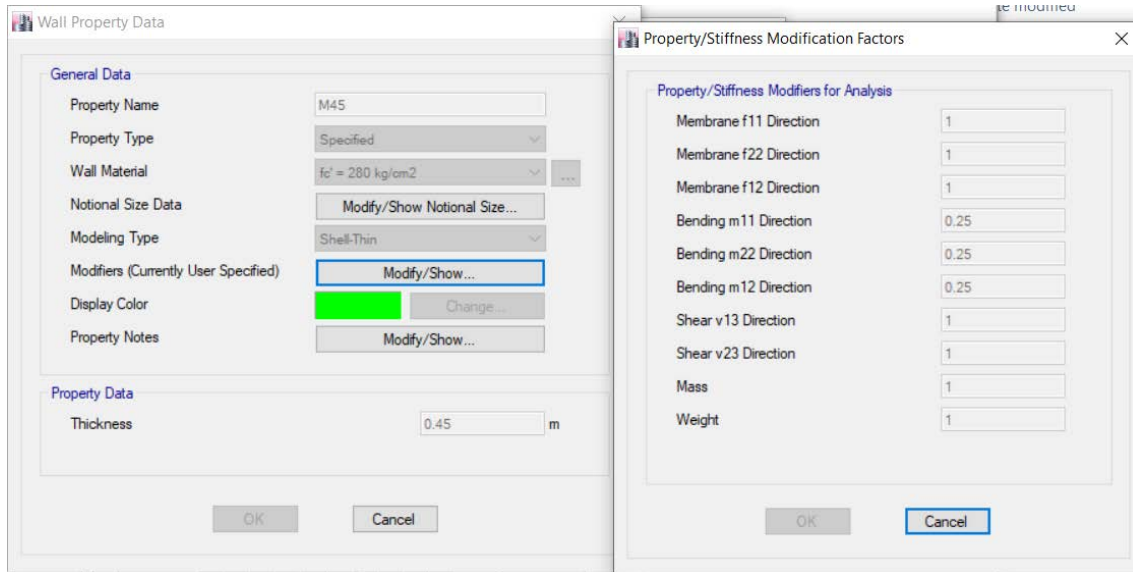


Figura 50. Sección de muro inicial

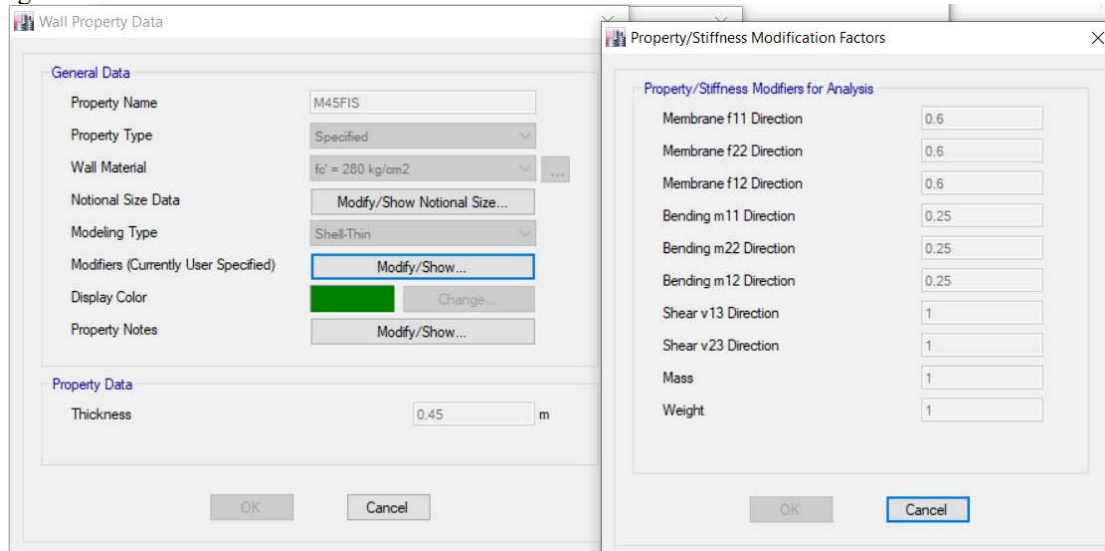


Figura 51. Sección de muro inicial fisurado

A continuación, se presenta los gráficos de las derivas máximas obtenidas en cada dirección de la estructura:

Sismo en dirección X.

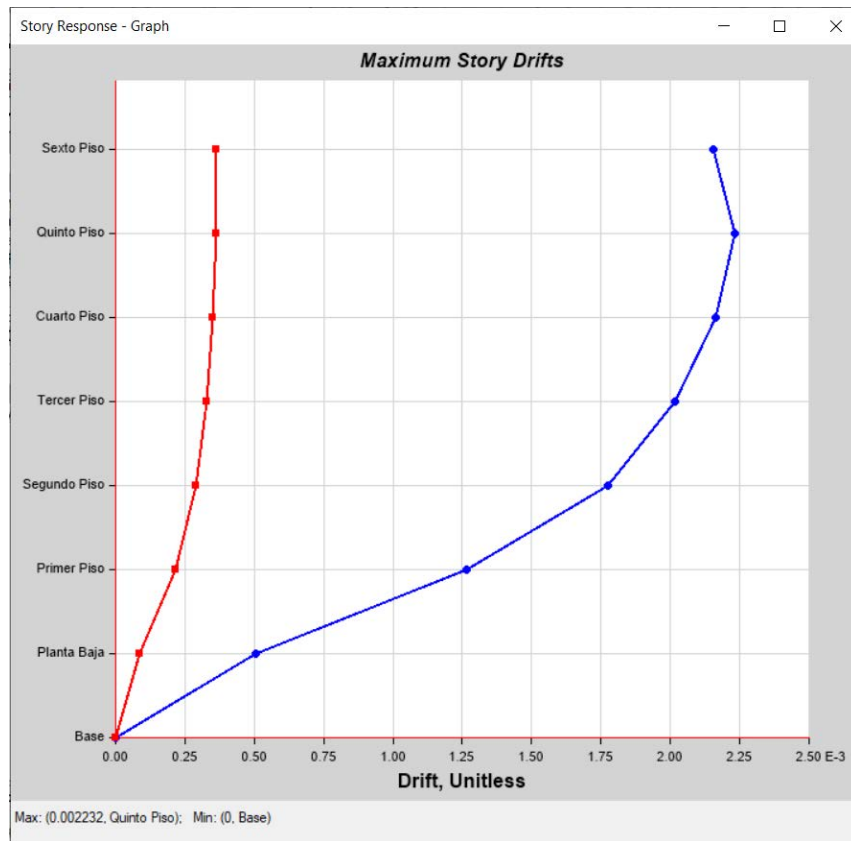


Figura 52. Derivas en dirección X

$$\Delta_M = 0.002232$$

$$\Delta_E = 0.0053$$

$$0.0022 < 0.0053$$

Sismo en dirección Y.

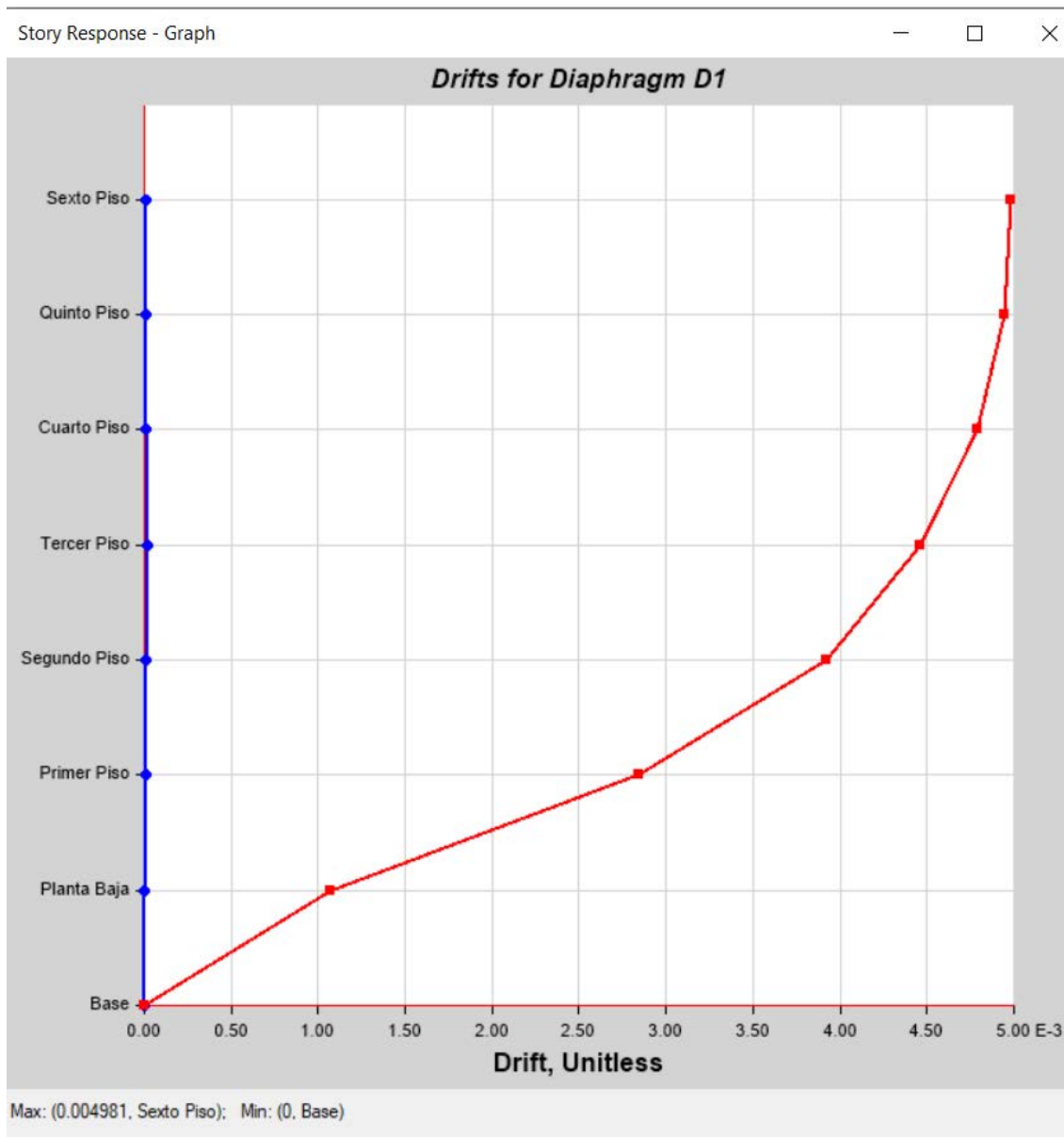


Figura 53. Derivas en dirección Y

$$\Delta_M = 0.004981$$

$$\Delta_E = 0.0050$$

$$0.0050 < 0.0053$$

Deriva global de techo D_u/H , comparada contra mínimo de ACI318-19.

Según la publicación “Seismic Performance of High – rise Concrete Buildings in Chile” de Lagos et al, la deriva global de techo está definida como la relación entre la

deriva máxima del piso y la deriva máxima de techo que depende del sistema de cargas laterales utilizado. Estudios basados en modelos inelásticos de registros de sismos chilenos han mostrado radios de deriva máxima de piso y la deriva máxima de techo $(\delta_i/h_i)/(\delta_u/H_0)$ deben estar entre 1.2 y 2.0, en donde los valores mínimo y máximo responden a muros de corte y edificios aporticados, respectivamente.

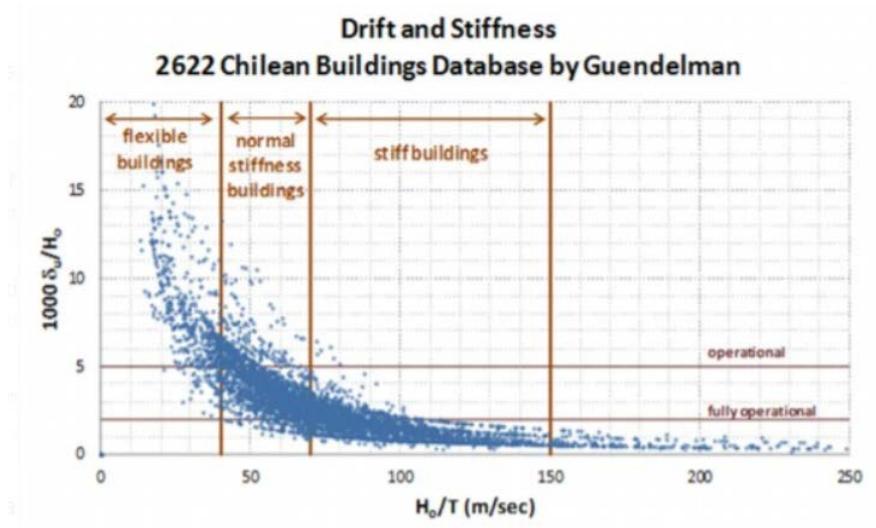


Figura 54. Índice de desempeño

Desplazamiento y deriva de techo en dirección X.

Considerando que la altura de piso es de 3.2m, por lo que, la altura total del edificio es de 22.40 m. Además, se debe tomar en cuenta que para obtener los desplazamientos de techo se está haciendo uso de la combinación de carga de sismo de diseño, por lo que, para obtener la deriva se debe multiplicar por 0.75 y R.

$$\delta_u = 0.03291 \text{ m}$$

$$\frac{\delta_u \cdot 0.75 \cdot R}{H_0} = \frac{0.03291 \cdot 0.75 \cdot 5}{22.40}$$

$$\frac{\delta_u \cdot 0.75 \cdot R}{H_0} = 0.0055$$

Desplazamiento y deriva de techo en dirección Y.

$$\delta_u = 0.0863 \text{ m}$$

$$\frac{\delta_u \cdot 0.75 \cdot R}{H_0} = \frac{0.0863 \cdot 0.75 \cdot 5}{22.40}$$

$$\frac{\delta_u \cdot 0.75 \cdot R}{H_0} = 0.0144$$

Derivas inelásticas de piso X & Y.

A continuación, se presentan las derivas inelásticas obtenidas con ayuda del

ETABS:

Tabla 31. Derivas inelásticas de piso en dirección X y Y

TABLE: Joint Drifts						
Story	Label	Load Case/Combo	Displacement X	Displacement Y	Drift X	Drift Y
			m	m		
Sexto Piso	9	DX Max	0,124	0,001	0,007	0,000
Sexto Piso	9	DX Min	-0,124	-0,001	0,007	0,000
Quinto Piso	9	DX Max	0,101	0,001	0,007	0,000
Quinto Piso	9	DX Min	-0,101	-0,001	0,007	0,000
Cuarto Piso	9	DX Max	0,079	0,001	0,007	0,000
Cuarto Piso	9	DX Min	-0,079	-0,001	0,007	0,000
Tercer Piso	9	DX Max	0,057	0,000	0,006	0,000
Tercer Piso	9	DX Min	-0,057	0,000	0,006	0,000
Segundo Piso	9	DX Max	0,037	0,000	0,006	0,000
Segundo Piso	9	DX Min	-0,037	0,000	0,006	0,000
Primer Piso	9	DX Max	0,019	0,000	0,004	0,000
Primer Piso	9	DX Min	-0,019	0,000	0,004	0,000
Planta Baja	9	DX Max	0,006	0,000	0,002	0,000
Planta Baja	9	DX Min	-0,006	0,000	0,002	0,000
Quinto Piso	9	DY Max	0,001	0,262	0,000	0,018
Quinto Piso	9	DY Min	-0,001	-0,262	0,000	0,018
Sexto Piso	9	DY Max	0,001	0,322	0,000	0,019
Sexto Piso	9	DY Min	-0,001	-0,322	0,000	0,019
Cuarto Piso	9	DY Max	0,000	0,204	0,000	0,018
Cuarto Piso	9	DY Min	0,000	-0,204	0,000	0,018
Tercer Piso	9	DY Max	0,000	0,147	0,000	0,017
Tercer Piso	9	DY Min	0,000	-0,147	0,000	0,017
Segundo Piso	9	DY Max	0,000	0,093	0,000	0,015
Segundo Piso	9	DY Min	0,000	-0,093	0,000	0,015
Primer Piso	9	DY Max	0,000	0,047	0,000	0,011
Primer Piso	9	DY Min	0,000	-0,047	0,000	0,011
Planta Baja	9	DY Max	0,000	0,013	0,000	0,004
Planta Baja	9	DY Min	0,000	-0,013	0,000	0,004

Deriva global X & Y.

La relación existente entre la máxima deriva de entrepiso y la máxima deriva de techo en el sentido X, y en el sentido Y, se encuentran dentro de los límites recomendados. A continuación, se procede a verificar estos límites para ambas direcciones:

Sentido X

$$\frac{\frac{\delta i}{\bar{h}_i}}{\frac{\delta u}{H_o}} = \frac{0.007042}{0.0055} = 1.28$$

$$1.2 < 1.28 < 2.0$$

∴ OK

Sentido Y

$$\frac{\frac{\delta i}{\bar{h}_i}}{\frac{\delta u}{H_o}} = \frac{0.018675}{0.0144} = 1.29$$

$$1.2 < 1.29 < 2.0$$

∴ OK

Coefficiente de estabilidad para deformaciones y cargas obtenidas para el sismo de diseño

En lo que se refiere a la inestabilidad y efectos de segundo orden, puede decirse brevemente que éstos conducen al aumento de las derivas de piso cuando el valor de dichos efectos es bajo, al incremento notorio de los esfuerzos en los elementos estructurales en los niveles intermedios y al colapso del piso (y, en consecuencia, del edificio en su conjunto posiblemente) en sus niveles altos. Una manera sencilla de

evaluar el grado de estabilidad de cada piso de una construcción es por medio del índice de efectos globales de inestabilidad.

Acorde a la NEC – 15, el índice de estabilidad se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$Q_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i}$$

Donde:

Q_i : índice de estabilidad del piso i .

P_i : Suma de la carga vertical total sin mayorar

Δ_i : Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso.

V_i : Cortante sísmico del piso i .

h_i : Altura del piso i considerado.

Según el ACI 318-19, existen investigaciones experimentales respecto a estructuras de hormigón armado que muestran que la probabilidad de una falla por estabilidad se incrementa rápidamente cuando el índice de estabilidad Q_i excede el 0.2, mientras que para otras normativas como el ASCE/SEI7 el máximo valor es de 0.25 y para nuestra normativa NEC – 15 es 0.30. Es importante mencionar que, la estructura presenta Q_i mayores a los permitidos en las normativas se trata de una estructura potencialmente inestable y debe rigidizarse, a menos que se demuestre, mediante procedimientos más estrictos, que la estructura permanece estable y que cumple con todos los requisitos de diseño sismo resistente establecidos en las normativas de diseño.

Además, los efectos $P-\Delta$, que corresponden a los efectos adicionales, en las direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura; no deben ser considerados cuando el índice de estabilidad es menor a 0.1.

En caso de que los efectos P- Δ deban ser considerados, estos efectos eventualmente introducirían singularidades en la solución de las ecuaciones de equilibrio, indicando inestabilidad estructural.

A continuación, se muestran el cálculo correspondiente del índice de estabilidad, Q_i de la estructura:

Cargas verticales por piso, combinación D+L.

A continuación, se presentan las cargas verticales por piso obtenidas del ETABS:

Tabla 32. Fuerzas por piso de la combinación D+L

TABLE: Story Forces								
Story	Load Case/Combo	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story10	D+L	Top	337.5	0.0	0.0	0.0	2531.25	-5062.50
Story9	D+L	Top	922.68	0.0	0.0	0.0	6920.10	-13840.20
Story8	D+L	Top	1507.86	0.0	0.0	0.0	11308.95	-22617.90
Story7	D+L	Top	2093.04	0.0	0.0	0.0	15697.80	-31395.60
Story6	D+L	Top	2678.22	0.0	0.0	0.0	20086.65	-40173.30
Story5	D+L	Top	3263.4	0.0	0.0	0.0	24475.50	-48951.00
Story4	D+L	Top	3848.58	0.0	0.0	0.0	28864.35	-57728.70
Story3	D+L	Top	4433.76	0.0	0.0	0.0	33253.20	-66506.40
Story2	D+L	Top	5018.94	0.0	0.0	0.0	37642.05	-75284.10
Story1	D+L	Top	5604.12	0.0	0.0	0.0	42030.90	-84061.80

Cortantes sísmico por piso.

A continuación, se presentan los cortantes sísmicos por piso obtenidas del ETABS:

Tabla 33. Cortante sísmico por piso

Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY
			tonf	tonf
Sexto Piso	SX Max	Top	56.3527	0.0915
Sexto Piso	SY Max	Top	0.1274	57.9043
Quinto Piso	SX Max	Top	116.3743	0.1948
Quinto Piso	SY Max	Top	0.2689	109.6852
Cuarto Piso	SX Max	Top	160.5609	0.2754

Cuarto Piso	SY Max	Top	0.377	143.9512
Tercer Piso	SX Max	Top	193.4997	0.3381
Tercer Piso	SY Max	Top	0.456	171.3681
Segundo Piso	SX Max	Top	217.5177	0.3834
Segundo Piso	SY Max	Top	0.5092	195.7771
Primer Piso	SX Max	Top	232.8837	0.4097
Primer Piso	SY Max	Top	0.5387	214.4578
Planta Baja	SX Max	Top	239.9233	0.4186
Planta Baja	SY Max	Top	0.5484	223.8013

Tabla 34. Fuerza axial por piso

TABLE: Story Forces			
Story	Load Case/Combo	Location	P
			tonf
Sexto Piso	D+L	Top	119.8725
			119.8725
Quinto Piso	D+L	Top	379.3335
			379.3335
Cuarto Piso	D+L	Top	638.7946
			638.7946
Tercer Piso	D+L	Top	898.2556
			898.2556
Segundo Piso	D+L	Top	1157.7167
			1157.7167
Primer Piso	D+L	Top	1417.1777
			1417.1777
Planta Baja	D+L	Top	1714.5352
			1714.5352

Derivas por piso calculada en el centro de masa.

A continuación, se presentan las derivas por piso obtenidas del ETABS:

Tabla 35. Derivas de piso calculadas en el centro de masa

TABLE: Joint Drifts					
Story	Label	Unique Name	Load Case/Combo	Drift X	Drift Y
Sexto Piso	9	374	SX Max	0.00188	0.00001
Sexto Piso	9	374	SY Max	0.00001	0.00498
Quinto Piso	9	52	SX Max	0.00187	0.00001
Quinto Piso	9	52	SY Max	0.00001	0.00494
Cuarto Piso	9	51	SX Max	0.00181	0.00001
Cuarto Piso	9	51	SY Max	0.00001	0.00479
Tercer Piso	9	53	SX Max	0.00169	0.00001
Tercer Piso	9	53	SY Max	0.00001	0.00446
Segundo Piso	9	54	SX Max	0.00149	0.00001

Segundo Piso	9	54	SY Max	0.00001	0.00392
Primer Piso	9	50	SX Max	0.00111	0.00001
Primer Piso	9	50	SY Max	0.00001	0.00284
Planta Baja	9	49	SX Max	0.00045	0.00000
Planta Baja	9	49	SY Max	0.00000	0.00107

Cálculo del índice de estabilidad, Q_i .

A continuación, se procede a detallar el cálculo del índice de estabilidad para cada piso.

Tabla 36. Índice de estabilidad

Story	Q_i
Sexto Piso	0.003995
Sexto Piso	0.01031
Quinto Piso	0.006092
Quinto Piso	0.017091
Cuarto Piso	0.007213
Cuarto Piso	0.021247
Tercer Piso	0.00785
Tercer Piso	0.023383
Segundo Piso	0.00792
Segundo Piso	0.023157
Primer Piso	0.00673
Primer Piso	0.018747
Planta Baja	0.003187
Planta Baja	0.008182
Q	0.023383

Como se puede observar, el máximo valor de Q_i es de 0.023 que corresponde al piso 3, ya que el factor de estabilidad es menor a 0.10 no se requiere considerar los efectos P- Δ .

Diseño a corte de la sección crítica de uno de los muros T.

En el diseño de hormigón estructural, los elementos deben diseñarse para que tengan una resistencia adecuada, de acuerdo con las disposiciones de la NEC-15, utilizando los factores de carga y los factores de reducción de resistencia ϕ que se muestran a continuación:

Debido a que se está realizando el diseño a corte, el factor de reducción de resistencia ϕ tiene un valor de 0.75.

El muro elegido para realizar el diseño al corte de la sección crítica es el muro que corresponde al label P1 y P2, tal como se muestra en la siguiente imagen.

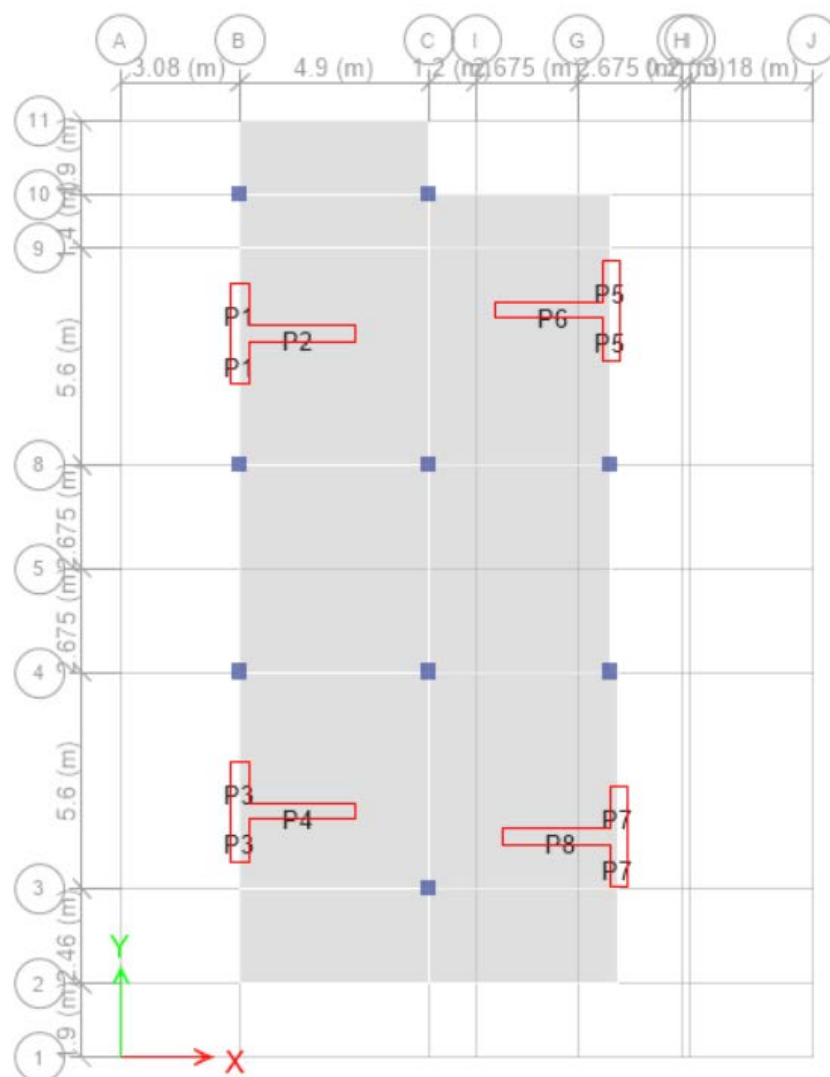


Figura 55. Vista en planta de la estructura

Para obtener la resistencia al corte V_n , se considera que esta se compone por la resistencia del hormigón y la resistencia del acero, de donde:

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

Donde,

α_c es el coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del hormigón a la resistencia nominal a cortante del muro.

h_w es la altura del muro o del segmento de muro considerado (mm).

l_w es la longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante (mm).

A_{cv} es el área neta de la sección de hormigón que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud, l_w , de la sección.

ρ_n es la razón del área de refuerzo distribuido paralelo al plano de A_{cv} , respecto al área bruta de Hormigón perpendicular a dicho refuerzo.

f'_c es la resistencia en compresión del hormigón (MPa).

f_y es el esfuerzo de fluencia del acero perpendicular al área A_{cv} (MPa).

Además, se debe realizar una revisión del cortante máximo, debido a que la capacidad en cortante de muros estructurales no puede exceder y la resistencia nominal en cortante de segmentos verticales de muros que comparten una fuerza lateral común debe estar tal como:

$$V_{n \max} = \frac{2}{3} A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

Donde,

A_{cv} es el área neta de la sección de hormigón que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud, l_w , de la sección.

Debido a la gran cantidad de datos que se generan por las múltiples combinaciones resultantes, de todos los pisos y muros, a continuación, se presenta únicamente el cálculo del corte máximo del muro escogido.

El material utilizado en los dos muros tiene una resistencia a la compresión de 28 MPa.

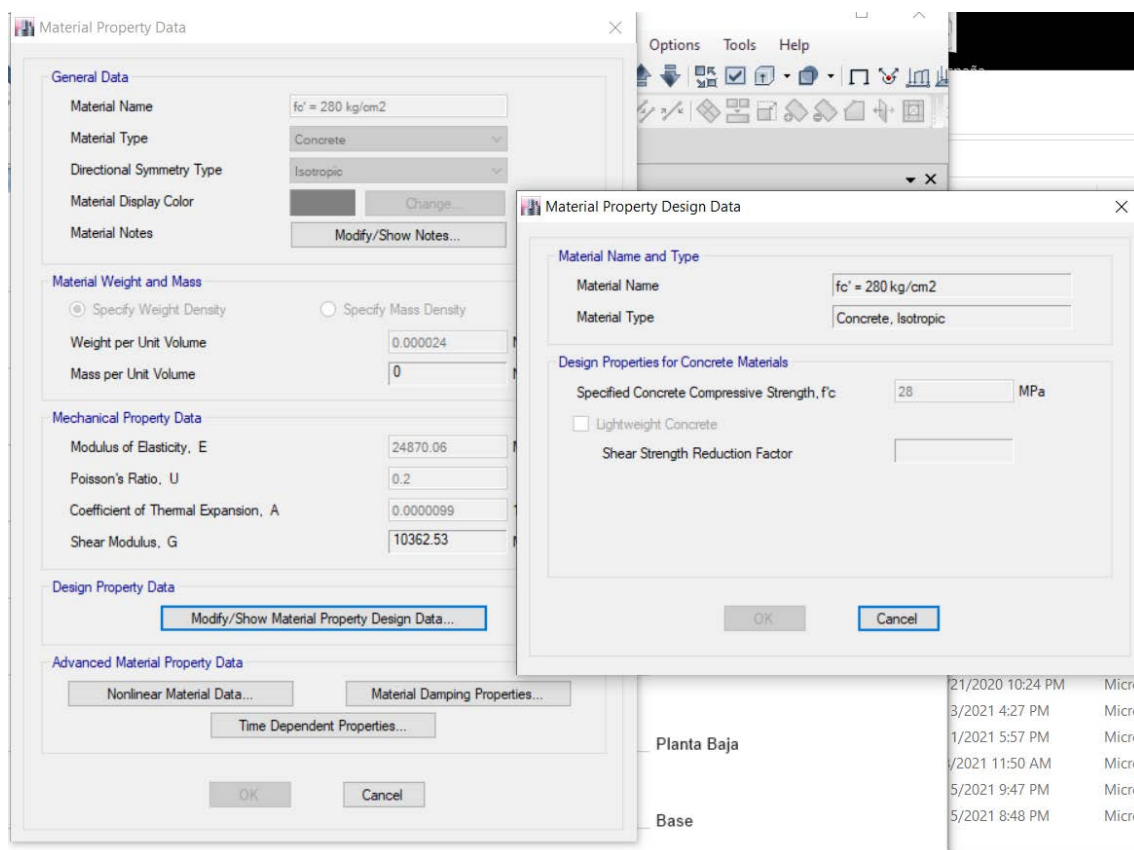


Figura 56. Propiedades del hormigón

Pier en la dirección X.

$$A_{cv} = l_w * e$$

$$A_{cv} = 3 * 0.4$$

$$A_{cv} = 1.2 \text{ m}^2$$

De donde,

$$V_n \text{ max} = \frac{2}{3} * 1.2 * \sqrt{28} * 100$$

$$V_{n \max} = 423.32 \text{ ton}$$

Y,

$$\emptyset V_{n \max} = 0.75 * 423.32$$

$$\emptyset V_{n \max} = 317.49 \text{ ton}$$

Pier en la dirección Y.

$$A_{cv} = l_w * e$$

$$A_{cv} = 2.6 * 0.45$$

$$A_{cv} = 1.17 \text{ m}^2$$

De donde,

$$V_{n \max} = \frac{2}{3} * 1.17 * \sqrt{28} * 100$$

$$V_{n \max} = 412.74 \text{ ton}$$

Y,

$$\emptyset V_{n \max} = 0.75 * 412.74$$

$$\emptyset V_{n \max} = 309.55 \text{ ton}$$

Es importante mencionar que, el área neta de la sección de hormigón que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud, l_w , de la sección, permanece constante en todos los pisos y en ambas direcciones.

Es debido a esto que, el cortante máximo es el mismo para todos los muros y, por ende, no se muestran los mismos. Sin embargo, esta información se encuentra adjunta en las hojas de cálculo.

Cuantía de acero requerida.

La cuantía mínima establecida en la NEC-15, tal como se muestra a continuación:

La cuantía de refuerzo para muros estructurales de hormigón es tal que, tanto en el eje longitudinal ρ_v , como en el eje transversal ρ_n :

$$\rho_v \geq 0.0025$$

$$\rho_n \geq 0.0025$$

Figura 57. Cuantía de refuerzo mínima

Es importante considerar los límites máximos y mínimos de espaciamiento, tal como se menciona en el ACI 318-19:

$$s_{max} = \min \begin{cases} l_w/5 \\ 3h \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

Sin embargo, independiente de lo anterior, en la práctica usualmente no se utilizan espaciamientos mayores a 25 cm ni menores a 10 cm.

Por lo tanto, el espaciamiento escogido es 10 cm. De donde, la cantidad de acero requerida es:

$$A_{v-x} = 0.0025 * 40 * 100$$

$$A_{v-x} = 10 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{v-y} = 0.0025 * 45 * 100$$

$$A_{v-y} = 11.25 \frac{cm^2}{m}$$

Considerando dos mallas de acero longitudinal espaciado cada 10 cm, se pueden utilizar varillas $\emptyset 12$ mm cada 10 cm en cada rama.

Por otro lado, se consideran dos elementos de borde; el primero, con un armado de 16 varillas $\emptyset 20$ mm; el segundo, con un armado de 12 varillas $\emptyset 18$ mm; y, el tercero, con un armado de 12 varillas $\emptyset 16$ mm.

Diseño a flexocompresión

El diseño a flexocompresión de un muro se realiza mediante el uso de los diagramas de interacción para flexión y carga axial. Estos diagramas son una representación gráfica de todas las combinaciones de carga axial y momento flexionante en una dirección principal que causan la falla de una sección.

Para realizar este análisis, se procedió a definir un Label de tipo Pier en ETABS:

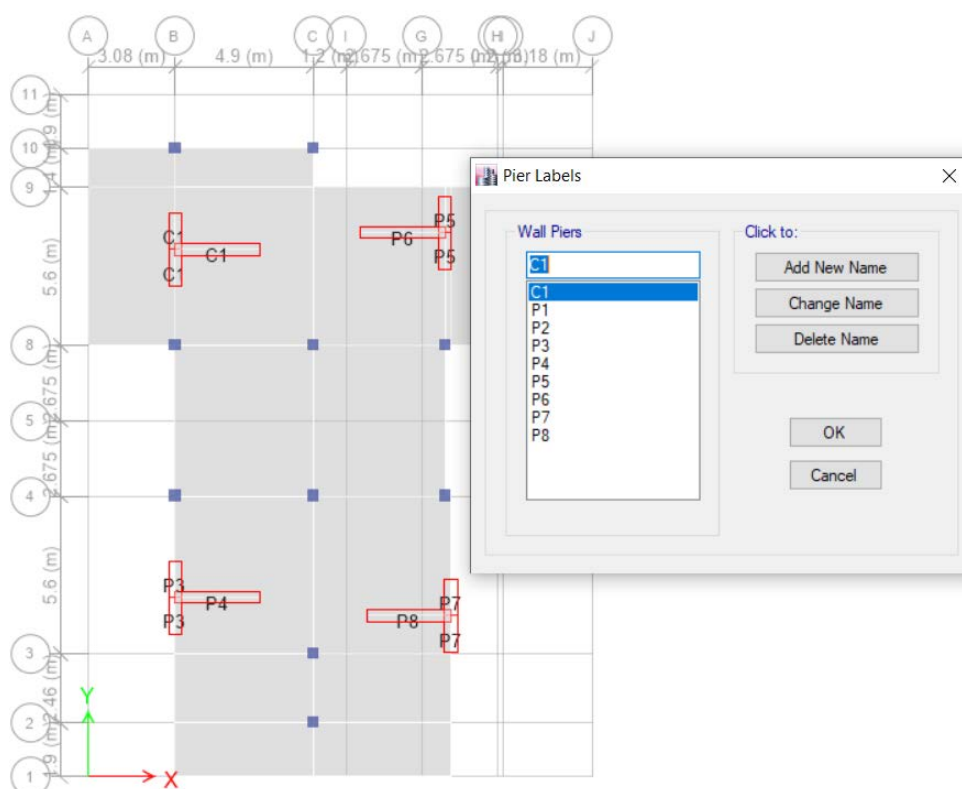


Figura 58. Definición de pier labels en ETABS

Con la cuantía de acero antes calculada, se procede a definir la sección final en la herramienta de Section Designer:

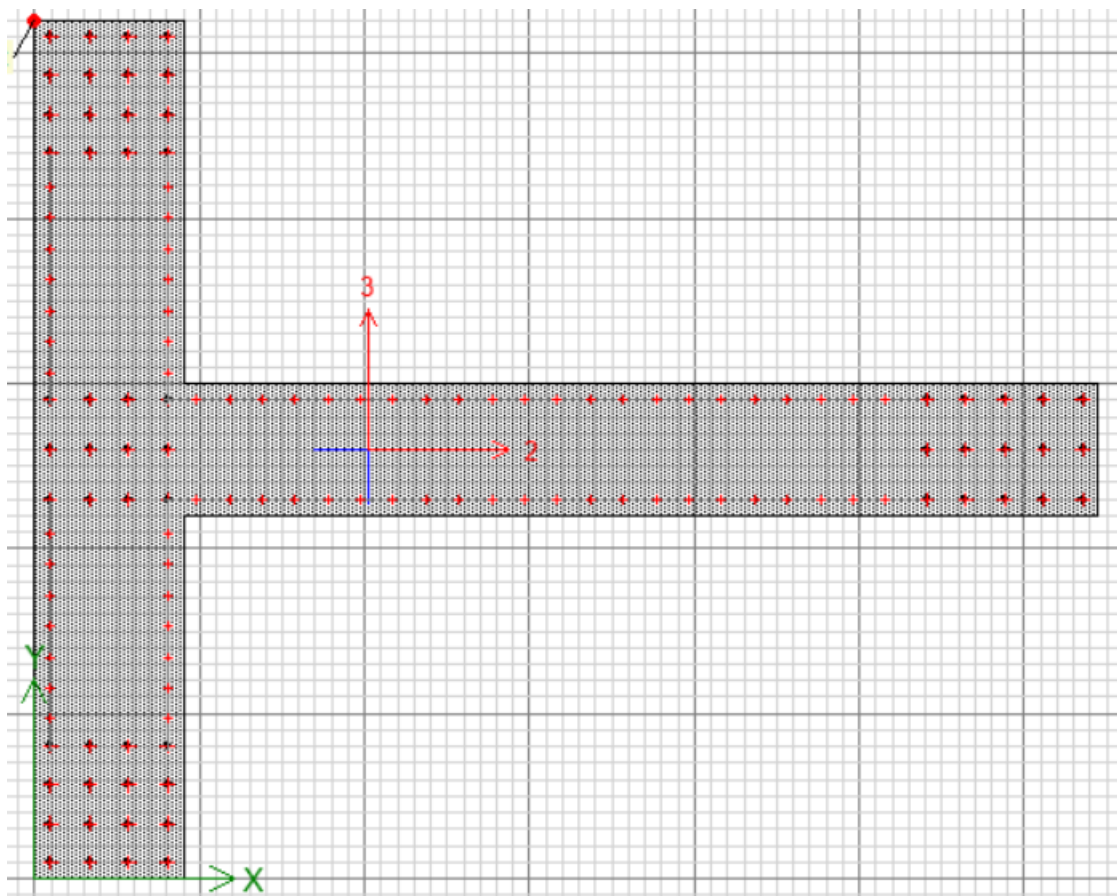


Figura 59. Asignación de acero longitudinal en el muro

Una vez que se definieron el muro compuesto en ETABS, se procedió a obtener las solicitaciones sobre dicho muro, de donde:

Tabla 37. Fuerzas de diseño de los piers

TABLE: Pier Design Forces									
Story	Pier	Load Combo	Location	P	V2	V3	T	M2	M3
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Planta Baja	C1	C1-1	Top	-290.34	1.56	-2.41	1.37	-16.84	1.25
Planta Baja	C1	C1-1	Bottom	-315.85	1.56	-2.41	1.37	-24.56	6.25
Planta Baja	C1	C2-1	Top	-292.67	1.89	-2.92	1.66	-20.92	0.90
Planta Baja	C1	C2-1	Bottom	-314.54	1.89	-2.92	1.66	-30.25	6.94
Planta Baja	C1	C3-1	Top	-264.31	66.63	3.74	7.03	18.53	768.28
Planta Baja	C1	C3-1	Bottom	-286.18	66.63	3.74	7.03	30.31	975.95
Planta Baja	C1	C3-2	Top	-264.31	-63.27	3.74	7.03	-55.51	768.28

Planta Baja	C1	C3-2	Bottom	- 286.18	- 63.27	3.74	7.03	-83.91	975.95
Planta Baja	C1	C3-3	Top	- 264.31	66.63	-8.93	7.03	18.53	- 766.35
Planta Baja	C1	C3-3	Bottom	- 286.18	66.63	-8.93	7.03	30.31	- 963.25
Planta Baja	C1	C3-4	Top	- 264.31	- 63.27	-8.93	7.03	-55.51	- 766.35
Planta Baja	C1	C3-4	Bottom	- 286.18	- 63.27	-8.93	7.03	-83.91	- 963.25
Planta Baja	C1	C3-5	Top	- 288.18	66.63	3.74	-4.07	18.53	768.28
Planta Baja	C1	C3-5	Bottom	- 310.05	66.63	3.74	-4.07	30.31	975.95
Planta Baja	C1	C3-6	Top	- 288.18	- 63.27	3.74	-4.07	-55.51	768.28
Planta Baja	C1	C3-6	Bottom	- 310.05	- 63.27	3.74	-4.07	-83.91	975.95
Planta Baja	C1	C3-7	Top	- 288.18	66.63	-8.93	-4.07	18.53	- 766.35
Planta Baja	C1	C3-7	Bottom	- 310.05	66.63	-8.93	-4.07	30.31	- 963.25
Planta Baja	C1	C3-8	Top	- 288.18	- 63.27	-8.93	-4.07	-55.51	- 766.35
Planta Baja	C1	C3-8	Bottom	- 310.05	- 63.27	-8.93	-4.07	-83.91	- 963.25
Planta Baja	C1	C4-1	Top	- 269.14	2.96	56.20	49.17	546.71	2.97
Planta Baja	C1	C4-1	Bottom	- 291.01	2.96	56.20	49.17	715.61	12.03
Planta Baja	C1	C4-2	Top	- 269.14	0.41	56.20	49.17	- 583.69	2.97
Planta Baja	C1	C4-2	Bottom	- 291.01	0.41	56.20	49.17	- 769.21	12.03
Planta Baja	C1	C4-3	Top	- 269.14	2.96	- 61.40	49.17	546.71	-1.04
Planta Baja	C1	C4-3	Bottom	- 291.01	2.96	- 61.40	49.17	715.61	0.67
Planta Baja	C1	C4-4	Top	- 269.14	0.41	- 61.40	49.17	- 583.69	-1.04
Planta Baja	C1	C4-4	Bottom	- 291.01	0.41	- 61.40	49.17	- 769.21	0.67
Planta Baja	C1	C4-5	Top	- 283.35	2.96	56.20	- 46.21	546.71	2.97
Planta Baja	C1	C4-5	Bottom	- 305.21	2.96	56.20	- 46.21	715.61	12.03
Planta Baja	C1	C4-6	Top	- 283.35	0.41	56.20	- 46.21	- 583.69	2.97
Planta Baja	C1	C4-6	Bottom	- 305.21	0.41	56.20	- 46.21	- 769.21	12.03
Planta Baja	C1	C4-7	Top	- 283.35	2.96	- 61.40	- 46.21	546.71	-1.04
Planta Baja	C1	C4-7	Bottom	- 305.21	2.96	- 61.40	- 46.21	715.61	0.67
Planta Baja	C1	C4-8	Top	- 283.35	0.41	- 61.40	- 46.21	- 583.69	-1.04

Planta Baja	C1	C4-8	Bottom	- 305.21	0.41	- 61.40	- 46.21	- 769.21	0.67
Planta Baja	C1	C5-1	Top	- 174.71	65.95	4.78	6.43	26.19	768.12
Planta Baja	C1	C5-1	Bottom	- 191.11	65.95	4.78	6.43	41.32	973.62
Planta Baja	C1	C5-2	Top	- 174.71	- 63.95	4.78	6.43	-47.84	768.12
Planta Baja	C1	C5-2	Bottom	- 191.11	- 63.95	4.78	6.43	-72.89	973.62
Planta Baja	C1	C5-3	Top	- 174.71	65.95	-7.88	6.43	26.19	- 766.51
Planta Baja	C1	C5-3	Bottom	- 191.11	65.95	-7.88	6.43	41.32	- 965.58
Planta Baja	C1	C5-4	Top	- 174.71	- 63.95	-7.88	6.43	-47.84	- 766.51
Planta Baja	C1	C5-4	Bottom	- 191.11	- 63.95	-7.88	6.43	-72.89	- 965.58
Planta Baja	C1	C5-5	Top	- 198.59	65.95	4.78	-4.67	26.19	768.12
Planta Baja	C1	C5-5	Bottom	- 214.99	65.95	4.78	-4.67	41.32	973.62
Planta Baja	C1	C5-6	Top	- 198.59	- 63.95	4.78	-4.67	-47.84	768.12
Planta Baja	C1	C5-6	Bottom	- 214.99	- 63.95	4.78	-4.67	-72.89	973.62
Planta Baja	C1	C5-7	Top	- 198.59	65.95	-7.88	-4.67	26.19	- 766.51
Planta Baja	C1	C5-7	Bottom	- 214.99	65.95	-7.88	-4.67	41.32	- 965.58
Planta Baja	C1	C5-8	Top	- 198.59	- 63.95	-7.88	-4.67	-47.84	- 766.51
Planta Baja	C1	C5-8	Bottom	- 214.99	- 63.95	-7.88	-4.67	-72.89	- 965.58
Planta Baja	C1	C6-1	Top	- 179.55	2.28	57.25	48.57	554.38	2.81
Planta Baja	C1	C6-1	Bottom	- 195.95	2.28	57.25	48.57	726.62	9.70
Planta Baja	C1	C6-2	Top	- 179.55	-0.27	57.25	48.57	- 576.03	2.81
Planta Baja	C1	C6-2	Bottom	- 195.95	-0.27	57.25	48.57	- 758.19	9.70
Planta Baja	C1	C6-3	Top	- 179.55	2.28	- 60.35	48.57	554.38	-1.20
Planta Baja	C1	C6-3	Bottom	- 195.95	2.28	- 60.35	48.57	726.62	-1.66
Planta Baja	C1	C6-4	Top	- 179.55	-0.27	- 60.35	48.57	- 576.03	-1.20
Planta Baja	C1	C6-4	Bottom	- 195.95	-0.27	- 60.35	48.57	- 758.19	-1.66
Planta Baja	C1	C6-5	Top	- 193.75	2.28	57.25	- 46.81	554.38	2.81
Planta Baja	C1	C6-5	Bottom	- 210.15	2.28	57.25	- 46.81	726.62	9.70
Planta Baja	C1	C6-6	Top	- 193.75	-0.27	57.25	- 46.81	- 576.03	2.81

Planta Baja	C1	C6-6	Bottom	-	-0.27	57.25	-	-	9.70
Planta Baja	C1	C6-7	Top	-	2.28	-	-	554.38	-1.20
Planta Baja	C1	C6-7	Bottom	-	2.28	-	-	726.62	-1.66
Planta Baja	C1	C6-8	Top	-	-0.27	-	-	-	-1.20
Planta Baja	C1	C6-8	Bottom	-	-0.27	-	-	-	-1.66

Es importante mencionar que, únicamente se muestran las solicitaciones obtenidas para el primer piso consecuencia de todas las combinaciones de carga. Esto debido a que en este piso se observan las máximas solicitaciones; sin embargo, todas las solicitaciones de los demás pisos se encuentran en las hojas de cálculo.

Dirección X.

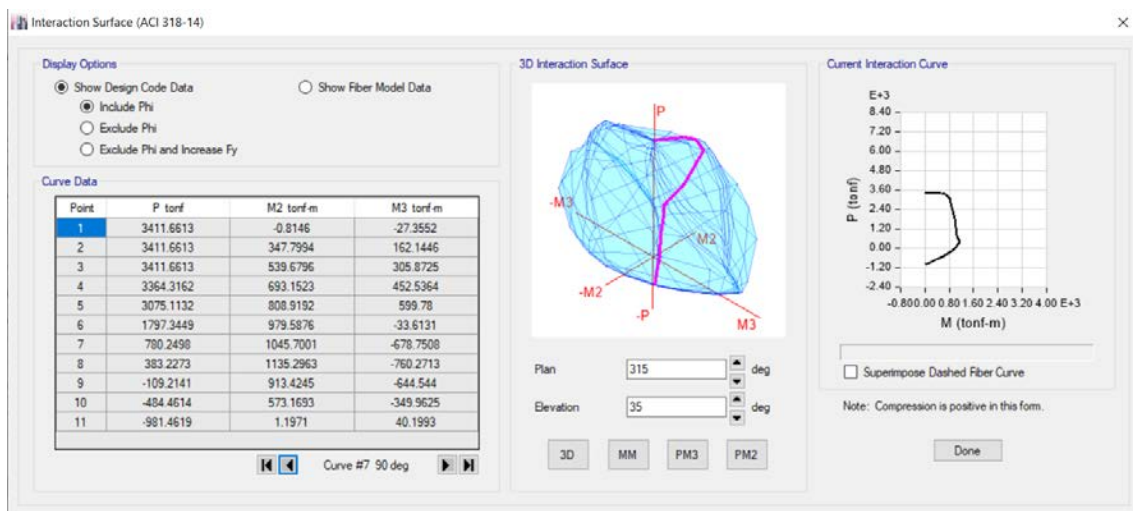


Figura 60. Diagrama de interacción en X

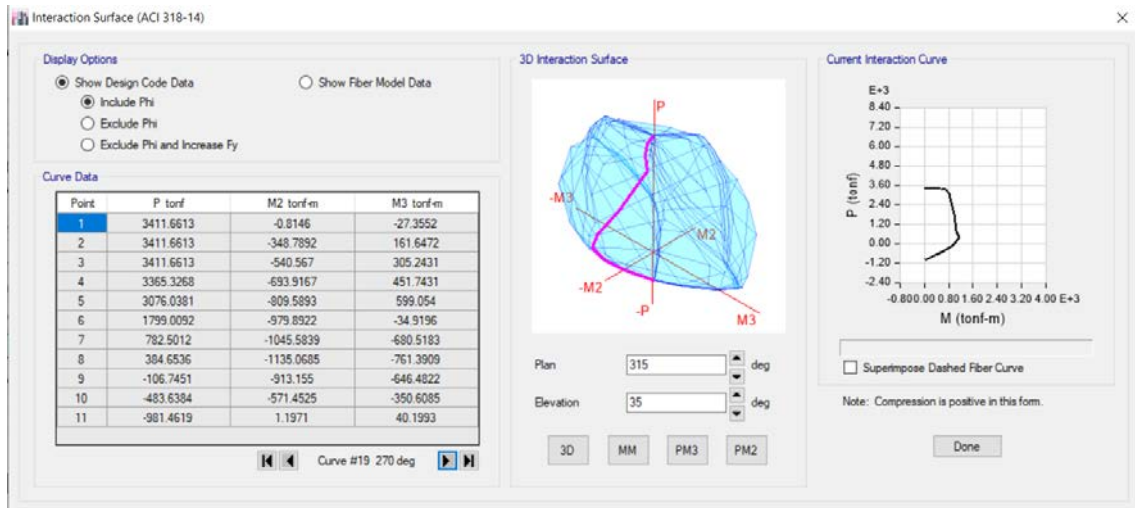


Figura 61. Diagrama de interacción en X

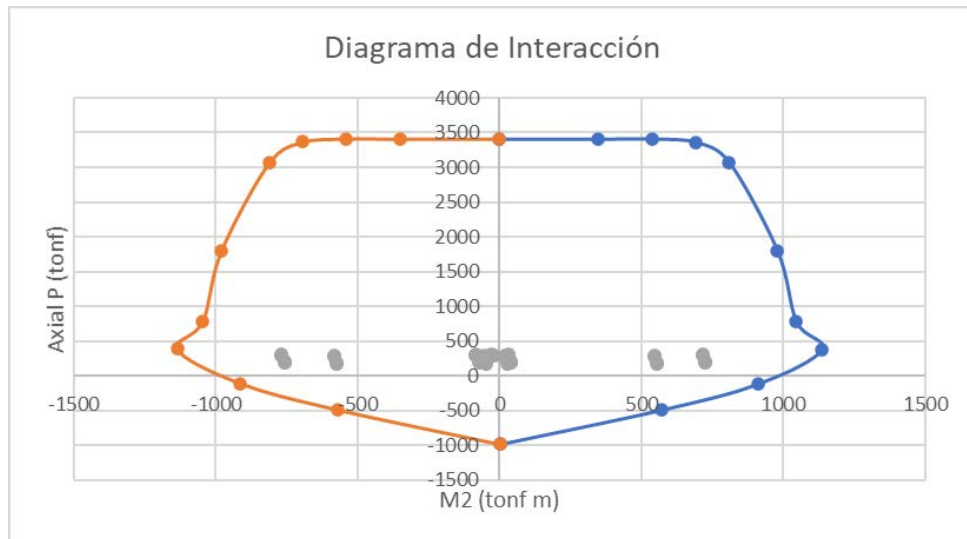


Figura 62. Diagrama de interacción en X

Dirección Y.

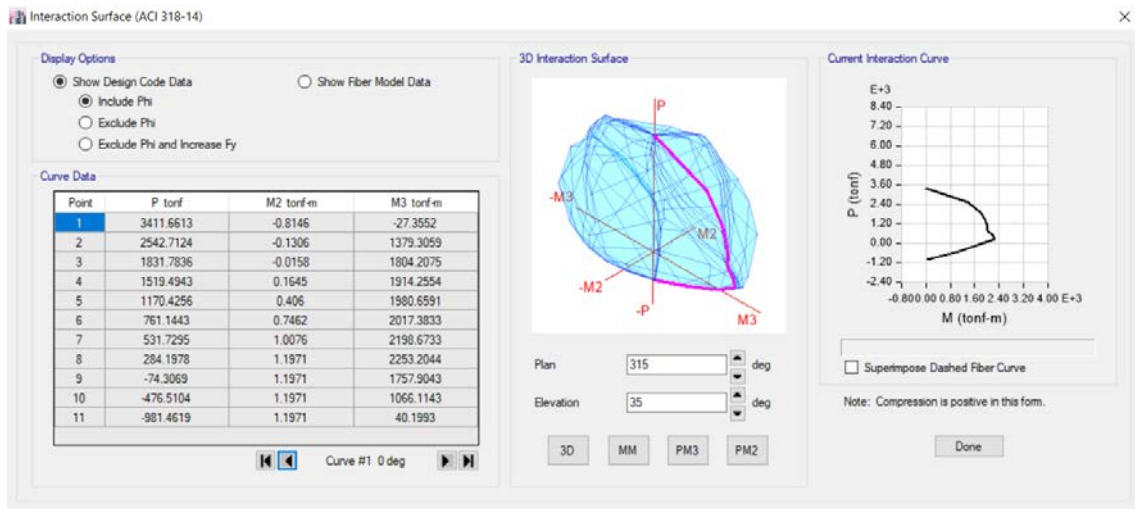


Figura 63. Diagrama de interacción en Y

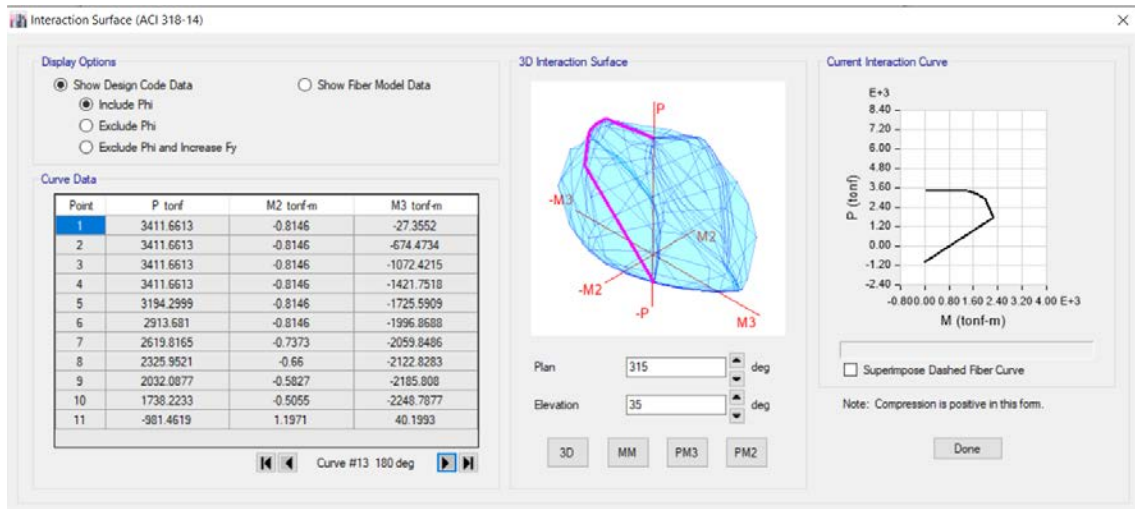


Figura 64. Diagrama de interacción en Y

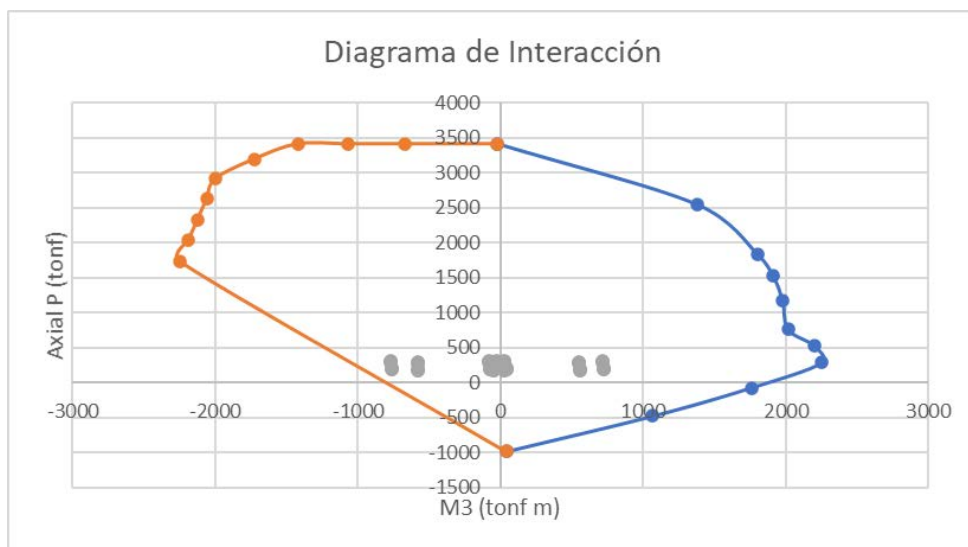


Figura 65. Diagrama de interacción en Y

Se puede observar que todas las solicitaciones se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo que, el muro tiene la capacidad suficiente para resistir dichas solicitaciones. Y, por ende, el espesor y armado del muro son adecuados.

Diseño de elementos de borde

Los elementos de borde son zonas a lo largo de los extremos de los muros y de los diafragmas estructurales, reforzados con refuerzo longitudinal y transversal.

Además, los elementos de borde no requieren necesariamente de un incremento en el espesor del muro o del diafragma.

De la misma manera, los elementos de borde de muros estructurales de hormigón deben ser diseñados para resistir todas las cargas verticales, incluyendo cargas tributarias y peso propio, así como las cargas verticales necesarias para resistir el momento de volteo debido al sismo. Además, el refuerzo transversal de los muros estructurales debe anclarse en el elemento de borde, de tal manera que sea capaz de desarrollar los esfuerzos de fluencia.

Para evaluar la necesidad de reforzar las zonas compresión con el uso de elementos de borde, se debe verificar la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

De donde,

c es la distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro, calculada para la carga axial factorizada y el momento nominal, consistentes con el desplazamiento de diseño, δ_u resultando en la mayor profundidad del eje neutro.

l_w es la longitud del muro o del segmento de muro considerado en la dirección de la fuerza cortante.

δ_u es el desplazamiento de diseño.

h_w es la altura del muro o del segmento de muro considerado.

Por lo tanto, a continuación, se muestra el cálculo de la distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro para los muros en ambas direcciones. Es importante mencionar que, se debe cumplir la siguiente relación:

$$\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.007$$

Con la ayuda de ETABS, se obtuvieron los desplazamientos en el centro de masa para el último piso en ambas direcciones.

Tabla 38. Desplazamientos en los centros de los diafragmas

TABLE: Diaphragm Center Of Mass Displacements						
Story	Diaphragm	Output Case	Case Type	Step Type	UX	UY
Sexto Piso	D1	DX	Combination	Max	0.119182	0.000626
Sexto Piso	D1	DY	Combination	Max	0.000822	0.321703

Para la dirección X

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{0.119182}{22.4} \geq 0.007$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.00532 \geq 0.007$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.007$$

$$c_{lim x} \geq \frac{3.225}{600 * (0.007)}$$

$$c_{lim x} \geq 0.77 m$$

Para la dirección Y:

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{0.3217}{22.4} \geq 0.007$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.01436 \geq 0.007$$

$$\frac{\delta_u}{h_w} = 0.01436$$

$$c_{lim y} \geq \frac{2.6}{600 * (0.01436)}$$

$$c_{lim y} \geq 0.30 m$$

Anteriormente, se obtuvieron los valores de c límite, por lo que, a continuación, se procede a verificar que los valores reales c para los muros en ambas direcciones sean menores a los valores límites encontrados anteriormente. Esto se realizó con la ayuda de la herramienta de section - designer de SAP2000:

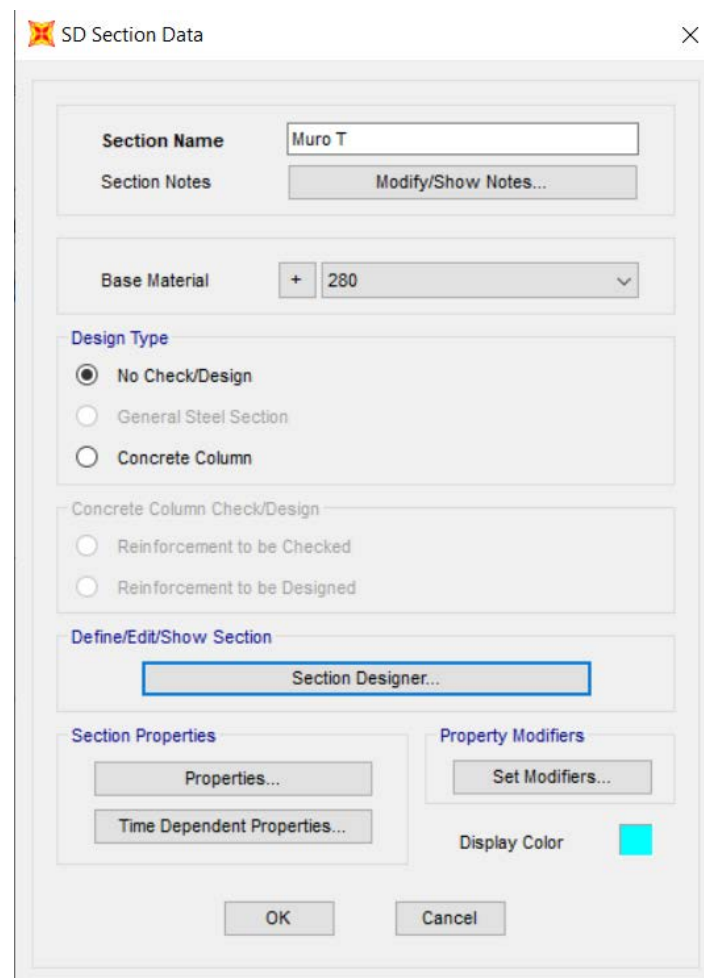


Figura 66. Section Designer SAP2000

Como se constata en la siguiente imagen, se definió la misma sección que en ETABS para obtener así los diagramas de momento – curvatura.

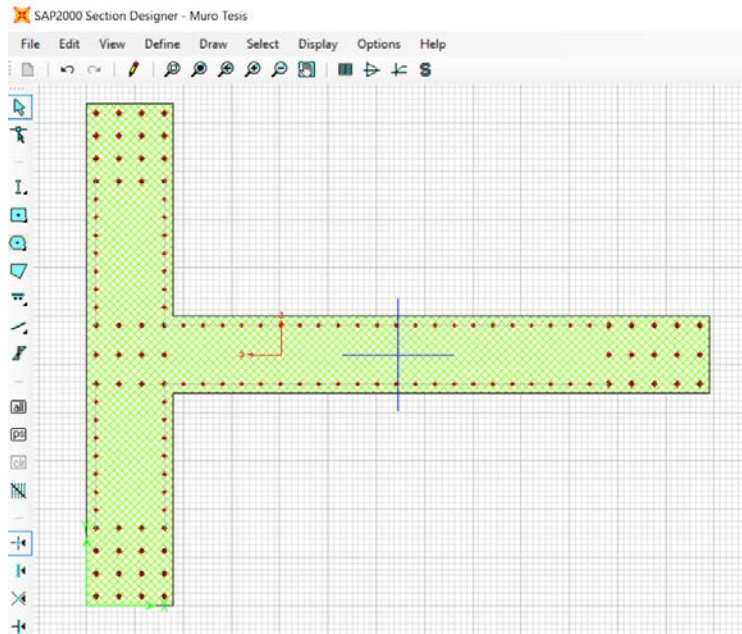


Figura 67. Muro en section designer

Eje neutro para la dirección positiva X

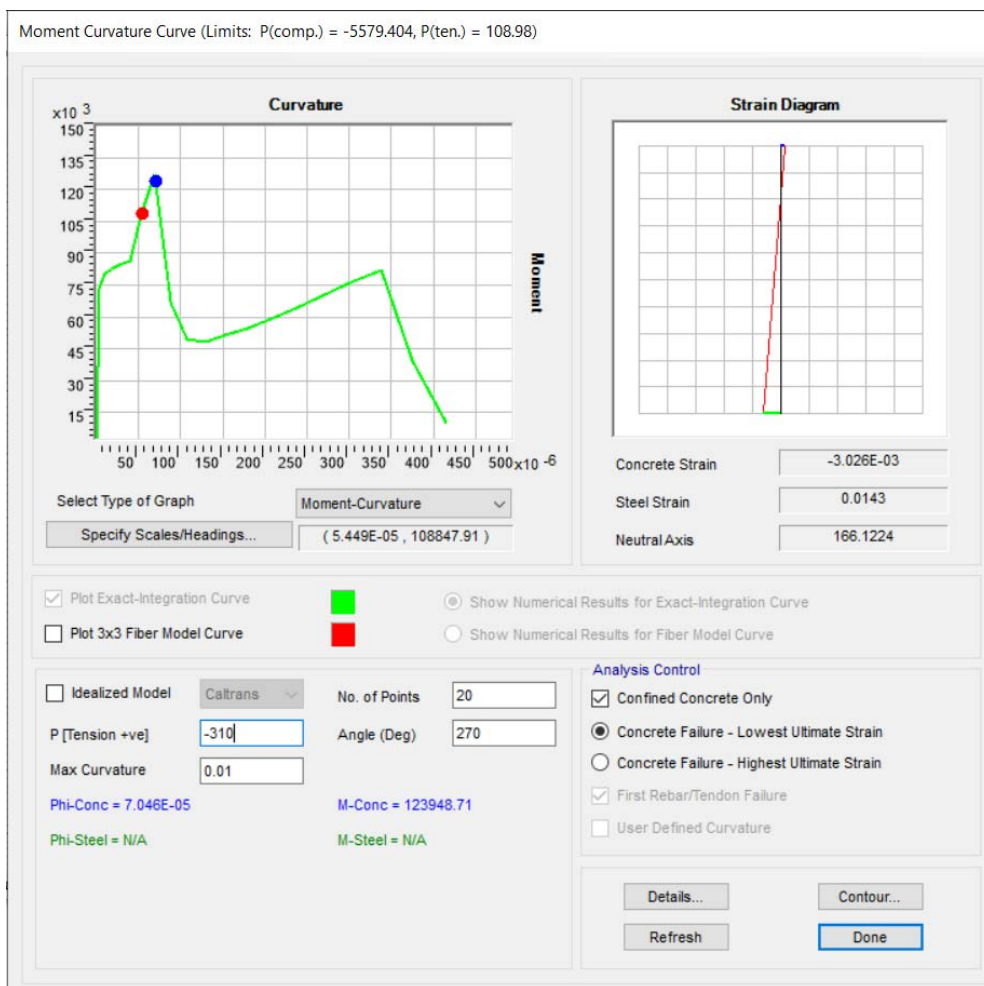


Figura 68. Momento curvatura dirección X positiva

Como se observa en la gráfica anterior, para la obtención del eje neutro se utiliza una carga axial de compresión de 310 toneladas y se analiza la curva de momento curvatura a 90 grados, de donde:

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$\varepsilon_{su} = 0.0143$$

$$l_w = 3.225$$

$$c_x = \frac{0.003}{0.003 + 0.0143} * 3.225$$

$$c_x = 0.56 \text{ m}$$

De donde, se observa que $c_{lim x} < c_x$, por lo que, no es necesario el uso de elementos de borde.

Eje neutro para la dirección negativa X



Figura 69. Momento curvatura dirección X negativa

Como se observa en la gráfica anterior, para la obtención del eje neutro se utiliza una carga axial de compresión de 220 toneladas y se analiza la curva de momento curvatura a 270 grados, de donde:

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$\varepsilon_{su} = 0.0754$$

$$l_w = 3.225$$

$$c_x = \frac{0.003}{0.003 + 0.0754} * 3.225$$

$$c_x = 0.36 \text{ m}$$

De donde, se observa que $c_{lim} < c_x$, por lo que, no es necesario el uso de elementos de borde.

Eje neutro para la dirección positiva Y

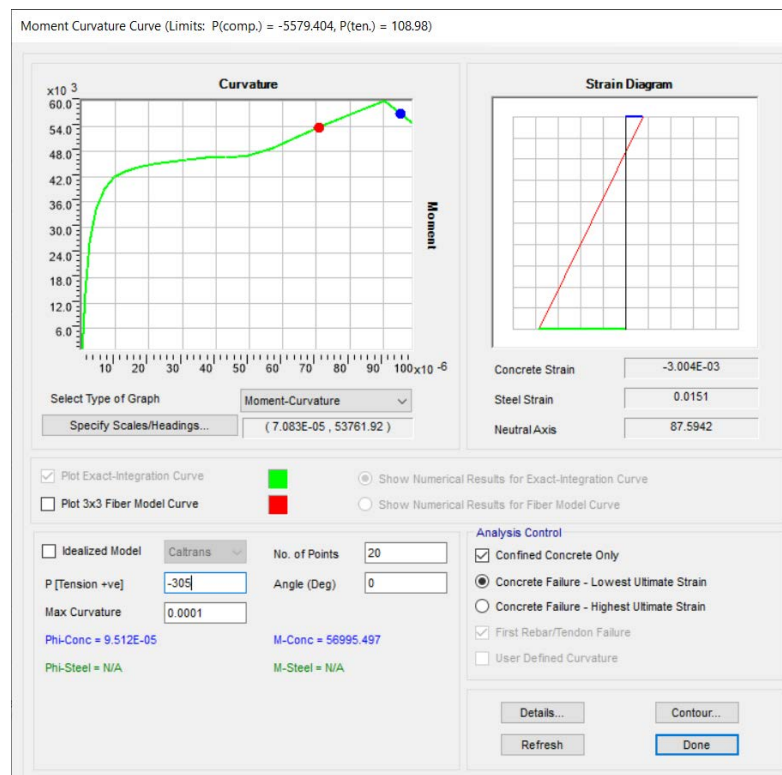


Figura 70. Momento curvatura dirección Y positiva

Como se observa en la gráfica anterior, para la obtención del eje neutro se utiliza una carga axial de compresión de 305 toneladas y se analiza la curva de momento curvatura a 0 grados, de donde:

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$\varepsilon_{su} = 0.0151$$

$$l_w = 2.6$$

$$c_y = \frac{0.003}{0.003 + 0.0151} * 2.6$$

$$c_y = 0.43 \text{ m}$$

De donde, se observa que $c_{lim y} \geq c_y$, por lo que, es necesario el uso de elementos de borde.

Eje neutro para la dirección negativa Y

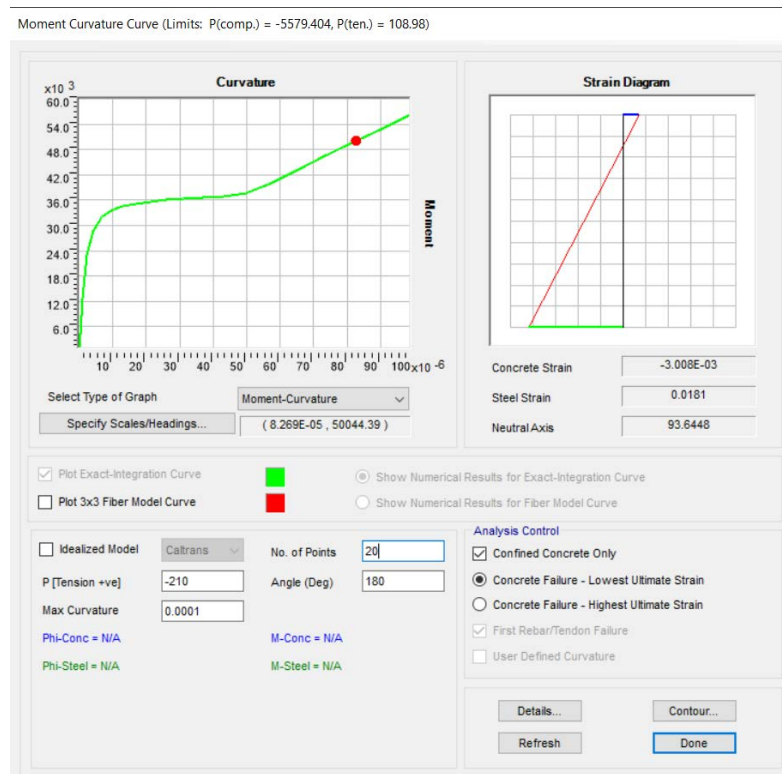


Figura 71. Momento curvatura dirección Y negativa

Como se observa en la gráfica anterior, para la obtención del eje neutro se utiliza una carga axial de compresión de 210 toneladas y se analiza la curva de momento curvatura a 180 grados, de donde:

$$\varepsilon_{cu} = 0.003$$

$$\varepsilon_{su} = 0.0181$$

$$l_w = 2.6$$

$$c_y = \frac{0.003}{0.003 + 0.0181} * 2.6$$

$$c_y = 0.37 \text{ m}$$

De donde, se observa que $c_{lim y} \geq c_y$, por lo que, es necesario el uso de elementos de borde.

Como se observa en los cálculos anteriores, es necesario el uso de elementos de borde. Para esto, es necesario verificar el largo de confinamiento de estos, el cual según el ACI 318-19 es:

$$C_c = \max (c - 0.1l_w; c/2)$$

Debido a que los elementos de borde tienen diferentes dimensiones, se procede a calcular el largo de confinamiento de manera independiente para cada uno de ellos:

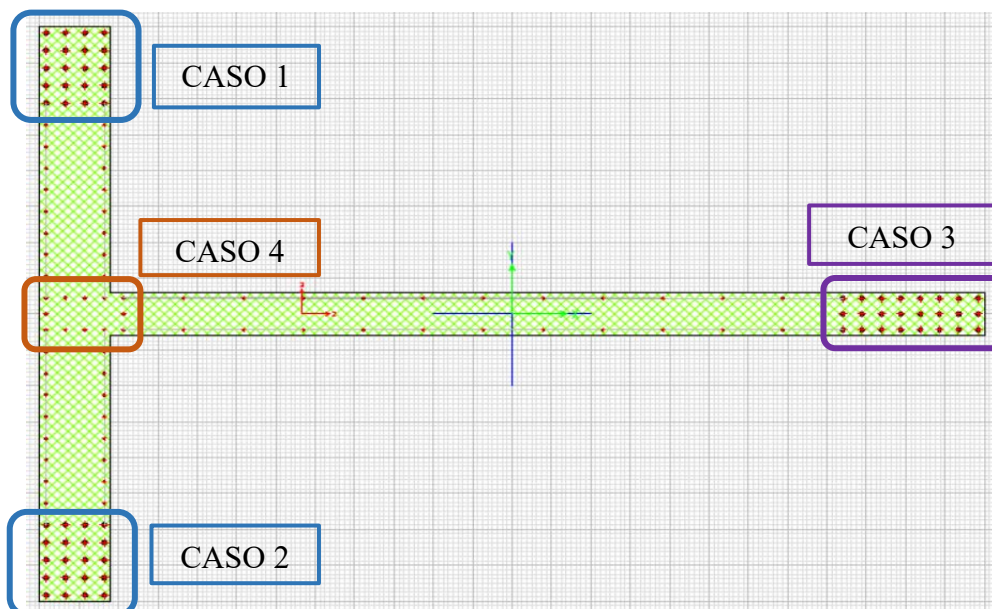


Figura 72. Casos de confinamiento en el muro

Elemento de borde – caso 2 y 3.

$$C_c = \max \left(0.43 - 0.1 * 2.6; \frac{0.43}{2} \right)$$

$$C_c = 0.22 \text{ m}$$

$$\therefore C_c = 0.30 \text{ m}$$

Debido a los resultados anteriores, se decide confinar todos los cabezales del muro.

Tabla 39. Refuerzo transversal para elementos de borde

Table 18.10.6.4(g)—Transverse reinforcement for special boundary elements

Transverse reinforcement	Applicable expressions	
A_{sh}/sb_c for rectilinear hoop	Greater of	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_y}$ (b)
ρ_s for spiral or circular hoop	Greater of	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ (c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_y}$ (d)

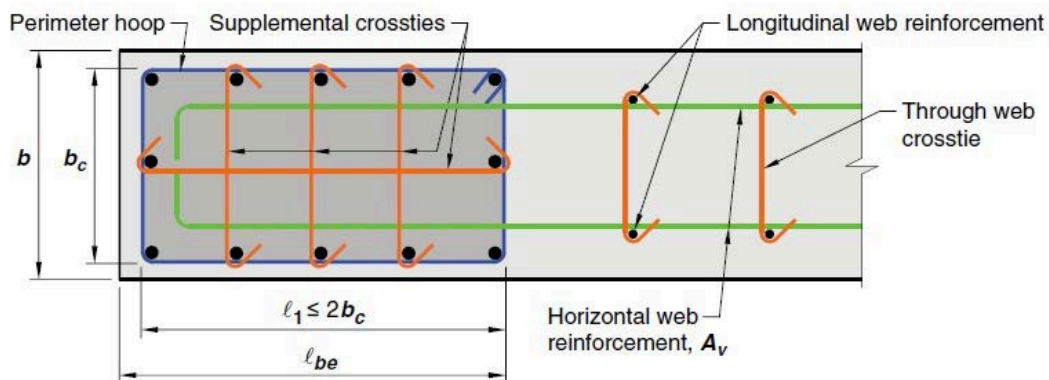


Figura 73. Detallamiento de refuerzo transversal

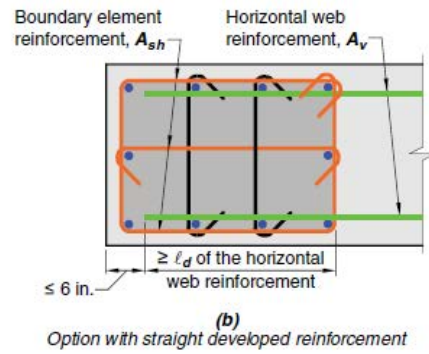
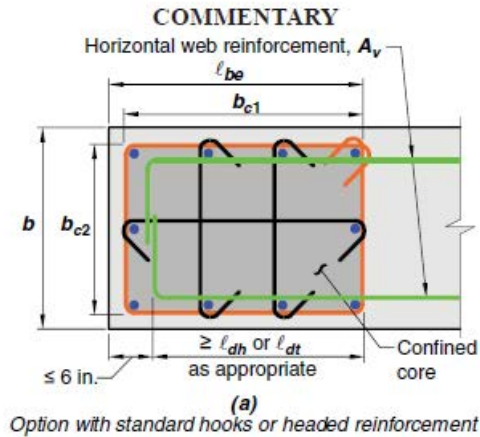


Fig. R18.10.6.4b—Development of wall horizontal reinforcement in confined boundary element.

Figura 74. Detallamiento de refuerzo transversal

Donde,

A_g es el área bruta del cabezal. $A_g = l_{be} \cdot b$

A_{ch} es el área confinada del cabezal. $A_{ch} = b_{c1} \cdot b_{c2}$

Para todos los casos, tenemos las mismas resistencias de los materiales, que son:

$$f'c = 28 \text{ MPa}$$

$$fyt = 420 \text{ MPa}$$

Tabla 40. Variables para el detallamiento de refuerzo transversal

CASOS	bc1	bc2	lbe	b	Ag	Ach
1	0.51	0.32	0.55	0.40	0.22	0.16
2, 3	0.41	0.37	0.45	0.45	0.20	0.15
4	0.36	0.37	0.40	0.45	0.18	0.13

Elemento de borde – caso 1.

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'c}{fyt} \\ 0.09 \cdot \frac{f'c}{fyt} \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.3 \left(\frac{0.22}{0.16} - 1 \right) \frac{28}{420} \\ 0.09 \cdot \frac{28}{420} \end{array} \right.$$

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.00696 \\ 0.006 \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = 0.70\%$$

Elemento de borde – caso 2 y 3.

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{0.20}{0.15} - 1 \right) \frac{28}{420} \\ 0.09 \cdot \frac{28}{420} \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.0067 \\ 0.006 \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = 0.67\%$$

Elemento de borde – caso 4.

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09 \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.3 \left(\frac{0.18}{0.1332} - 1 \right) \frac{28}{420} \\ 0.09 \cdot \frac{28}{420} \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = \max \begin{cases} 0.00703 \\ 0.006 \end{cases}$$

$$\rho_{Ash} = 0.7\%$$

A continuación, se detalla el cálculo del área de acero correspondiente:

$$A_{sh} = \rho_{Ash} \cdot l_{be} \cdot 1m$$

Elemento de borde – caso 1.

$$Ash_x = 0.0070 \cdot 55 \cdot 100 = 38.28 \text{ cm}^2/m$$

Por lo que, para cumplir el área de acero mínima requerida se usará 1 estribo $\phi 12\text{mm}$ y 3 vinchas $\phi 10\text{mm}$ a cada 12 cm.

$$Ash_y = 0.0070 \cdot 40 \cdot 100 = 27.84 \text{ cm}^2/m$$

Por lo que, para cumplir el área de acero mínima requerida se usará 1 estribo $\phi 12\text{mm}$ y 1 vinya $\phi 12\text{mm}$ a cada 12 cm.

Elemento de borde – caso 2 y 3.

$$Ash_x = 0.0067 \cdot 45 \cdot 100 = 30.14 \text{ cm}^2/m$$

Por lo que, para cumplir el área de acero mínima requerida se usará 1 estribo $\phi 12\text{mm}$ y 1 estribo $\phi 10\text{mm}$ a cada 12 cm.

$$Ash_y = 0.0067 \cdot 45 \cdot 100 = 30.14 \text{ cm}^2/m$$

Por lo que, para cumplir el área de acero mínima requerida se usará 1 estribo $\phi 12\text{mm}$ y 1 estribo $\phi 12\text{mm}$ a cada 12 cm.

Elemento de borde – caso 4.

$$Ash_x = 0.0070 \cdot 40 \cdot 100 = 31.62 \text{ cm}^2/m$$

Por lo que, para cumplir el área de acero mínima requerida se usará 1 estribo $\phi 12\text{mm}$ y 1 estribo $\phi 10\text{mm}$ a cada 12 cm.

$$Ash_y = 0.0070 \cdot 45 \cdot 100 = 28.11 \text{ cm}^2/m$$

Por lo que, para cumplir el área de acero mínima requerida se usará 1 estribo $\phi 12\text{mm}$ y 1 vinya $\phi 12\text{mm}$ a cada 12 cm.

Verificación a Corte la sección crítica del muro considerando amplificación dinámica y sobrerresistencia a flexión

Para realizar la verificación al corte de la sección, tomando en cuenta la amplificación dinámica y la sobrerresistencia a flexión, primero se determinará la sobrerresistencia a flexión acorde a las disposiciones del ACI 318 – 19.

Tabla 41. Factor de sobrerresistencia

Table 18.10.3.1.2—Overstrength factor Ω_v at critical section

Condition	Ω_v	
$h_{wc}/\ell_w > 1.5$	Greater of	$M_{pr}/M_n^{[1]}$
		1.5 ^[2]
$h_{wc}/\ell_w \leq 1.5$	1.0	

^[1] For the load combination producing the largest value of Ω_v .

^[2] Unless a more detailed analysis demonstrated a smaller value, but not less than 1.0.

Para nuestro caso aplicaría la primera condición, ya que se trata de un muro esbelto acorde a la relación de aspecto.

Los cortantes de diseño para muros estructurales se obtienen a partir del análisis de carga lateral con los factores de carga congruentes e incrementados para considerar:

- Sobrerresistencia a flexión en la sección crítica donde se espera la fluencia de del refuerzo longitudinal.
- La amplificación dinámica debida a los efectos de los modos de vibración altos.

Ya que M_n y M_{pr} dependen de la fuerza axial, la que es variable acorde a las combinaciones de carga, y la dirección de las cargas para muros con alas o acoplados, se debe usar la condición que genere el mayor Ω_v .

Para determinar el factor de sobrerresistencia, se utilizará la herramienta ETABS y se ubicará de la forma más exacta posible el valor de M_{pr} , para lo que se necesita los nuevos valores del diagrama de interacción con un $\phi = 1.00$ y con las propiedades esperadas del acero, es decir, el acero endurecido.

Dirección en X

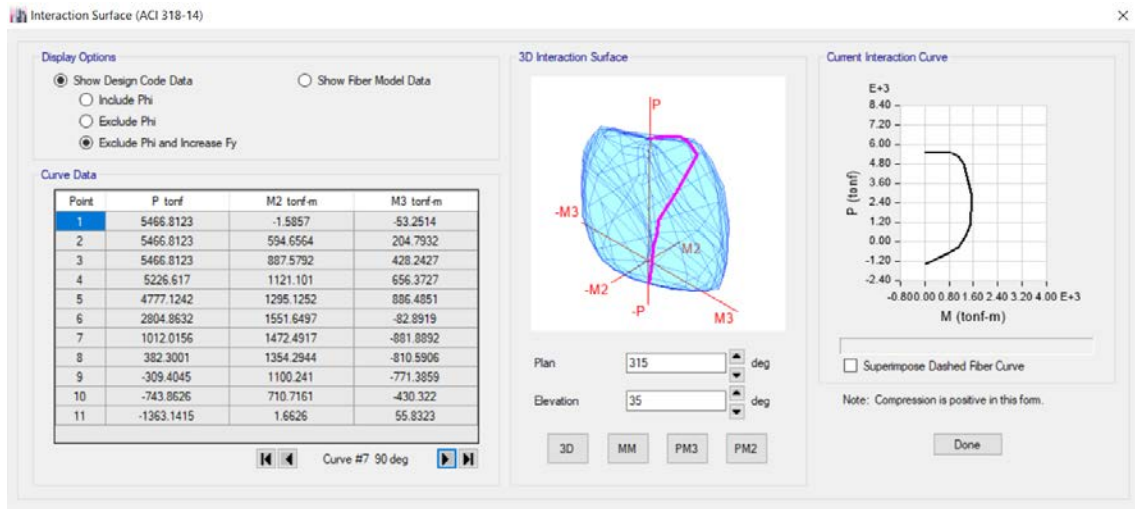


Figura 75. Diagrama de interacción en dirección X

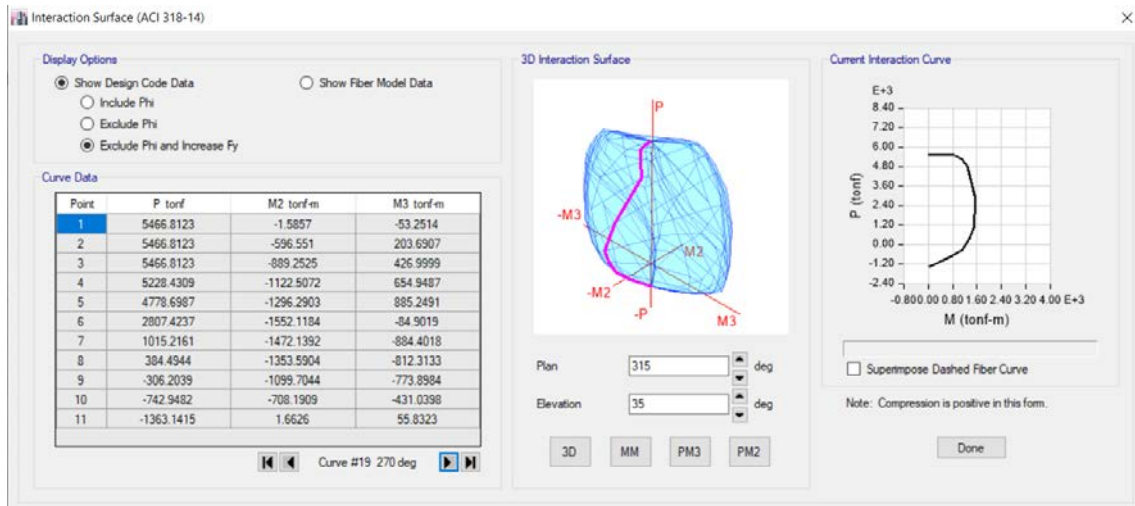


Figura 76. Diagrama de interacción en dirección X

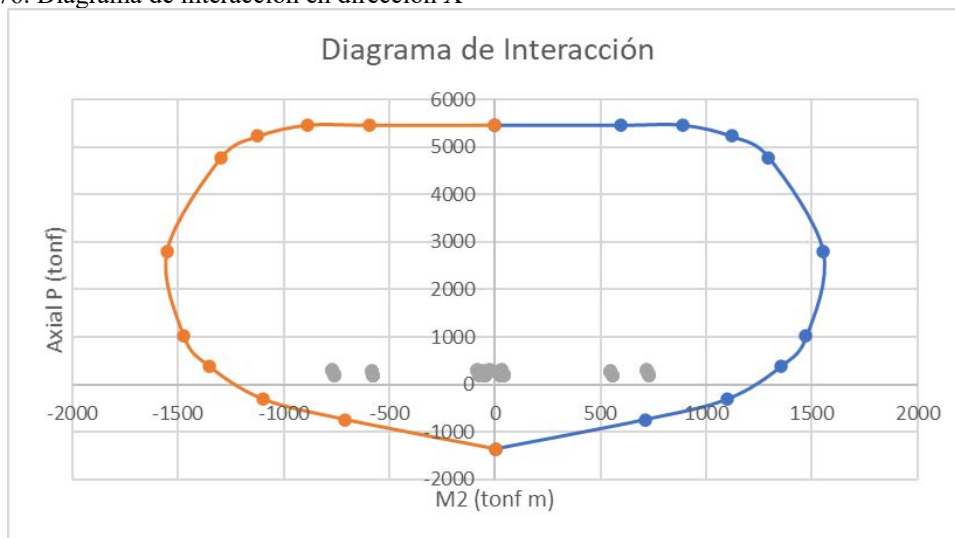


Figura 77. Diagrama de interacción en dirección X

Dirección en Y

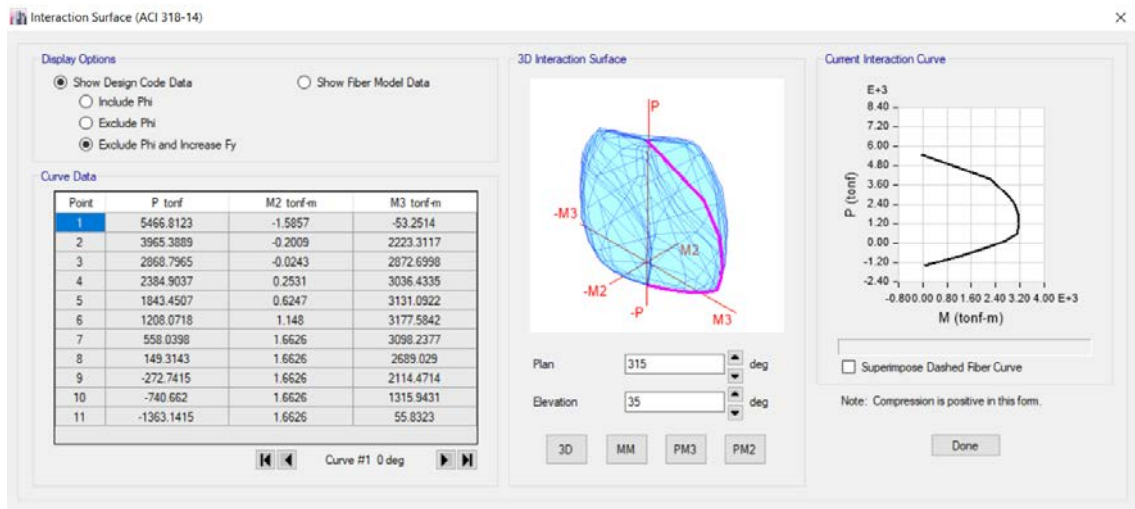


Figura 78. Diagrama de interacción en dirección Y

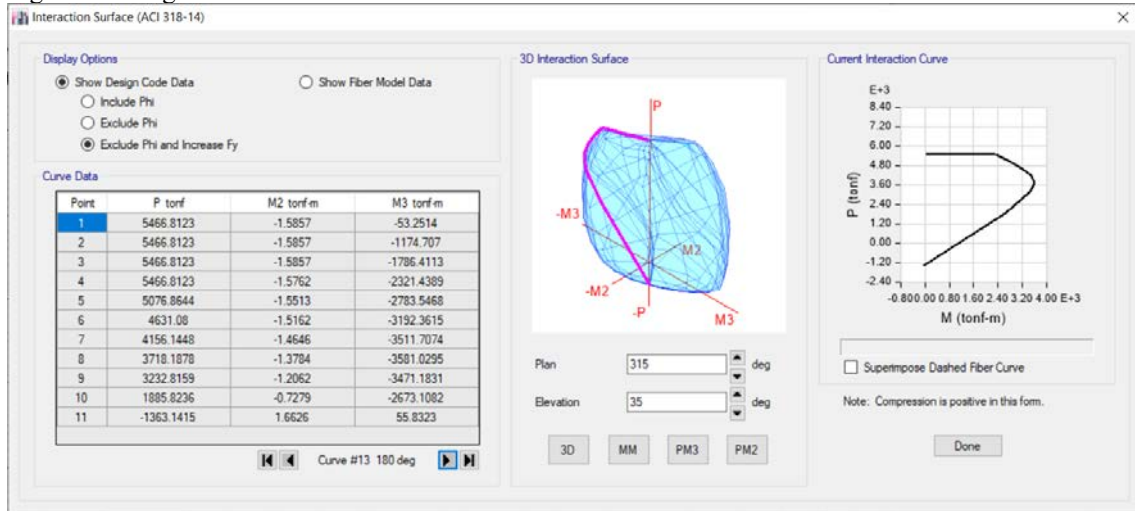


Figura 79. Diagrama de interacción en dirección Y

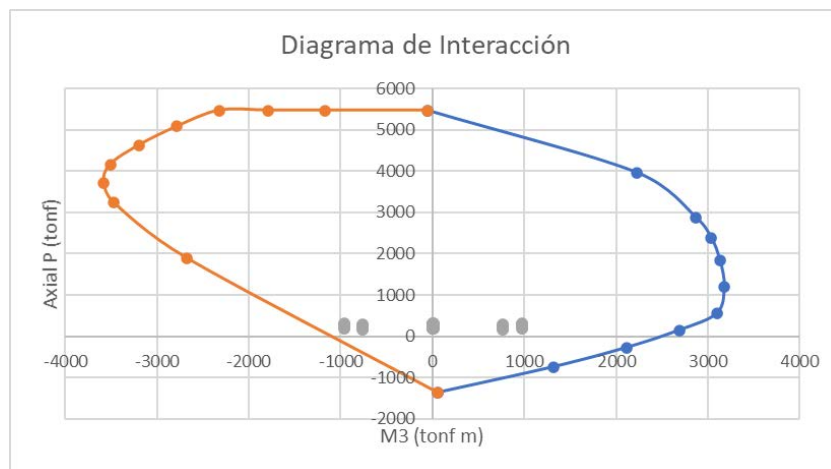


Figura 80. Diagrama de interacción en dirección Y

Para realizar la revisión del M_{pr} solo ocuparemos las combinaciones donde se ve involucrado el sismo x, puesto que son las combinaciones dominantes, adicionalmente se escogerá solo la sección de abajo (bottom) ya que sería la primera que trataría de fluir.

A continuación, se muestra la tabla con las combinaciones dominantes y además el cálculo de la sobrerresistencia, definida como $\frac{M_{pr}}{M_u}$.

Tabla 42. Relación de momento probable sobre momento último

TABLE: Pier Design Forces										
Story	Pier	Load Combo	Location	P	V2	V3	M2	M3	Mpr	Mpr/Mu
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m		
Planta Baja	C1	C3-1	Bottom	-286.2	66.6	3.7	30.3	975.9	2114.0	2.2
Planta Baja	C1	C3-2	Bottom	-286.2	-63.3	3.7	-83.9	975.9	2114.0	2.2
Planta Baja	C1	C3-3	Bottom	-286.2	66.6	-8.9	30.3	-963.3	2150.0	2.2
Planta Baja	C1	C3-4	Bottom	-286.2	-63.3	-8.9	-83.9	-963.3	2150.0	2.2
Planta Baja	C1	C3-5	Bottom	-310.0	66.6	3.7	30.3	975.9	2170.0	2.2
Planta Baja	C1	C3-6	Bottom	-310.0	-63.3	3.7	-83.9	975.9	2170.0	2.2
Planta Baja	C1	C3-7	Bottom	-310.0	66.6	-8.9	30.3	-963.3	2170.0	2.3
Planta Baja	C1	C3-8	Bottom	-310.0	-63.3	-8.9	-83.9	-963.3	2170.0	2.3
Planta Baja	C1	C4-1	Bottom	-291.0	3.0	56.2	715.6	12.0	1100.0	1.5
Planta Baja	C1	C4-2	Bottom	-291.0	0.4	56.2	-769.2	12.0	1100.0	1.4
Planta Baja	C1	C4-3	Bottom	-291.0	3.0	-61.4	715.6	0.7	1100.0	1.5
Planta Baja	C1	C4-4	Bottom	-291.0	0.4	-61.4	-769.2	0.7	1100.0	1.4

Planta Baja	C1	C4-5	Bottom	-305.2	3.0	56.2	715.6	12.0	1300.0	1.8
Planta Baja	C1	C4-6	Bottom	-305.2	0.4	56.2	-769.2	12.0	1300.0	1.7
Planta Baja	C1	C4-7	Bottom	-305.2	3.0	-61.4	715.6	0.7	1300.0	1.8
Planta Baja	C1	C4-8	Bottom	-305.2	0.4	-61.4	-769.2	0.7	1300.0	1.7
Planta Baja	C1	C5-1	Bottom	-191.1	66.0	4.8	41.3	973.6	1500.0	1.5
Planta Baja	C1	C5-2	Bottom	-191.1	-63.9	4.8	-72.9	973.6	1500.0	1.5
Planta Baja	C1	C5-3	Bottom	-191.1	66.0	-7.9	41.3	-965.6	1500.0	1.6
Planta Baja	C1	C5-4	Bottom	-191.1	-63.9	-7.9	-72.9	-965.6	1500.0	1.6
Planta Baja	C1	C5-5	Bottom	-215.0	66.0	4.8	41.3	973.6	1520.0	1.6
Planta Baja	C1	C5-6	Bottom	-215.0	-63.9	4.8	-72.9	973.6	1520.0	1.6
Planta Baja	C1	C5-7	Bottom	-215.0	66.0	-7.9	41.3	-965.6	1520.0	1.6
Planta Baja	C1	C5-8	Bottom	-215.0	-63.9	-7.9	-72.9	-965.6	1520.0	1.6
Planta Baja	C1	C6-1	Bottom	-195.9	2.3	57.2	726.6	9.7	1000.0	1.4
Planta Baja	C1	C6-2	Bottom	-195.9	-0.3	57.2	-758.2	9.7	1000.0	1.3
Planta Baja	C1	C6-3	Bottom	-195.9	2.3	-60.3	726.6	-1.7	1000.0	1.4

Planta Baja	C1	C6-4	Bottom	-195.9	-0.3	-60.3	-758.2	-1.7	1000.0	1.3
Planta Baja	C1	C6-5	Bottom	-210.1	2.3	57.2	726.6	9.7	1050.0	1.4
Planta Baja	C1	C6-6	Bottom	-210.1	-0.3	57.2	-758.2	9.7	1050.0	1.4
Planta Baja	C1	C6-7	Bottom	-210.1	2.3	-60.3	726.6	-1.7	1050.0	1.4
Planta Baja	C1	C6-8	Bottom	-210.1	-0.3	-60.3	-758.2	-1.7	1050.0	1.4

Como se observa, la mayor sobrerresistencia es de 2.2 para la combinación 3. Para un análisis muy riguroso, se usa la sobrerresistencia que cada combinación presentó respectivamente.

Continuando con la verificación de corte en la sección crítica, se mostrará los valores obtenidos en el apartado 4 del corte $\phi V_n = 357.18 \text{ ton}$; también se debe considerar que la normativa limita la amplificación de la fuerza cortante a $3V_u$.

Para lograr definir si la demanda/capacidad es la adecuada, se revisará de forma numérica esta relación para la sección crítica. Se limitará el análisis de datos para las combinaciones más demandantes.

$$\frac{D}{C} = \frac{\Omega_v \cdot V_u}{\phi V_n}$$

Tabla 43. Fuerzas en los pier

TABLE: Pier Forces															
Story	Pier	Load Case	Location	P	V2	V3	T	M2	M3	fc'	lw	e	0.75Vnmax	Ω	D/C
Planta Baja	C1	C3 Max	Top	-264.31	66.63	3.74	7.03	18.53	768.28	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.41
Planta Baja	C1	C3 Max	Bottom	-286.18	66.63	3.74	7.03	30.31	975.95	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.41
Planta Baja	C1	C5 Max	Top	-174.71	65.95	4.78	6.43	26.19	768.12	2800	3.00	0.45	357.18	1.50	0.28
Planta Baja	C1	C5 Max	Bottom	-191.11	65.95	4.78	6.43	41.32	973.62	2800	3.00	0.45	357.18	1.50	0.28
Planta Baja	C1	SX Max	Top	11.94	64.95	6.33	5.55	37.02	767.31	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.40
Planta Baja	C1	SX Max	Bottom	11.94	64.95	6.33	5.55	57.11	969.60	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.40
Planta Baja	C1	C5 Min	Top	-198.59	-63.95	-7.88	-4.67	-47.84	-766.51	2800	3.00	0.45	357.18	1.60	0.29
Planta Baja	C1	C5 Min	Bottom	-214.99	-63.95	-7.88	-4.67	-72.89	-965.58	2800	3.00	0.45	357.18	1.60	0.29
Planta Baja	C1	C3 Min	Top	-288.18	-63.27	-8.93	-4.07	-55.51	-766.35	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.39
Planta Baja	C1	C3 Min	Bottom	-310.05	-63.27	-8.93	-4.07	-83.91	-963.25	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.39
Planta Baja	C1	C4 Max	Top	-269.14	2.96	56.20	49.17	546.71	2.97	2800	3.00	0.45	357.18	1.80	0.01
Planta Baja	C1	C4 Max	Bottom	-291.01	2.96	56.20	49.17	715.61	12.03	2800	3.00	0.45	357.18	1.80	0.01
Planta Baja	C1	C6 Max	Top	-179.55	2.28	57.25	48.57	554.38	2.81	2800	3.00	0.45	357.18	1.40	0.01
Planta Baja	C1	C6 Max	Bottom	-195.95	2.28	57.25	48.57	726.62	9.70	2800	3.00	0.45	357.18	1.40	0.01
Planta Baja	C1	C2	Top	-292.67	1.89	-2.92	1.66	-20.92	0.90	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.01
Planta Baja	C1	C2	Bottom	-314.54	1.89	-2.92	1.66	-30.25	6.94	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.01
Planta Baja	C1	C1	Top	-290.34	1.56	-2.41	1.37	-16.84	1.25	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.01
Planta Baja	C1	C1	Bottom	-315.85	1.56	-2.41	1.37	-24.56	6.25	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.01
Planta Baja	C1	SY Max	Top	7.10	1.27	58.80	47.69	565.20	2.00	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.01
Planta Baja	C1	SY Max	Bottom	7.10	1.27	58.80	47.69	742.41	5.68	2800	3.00	0.45	357.18	2.20	0.01
Planta Baja	C1	C4 Min	Top	-283.35	0.41	-61.40	-46.21	-583.69	-1.04	2800	3.00	0.45	357.18	1.80	0.00
Planta Baja	C1	C4 Min	Bottom	-305.21	0.41	-61.40	-46.21	-769.21	0.67	2800	3.00	0.45	357.18	1.80	0.00
Planta Baja	C1	C6 Min	Top	-193.75	-0.27	-60.35	-46.81	-576.03	-1.20	2800	3.00	0.45	357.18	1.80	0.00
Planta Baja	C1	C6 Min	Bottom	-210.15	-0.27	-60.35	-46.81	-758.19	-1.66	2800	3.00	0.45	357.18	1.40	0.00

Como se nota, los radios de demanda/capacidad son menores a la unidad, lo que quiere significa que no se requiere modificar la sección, es decir, no se deberá cambiar los espesores ni tampoco se necesita aumentar la capacidad del material, puesto es suficiente para las solicitaciones generadas por todas las cargas.

ANÁLISIS NO LINEAL EN HORMIGÓN ARMADO

El análisis estático no lineal (pushover) se utiliza para cuantificar la resistencia de la estructura a la deformación lateral y para medir el modo de deformación y la intensidad local de demandas. Se han recomendado varias técnicas, incluyendo el uso de perfiles de fuerza lateral constante y el uso de enfoques adaptativos y multimodales. Las técnicas del pushover proporcionan información útil sobre características generales del sistema estructural y puede ser utilizado para identificar algunos (pero no necesariamente todos) los probables mecanismos de falla, tales como rótulas plásticas en vigas y columnas y a su vez la degradación gradual de la rigidez de la estructura. El análisis lineal solo permite limitar el desplazamiento lateral de la edificación, en función de una deriva inelástica.

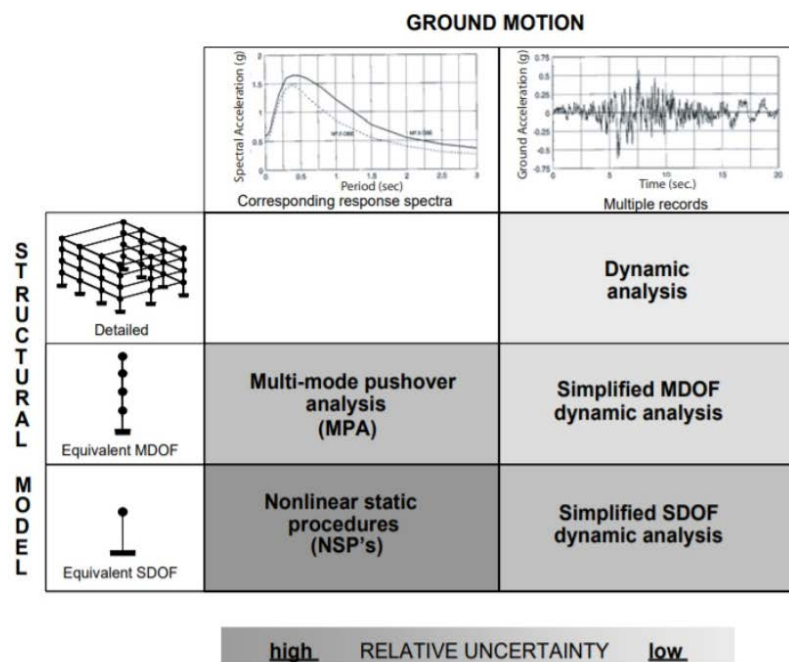


Figura 81. Modelos estructurales

Las técnicas de pushover son útiles para estimar el pico de respuesta de desplazamiento junto con el uso de Sistemas de un grado de libertad "equivalentes". Mientras que los modos superiores suelen tener una contribución pequeña o insignificante a

desplazamientos, los modos superiores pueden afectar significativamente a las derivas entre pisos, rotaciones de rótulas plásticas, cortantes de pisos y fuerzas de vuelco.

En este apartado, se desarrollará el análisis no lineal estático (pushover), utilizando las herramientas *Multilayered Shell Element* de ETABS.

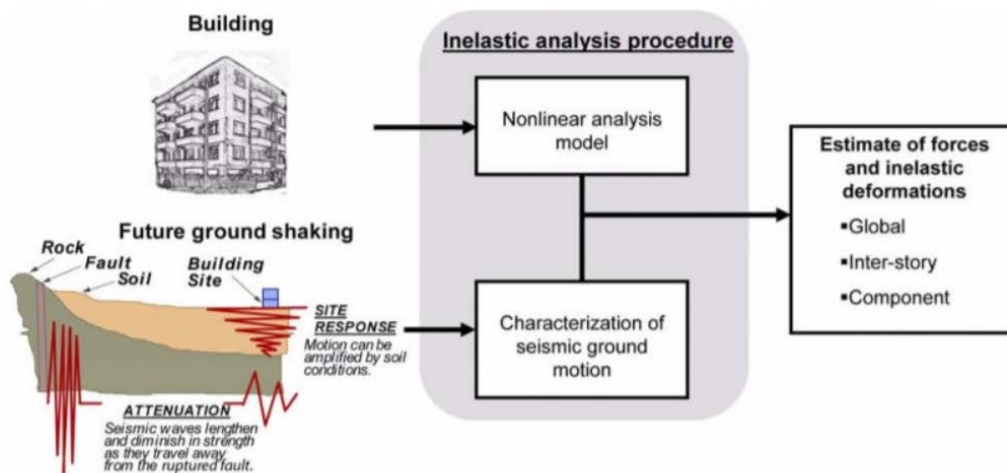


Figure 2-1 Schematic depiction of the use of inelastic analysis procedures to estimate forces and inelastic deformations for given seismic ground motions and a nonlinear analysis model of the building.

Figura 82. Esquema de los procedimientos de análisis inelásticos

El análisis no lineal realizado, se basó en caracterizar el comportamiento no lineal de los materiales asignados al sistema de resistencia de carga lateral, es decir, los muros de hormigón armado. La modelación de los muros implica caracterizar dicho comportamiento no lineal de los materiales, descritos a continuación:

- Acero de Refuerzo: Para el acero se utilizó el modelo utilizado por defecto en ETABS, para lo cual, se definió un acero grado 60, con un $f_y=4200$ MPa y un $f_u=6300$ MPa.

ET Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: GRADO 60

Material Type: Rebar, Uniaxial

Grade:

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, F_y : 42184.18 tonf/m²

Minimum Tensile Strength, F_u : 63276.27 tonf/m²

Expected Yield Strength, F_{ye} : 46402.6 tonf/m²

Expected Tensile Strength, F_{ue} : 69603.89 tonf/m²

OK Cancel

Figura 83. Propiedades del acero

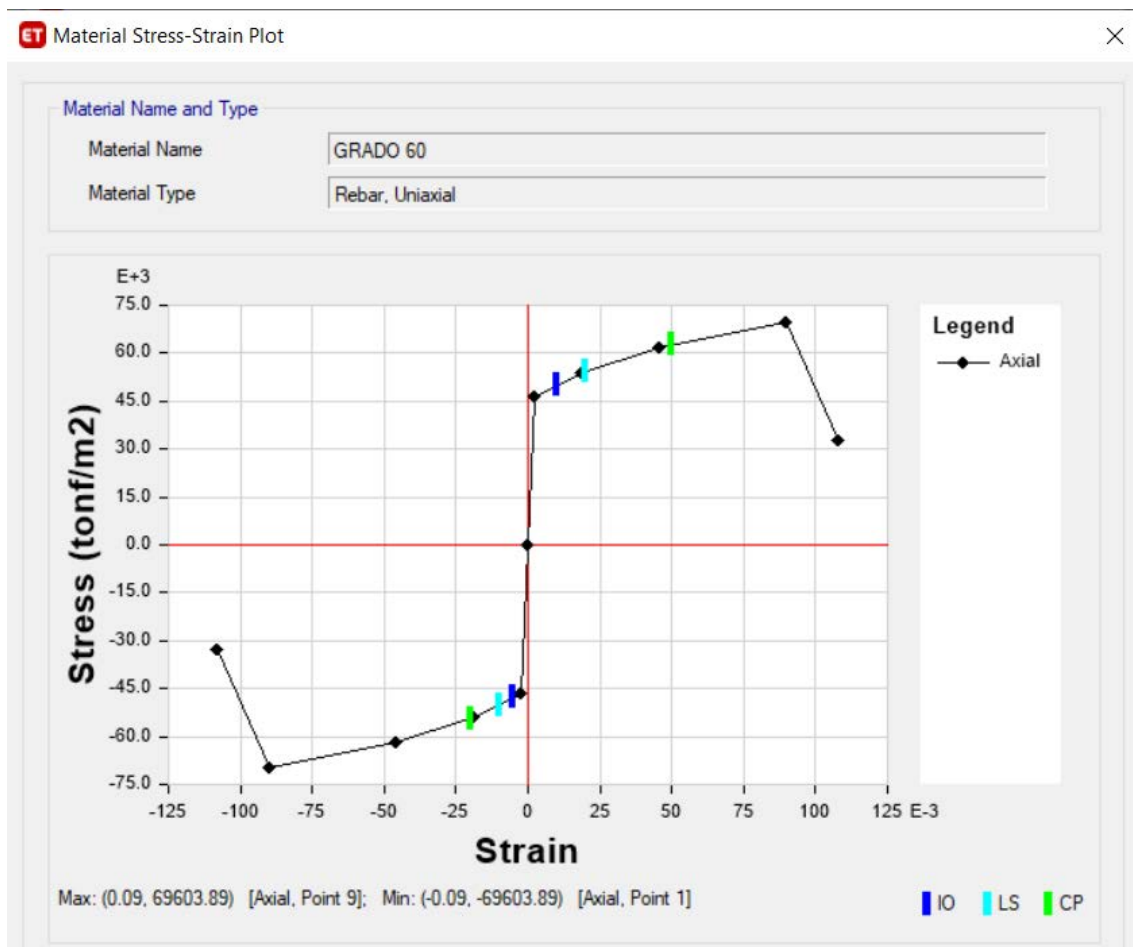


Figura 84. Curva esfuerzo-deformación del acero

- Hormigón confinado y no confinado: Para modelar el comportamiento del hormigón no confinado se trabajó con las ecuaciones de Saatcioglu & Razvi, que incorpora el efecto del confinamiento proporcionado por los estribos.

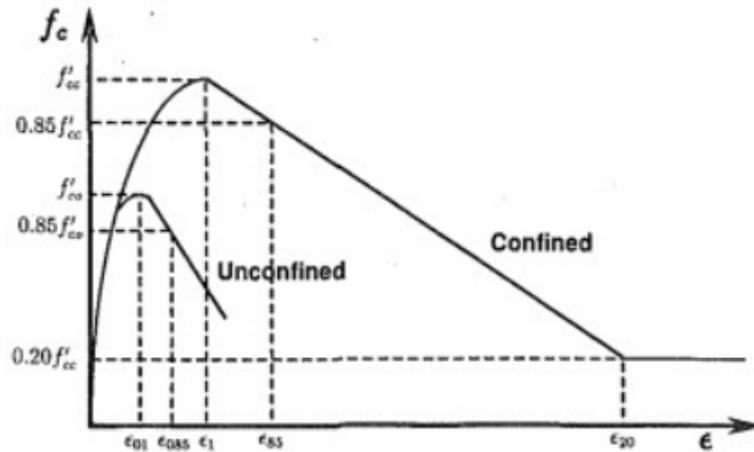


FIG. 7. Proposed Stress-Strain Relationship

Figura 85. Relación esfuerzo-deformación propuesta para el hormigón

Es importante mencionar que, debido a la propuesta utilizada (Saatcioglu & Razvi), en donde el comportamiento del hormigón confinado y no confinado dependen del acero longitudinal y refuerzo transversal, se ha definido varios tipos de hormigones para caracterizar el comportamiento del material en función del armado de la sección correspondiente. A continuación, se muestran todos los materiales definidos:

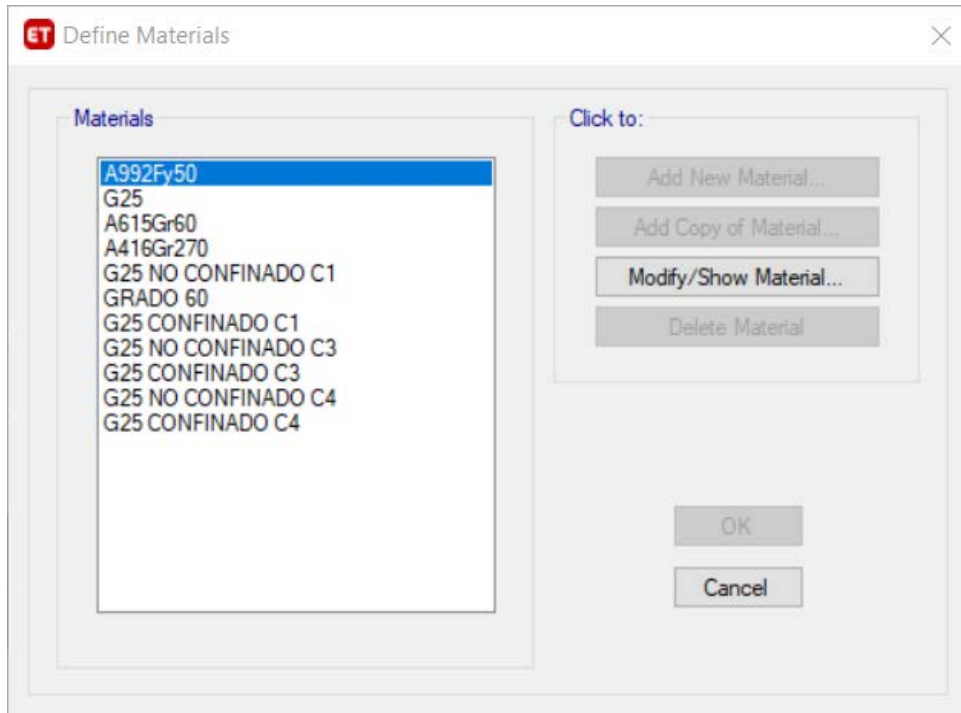


Figura 86. Definición de materiales

A continuación, se detalla la definición del hormigón confinado para un solo caso debido a la similitud en el proceso:

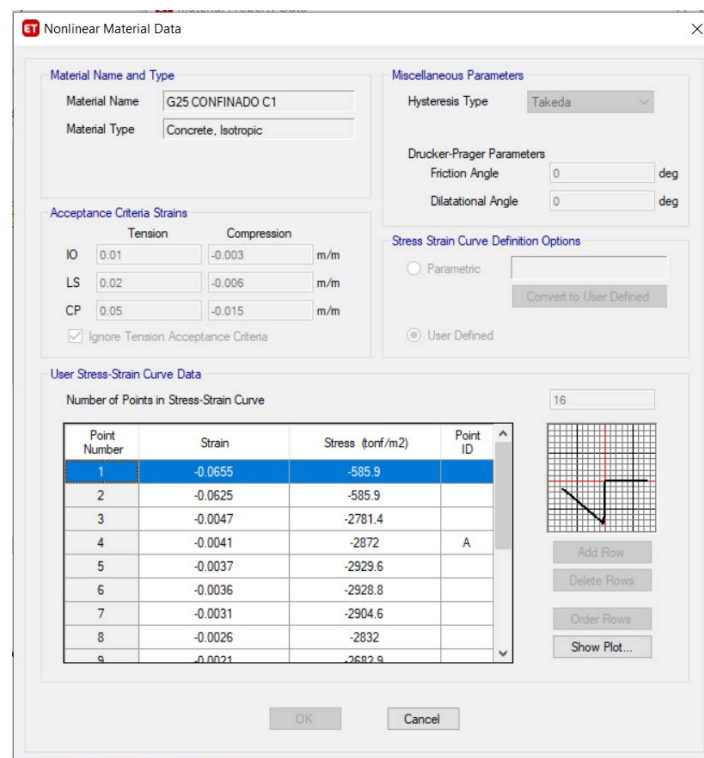


Figura 87. Asignación de las propiedades no lineales del hormigón confinado

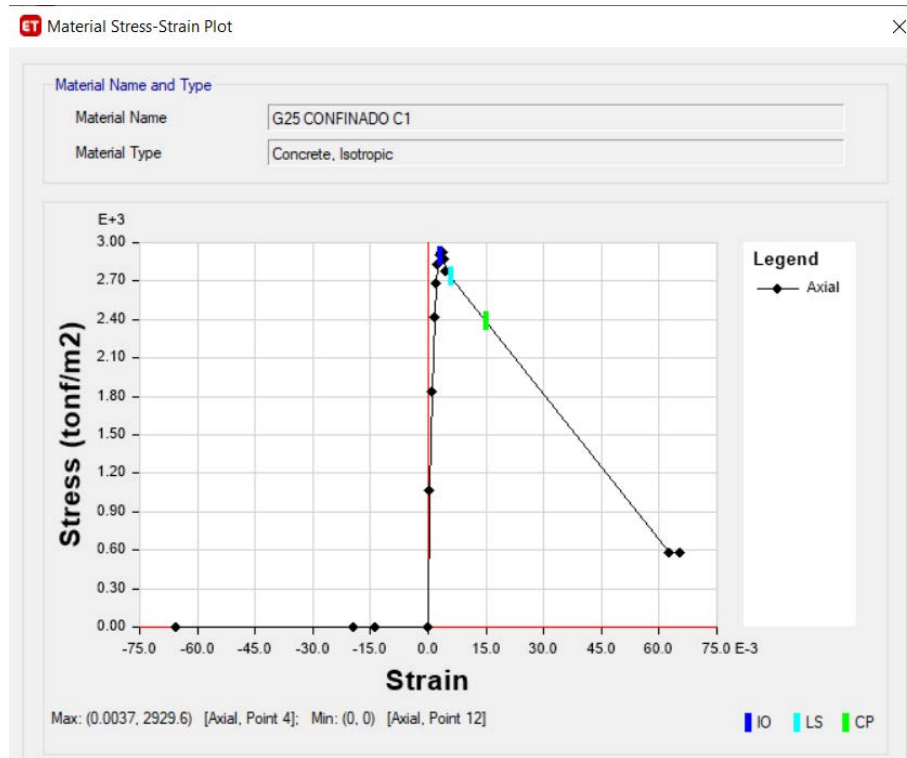


Figura 88. Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado

A continuación, se detalla la definición del hormigón no confinado para un solo caso debido a la similitud en el proceso:

ET Nonlinear Material Data

Material Name and Type
 Material Name: G25 NO CONFINADO C1
 Material Type: Concrete, Isotropic

Miscellaneous Parameters
 Hysteresis Type: Takeda
 Drucker-Prager Parameters
 Friction Angle: 0 deg
 Dilatational Angle: 0 deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	m/m
LS	0.02	-0.006	m/m
CP	0.05	-0.015	m/m

 Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options
 Parametric
 User Defined

User Stress-Strain Curve Data
 Number of Points in Stress-Strain Curve: 13

Point Number	Strain	Stress (tonf/m ²)	Point ID
1	-0.0139	-20.8	
2	-0.002	-2640.4	
3	-0.0018	-2519.4	
4	-0.0016	-2392.8	A
5	-0.0014	-2237.8	
6	-0.0012	-2050	
7	-0.001	-1824.4	
8	-0.0008	-1556.3	
9	-0.0006	-1241.9	

OK Cancel

Figura 89. Asignación de las propiedades no lineales del hormigón no confinado

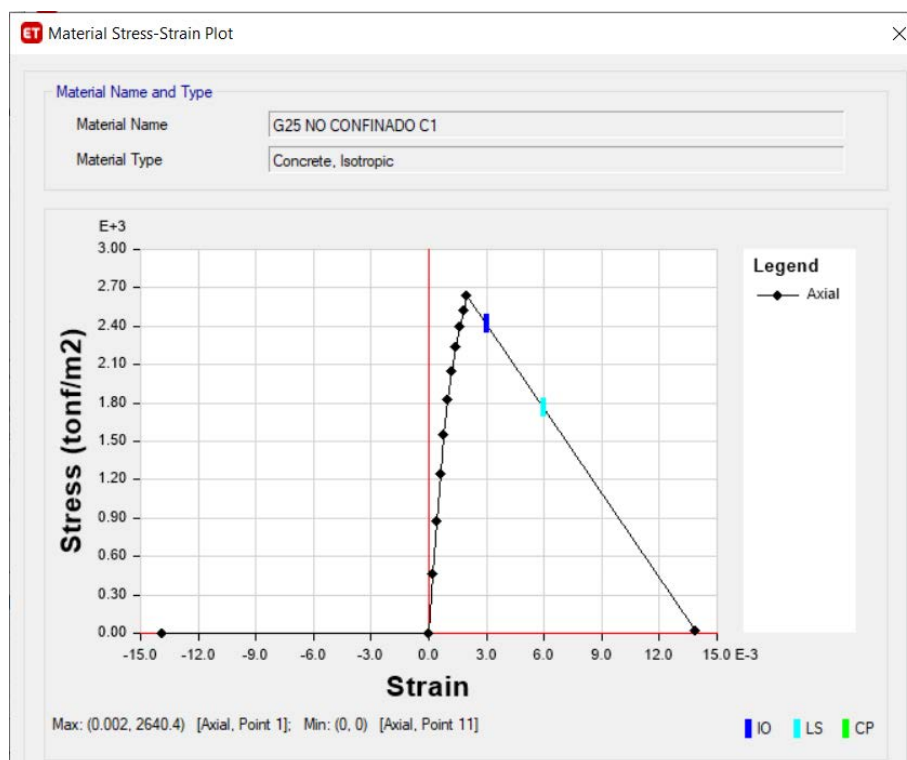


Figura 90. Curva esfuerzo-deformación del hormigón no confinado

A continuación, se detalla el procedimiento seguido para la modelación del análisis no lineal (pushover):

Simplificación del modelo.

Por a la gran demanda computacional, requerida por los análisis no lineales, se procede a realizar una simplificación del modelo 3D utilizada en el análisis lineal. Para esto, se considera eliminar las losas de entrepiso, debido a que la eliminación de estas representa una gran reducción en lo que respecta a los grados de libertad de la estructura.

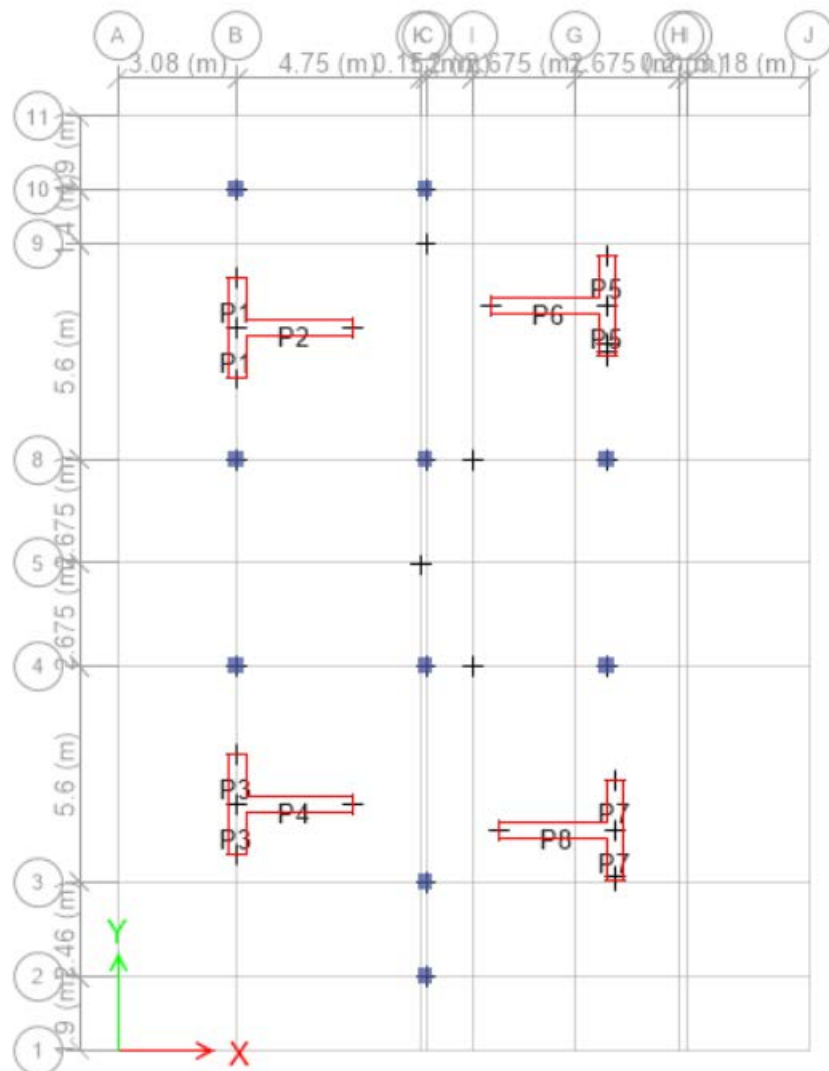


Figura 91. Vista en planta del modelo simplificado

Debido a que, al eliminar las losas se pierde la masa que estas aportan a la estructura, se asignará en el centro de masas; la masa rotacional y traslacional total de la estructura. Para esto se necesita conocer dicho centro de masas que se encuentra detallado para cada piso en la siguiente tabla:

Tabla 44. Resumen de masas por diafragma

TABLE: Mass Summary by Diaphragm						
Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	Mass Moment of Inertia	X Mass Center	Y Mass Center
		tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	tonf-m-s ²	m	m
Sexto Piso	D1	15.31	15.31	619.61	7.83	12.89
Quinto Piso	D1	22.24	22.24	1144.62	7.83	12.61
Cuarto Piso	D1	22.24	22.24	1144.62	7.83	12.61
Tercer Piso	D1	22.24	22.24	1144.62	7.83	12.61
Segundo Piso	D1	22.24	22.24	1144.62	7.83	12.61
Primer Piso	D1	22.30	22.30	1151.80	7.83	12.58
Planta Baja	D1	25.22	25.22	1433.76	7.82	12.20

Como se nota, el centro de masas se encuentra en la misma coordenada en todos los pisos, debido a la simetría del edificio. Posteriormente, se asignó las masas rotacionales y traslacionales en el centro de masas para cada piso de la estructura:

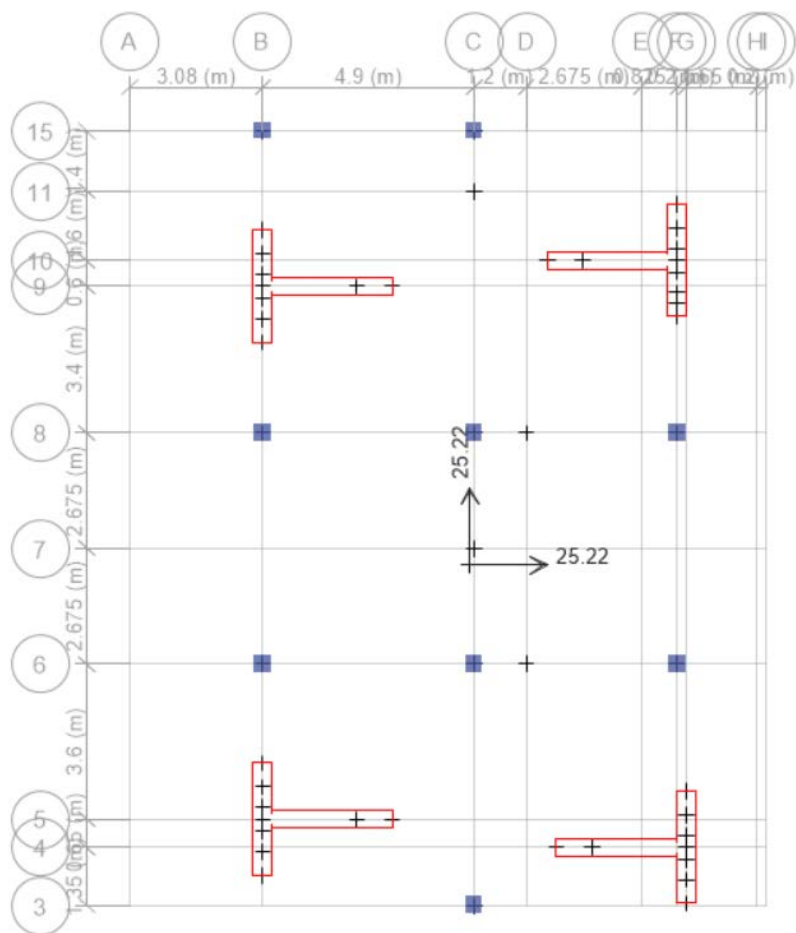


Figura 92. Asignación de masas

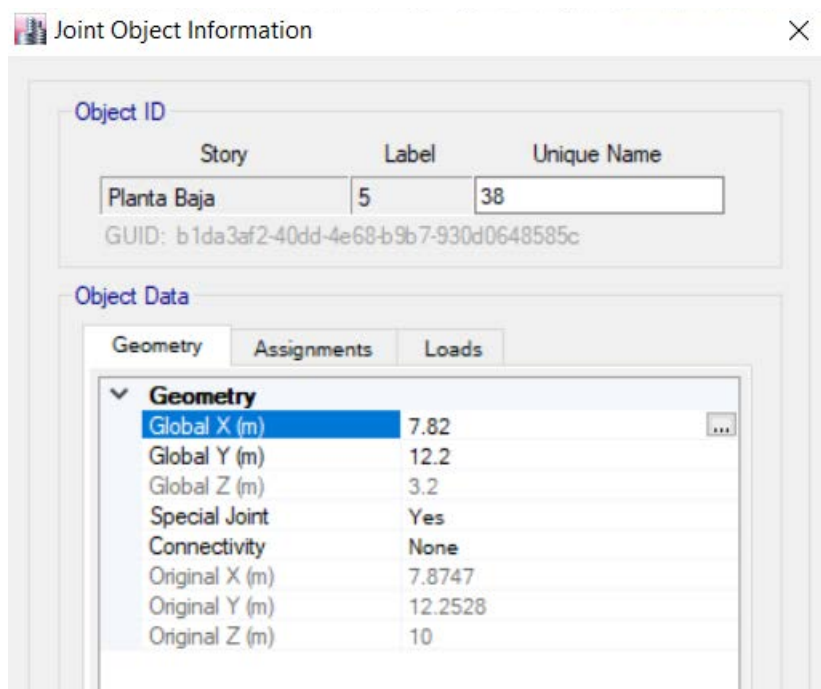


Figura 93. Resumen de asignación de masas

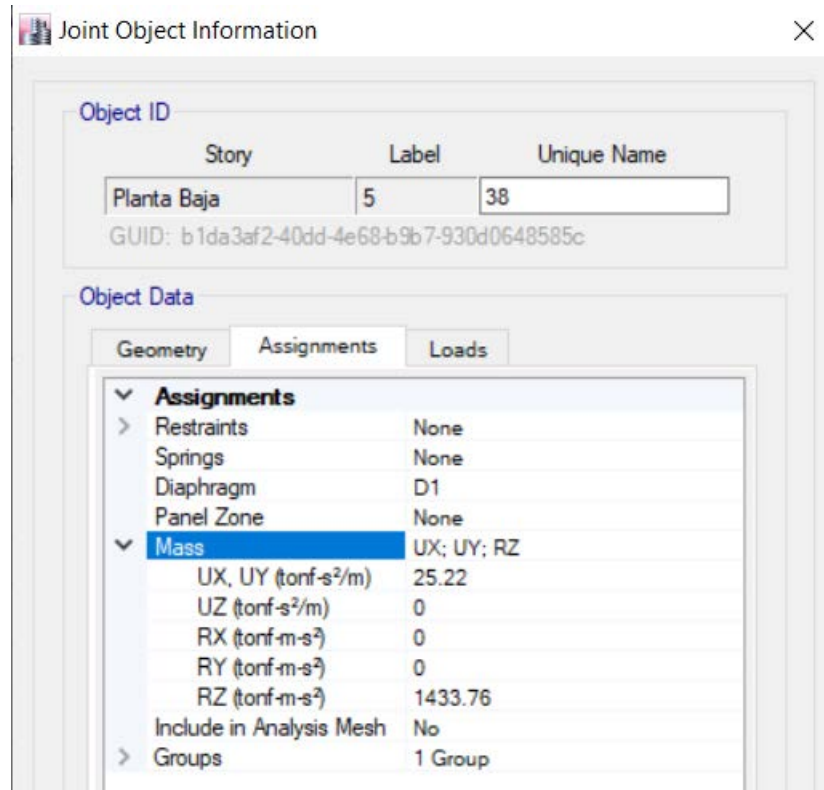


Figura 94. Resumen de asignación de masas

Luego de asignar las masas, se debe colocar un diafragma por cada piso:

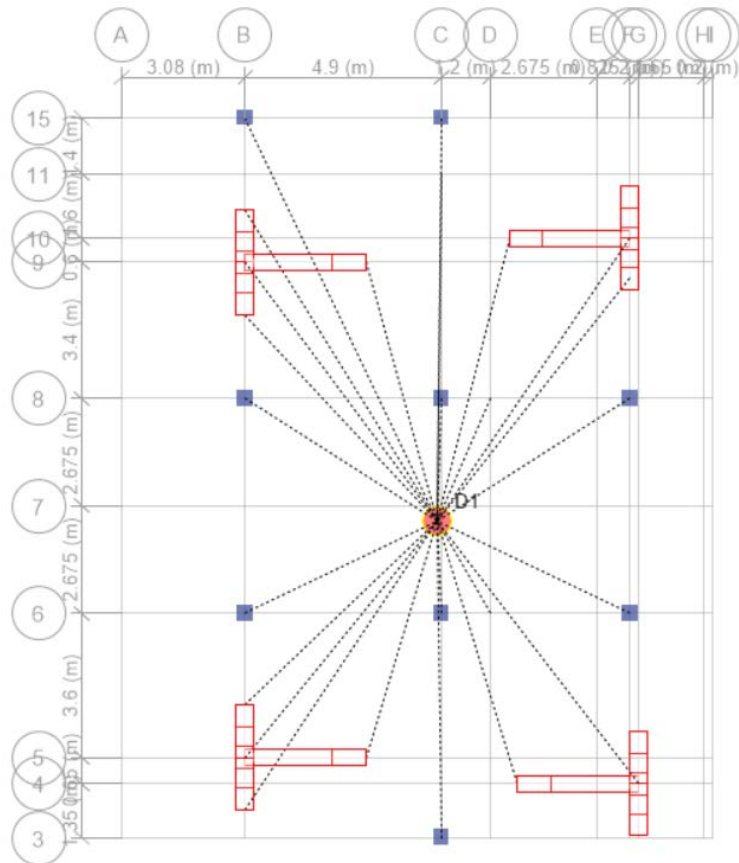


Figura 95. Asignación de diafragmas

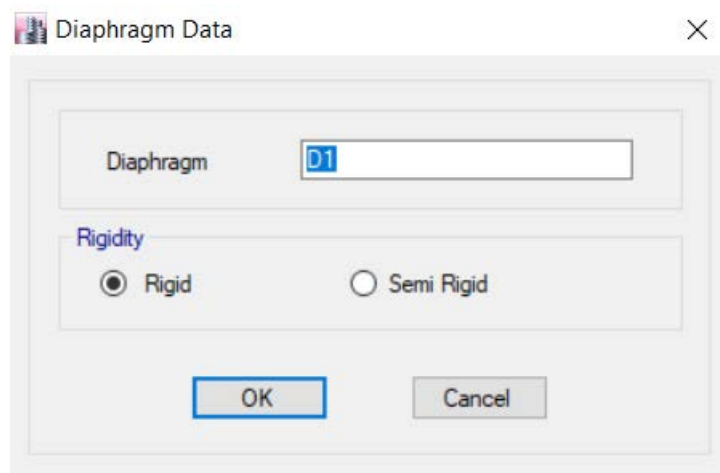


Figura 96. Tipos de diafragmas

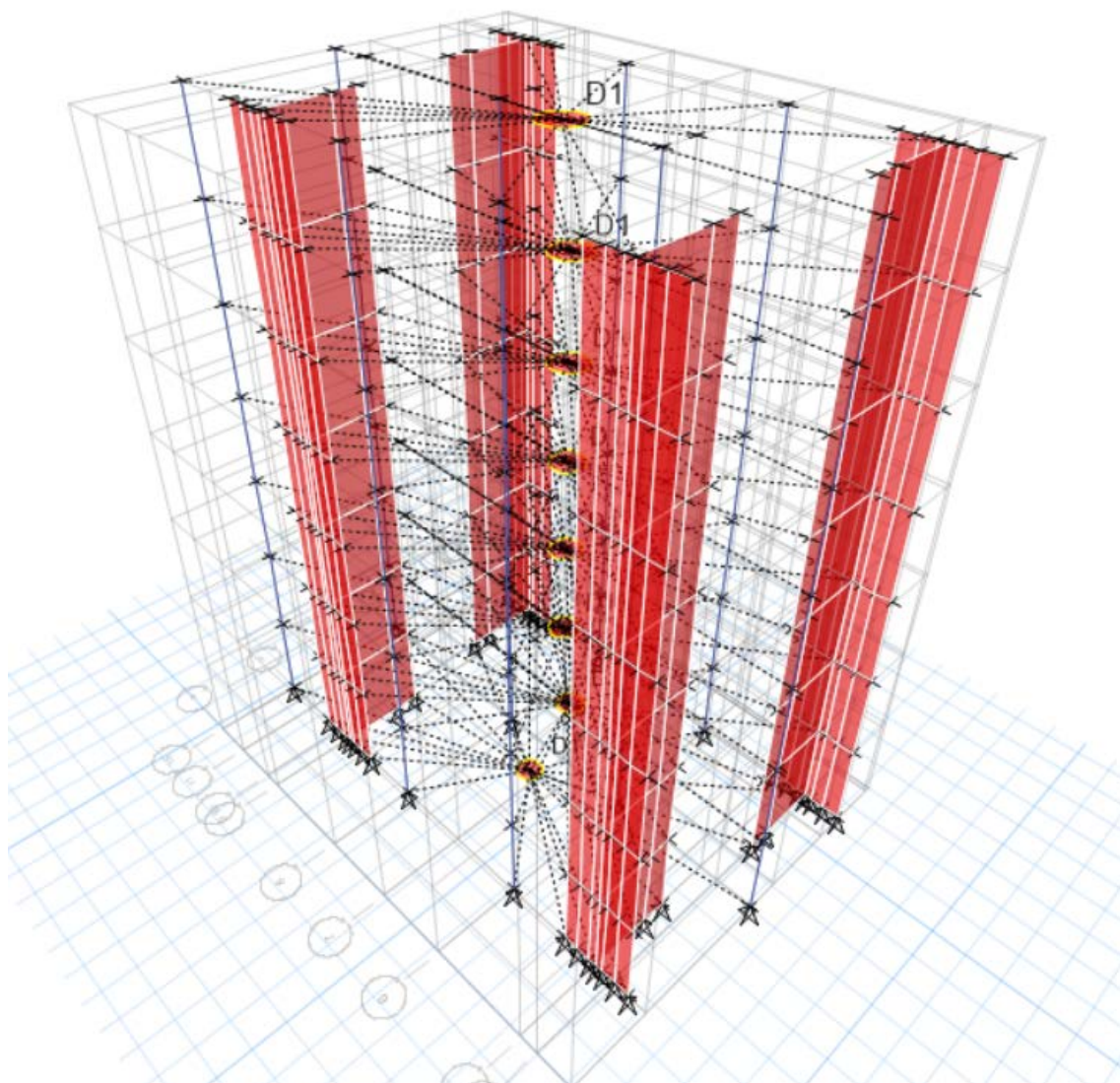


Figura 97. Vista en 3D de la estructura

Además, para que el programa solo tome en consideración las masas añadidas, hay que definirlo en la fuente de masa:

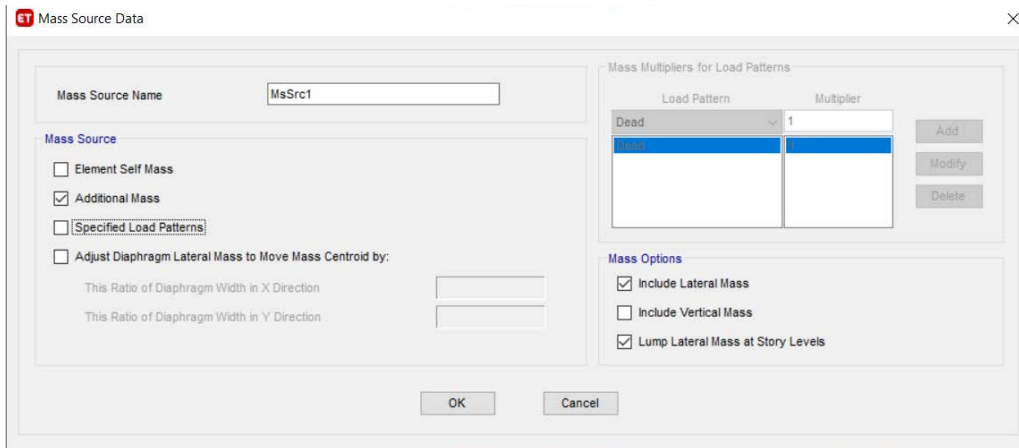


Figura 98. Fuente de masas

Otro efecto de la eliminación de las losas es que se pierde la transferencia de fuerzas a los muros, por lo que se añadirán fuerzas puntuales que representen las fuerzas reales a las cuales estarían sometidas si existiera la losa.

Para esto, se consideró el concepto de área tributaria tal como se muestra a continuación:

Tabla 45. Área tributaria

CM	0.15	t/m ²
Pplosa	0.40	t/m ²
CM _{TOTAL}	0.55	t/m ²
A _{tributaria}	360	m ²
m _{lineales muro}	76.40	m
CV _{TOTAL}	0.20	t/m ²

Cálculo de cargas.

Carga puntual muerta.

$$CM_{PUNTUAL} = CM_{TOTAL} \cdot A_{tributaria}$$

$$CM_{PUNTUAL} = 0.55 \cdot 360$$

$$CM_{PUNTUAL} = 198 \text{ ton}$$

Carga puntual viva.

$$CV_{PUNTUAL} = CV_{TOTAL} \cdot A_{tributaria}$$

$$CV_{PUNTUAL} = 0.20 \cdot 360$$

$$CV_{PUNTUAL} = 72 \text{ ton}$$

Carga distribuida muerta.

$$CM_{DISTRIBUIDA} = CM_{PUNTUAL} / m_{lineales\ de\ muro}$$

$$CM_{DISTRIBUIDA} = 198 / 76.40$$

$$CM_{DISTRIBUIDA} = 2.59\ ton/m$$

Carga distribuida viva.

$$CV_{DISTRIBUIDA} = CV_{PUNTUAL} / m_{lineales\ de\ muro}$$

$$CV_{DISTRIBUIDA} = 72 / 76.40$$

$$CV_{DISTRIBUIDA} = 0.94\ ton/m$$

Para determinar las fuerzas resultantes sobre el muro, se considera la longitud y número de fuerzas actuantes sobre el muro:

Fuerza resultante muerta.

$$FRx_{CM} = \frac{CM_{DISTRIBUIDA} \cdot L_{muro\ x}}{\#fuerzas\ actuantes}$$

$$FRx_{CM} = \frac{2.59 \cdot 5.55}{2}$$

$$FRx_{CM} = 7.19\ ton$$

$$FRy_{CM} = \frac{CM_{DISTRIBUIDA} \cdot L_{muro\ y}}{\#fuerzas\ actuantes}$$

$$FRy_{CM} = \frac{2.59 \cdot 2}{2}$$

$$FRy_{CM} = 2.59\ ton$$

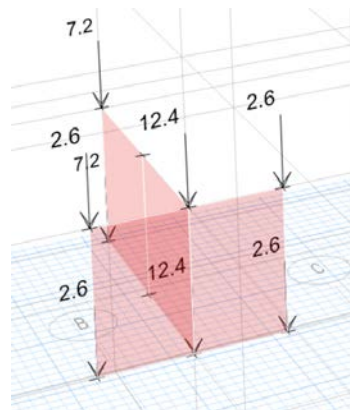


Figura 99. Asignación de cargas en el muro

Fuerza resultante viva.

$$FRx_{CV} = \frac{CV_{DISTRIBUIDA} \cdot L_{muro\ x}}{\#fuerzas\ actuantes}$$

$$FRx_{CV} = \frac{0.79 \cdot 5.55}{2}$$

$$FRx_{CV} = 2.62\ ton$$

$$FRy_{CM} = \frac{CV_{DISTRIBUIDA} \cdot L_{muro\ y}}{\#fuerzas\ actuantes}$$

$$FRy_{CM} = \frac{0.79 \cdot 2}{2}$$

$$FRy_{CM} = 0.94\ ton$$

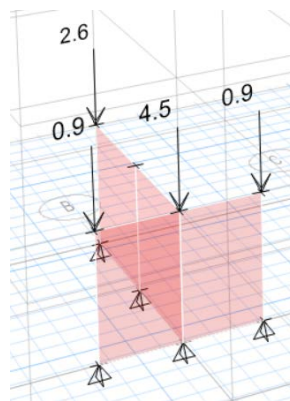


Figura 100. Asignación de cargas en el muro

Validación de periodos.

Finalmente, para validar que la simplificación del modelo realizado sea adecuada, se comparará los periodos de ambos modelos:

Modelo inicial.

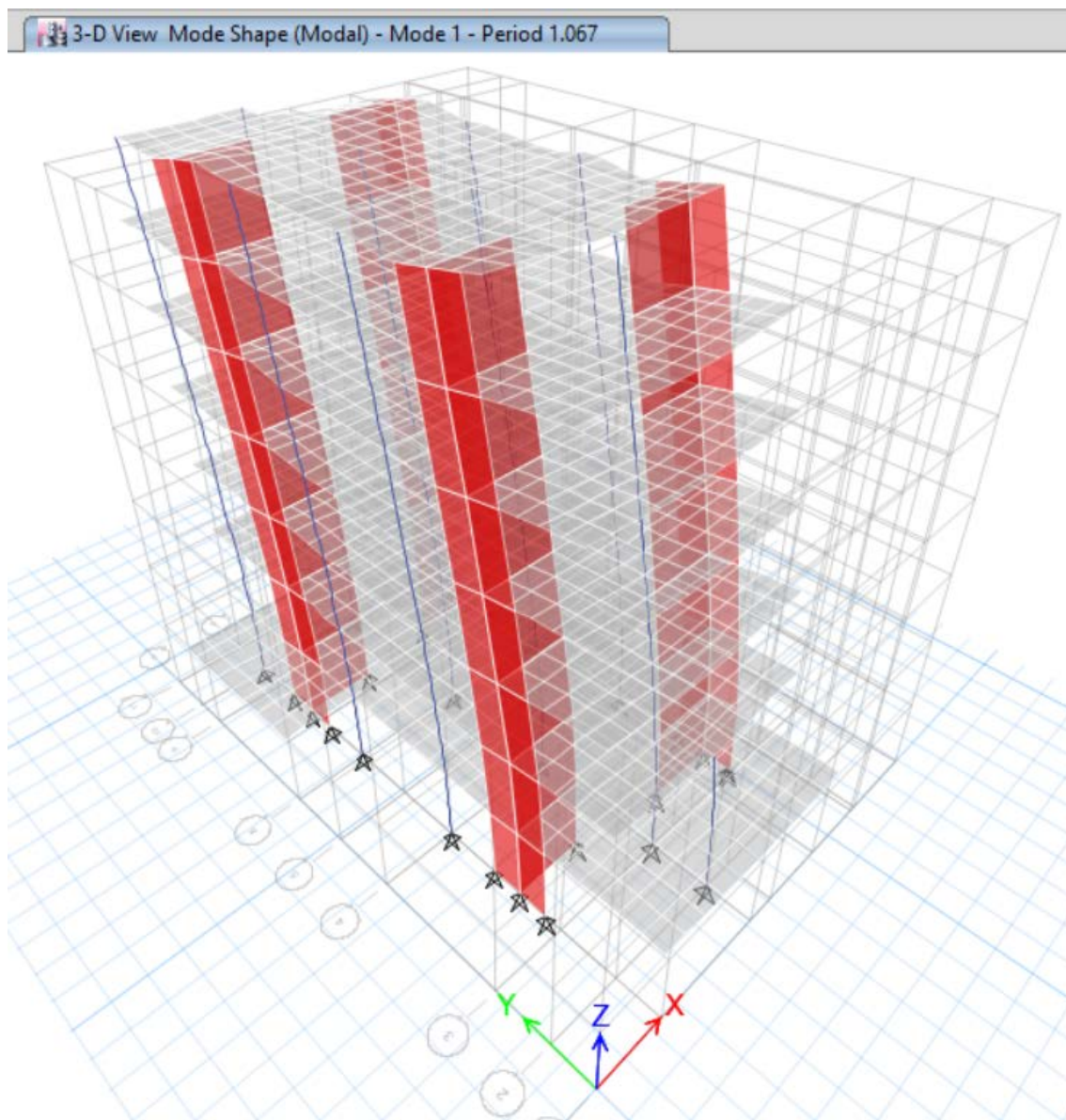


Figura 101. Periodo del modelo inicial

Tabla 46. Periodos modales y frecuencias

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	1.07	0.94	5.89	34.65
Modal	2	0.62	1.62	10.18	103.68
Modal	3	0.58	1.72	10.78	116.20
Modal	4	0.17	6.03	37.89	1436.00
Modal	5	0.10	9.85	61.91	3833.13
Modal	6	0.10	10.20	64.06	4104.23
Modal	7	0.06	15.98	100.42	10083.64

Modal	8	0.04	23.89	150.10	22528.83
Modal	9	0.04	24.55	154.24	23789.06
Modal	10	0.03	29.77	187.07	34993.73
Modal	11	0.03	40.10	251.98	63494.70
Modal	12	0.02	41.60	261.37	68315.33

Modelo simplificado.

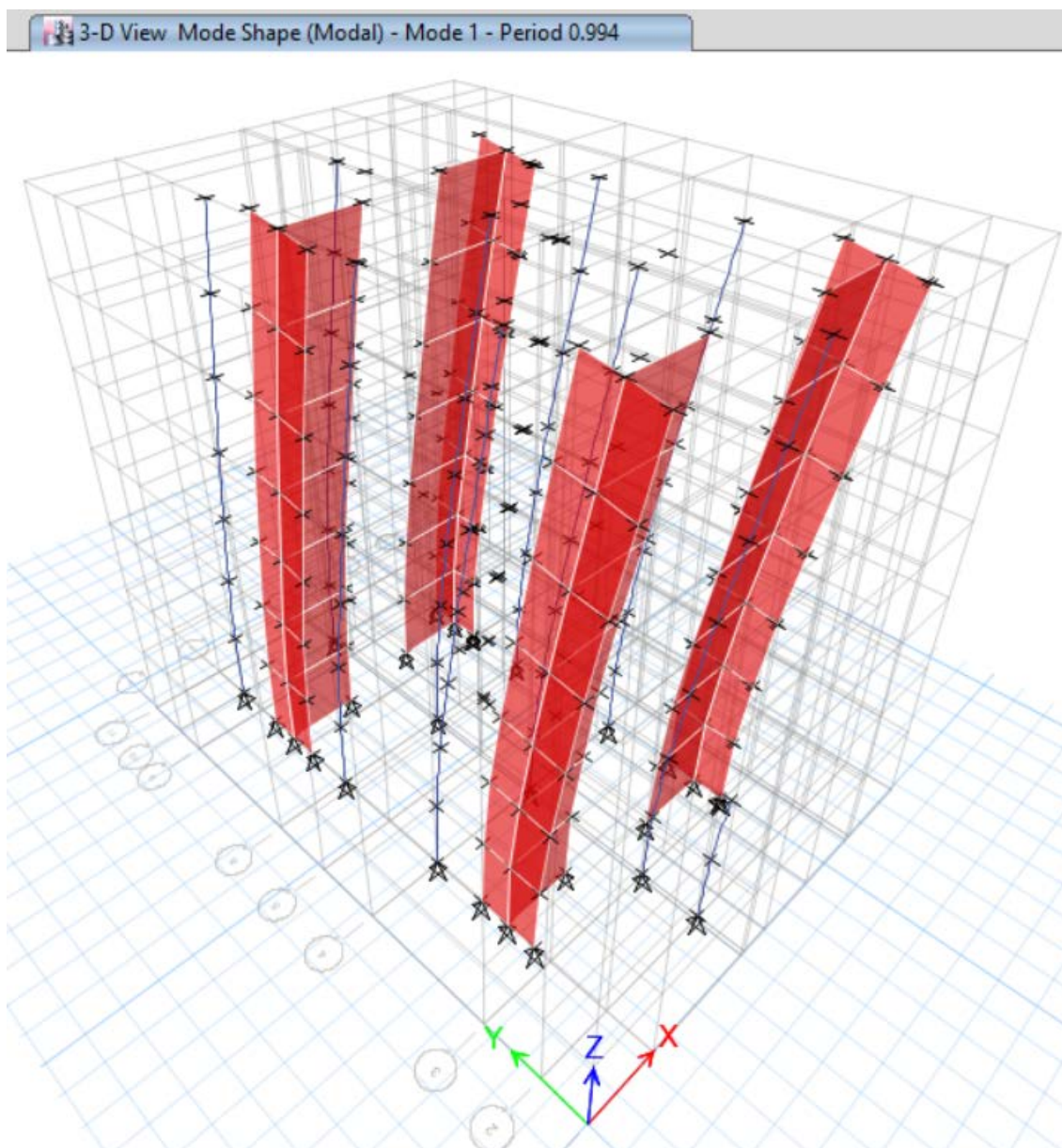


Tabla 47. Periodo del modelo simplificado

Tabla 48. Periodos modales y frecuencias

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
--------------------------------------	--	--	--	--	--

Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.99	1.01	6.32	39.95
Modal	2	0.60	1.68	10.56	111.47
Modal	3	0.55	1.82	11.41	130.17
Modal	4	0.14	6.97	43.80	1918.24
Modal	5	0.09	10.61	66.66	4443.59
Modal	6	0.09	11.47	72.04	5189.54
Modal	7	0.05	18.79	118.06	13937.69
Modal	8	0.04	26.44	166.14	27604.05
Modal	9	0.04	28.14	176.83	31268.06
Modal	10	0.03	35.44	222.66	49579.18
Modal	11	0.02	45.98	288.92	83473.06
Modal	12	0.02	47.82	300.45	90271.54

La diferencia porcentual entre la diferencia de los periodos de los primeros modos, entre el modelo inicial y el modelo simplificado es menos del 5%, por lo tanto, se valida el modelo.

Definición del comportamiento no lineal de los muros.

Como se mencionó anteriormente, para el comportamiento no lineal de los muros se procede a asignar según la longitud de los cabezales a los materiales confinados y no confinados dentro del muro T.

Nonlinear Material Data

Material Name and Type
 Material Name: C1 fc' = 280 kg/cm2
 Material Type: Concrete, Isotropic

Miscellaneous Parameters
 Hysteresis Type: Takeda
 Drucker-Prager Parameters
 Friction Angle: 0 deg
 Dilatational Angle: 0 deg

Acceptance Criteria Strains

	Tension	Compression	
IO	0.01	0.003	m/m
LS	0.02	0.006	m/m
CP	0.05	0.015	m/m

Ignore Tension Acceptance Criteria

Stress Strain Curve Definition Options
 Parametric
 User Defined
 Convert to User Defined

User Stress-Strain Curve Data
 Number of Points in Stress-Strain Curve: 14

Point Number	Strain	Stress (tonf/m2)	Point ID
1	-0.0609	-768.2	
2	-0.0609	-768.2	
3	-0.0057	-3840.8	
4	-0.0057	-3840.8	
5	-0.0046	-3803.5	
6	-0.004	-3743.8	
7	-0.0034	-3639.7	
8	-0.0028	-3469.7	
9	-0.0023	-3201.8	

Show Plot...

OK Cancel

Figura 102. Definición de propiedades no lineales

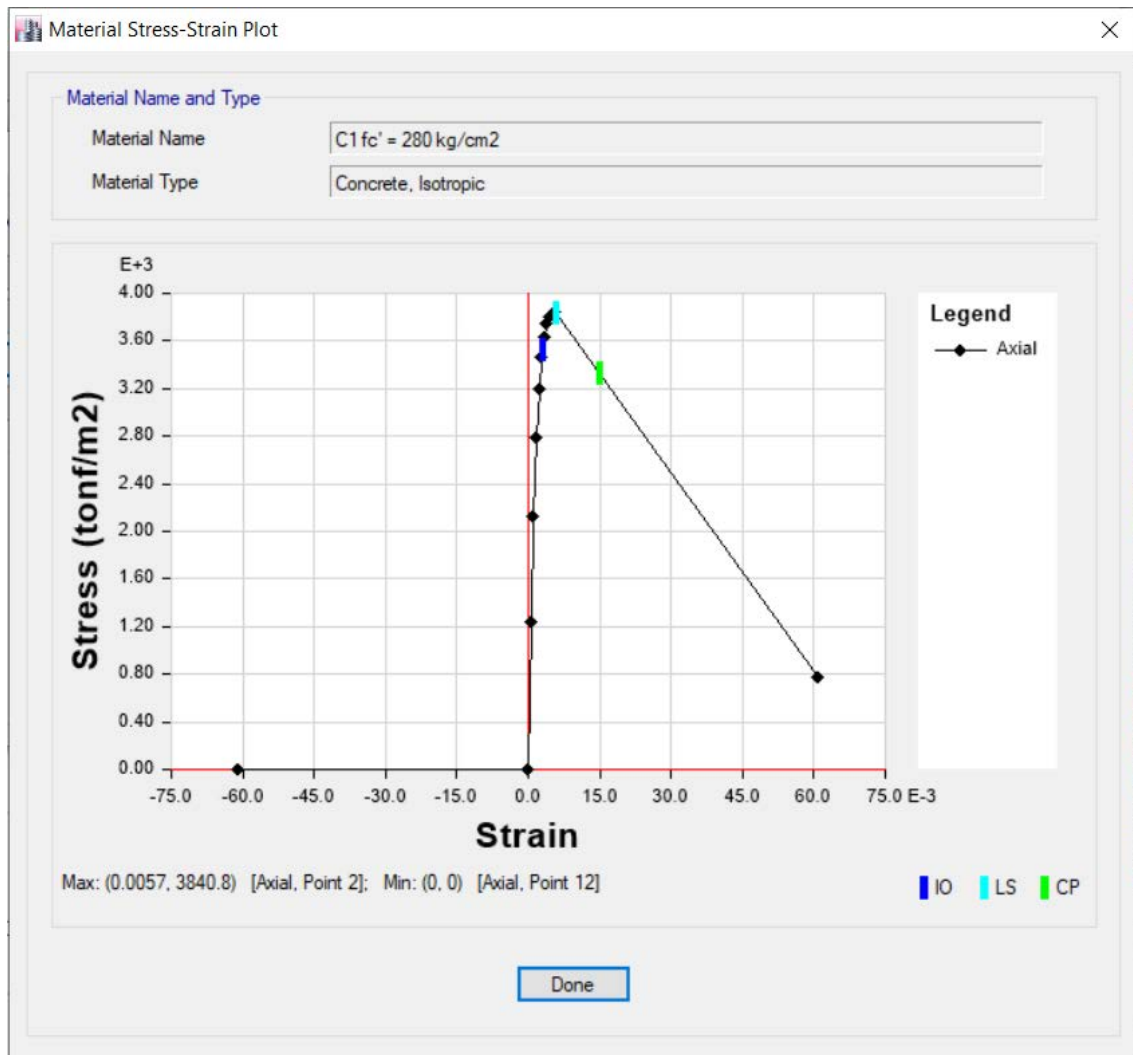


Figura 103. Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado

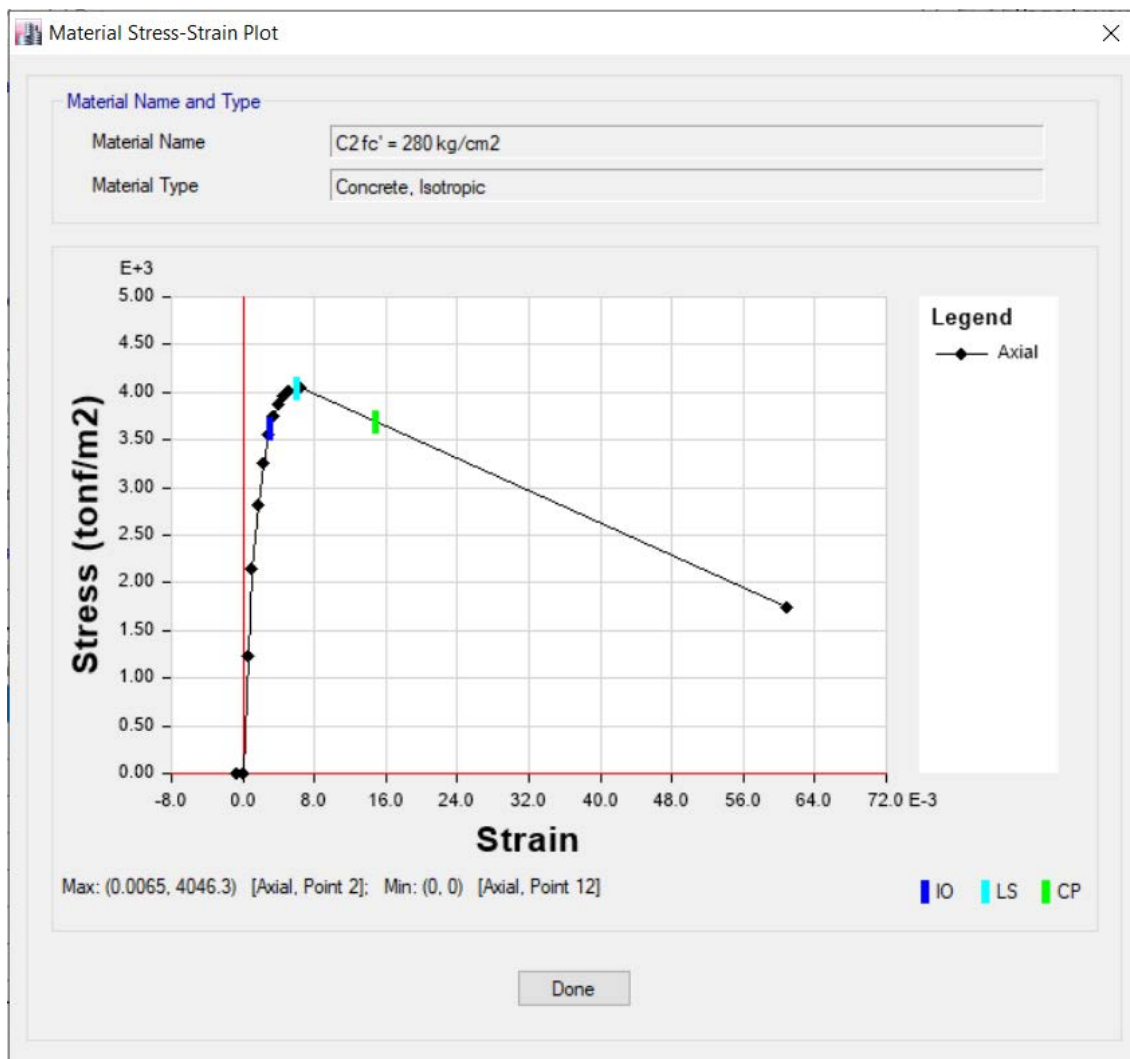


Figura 104. Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado

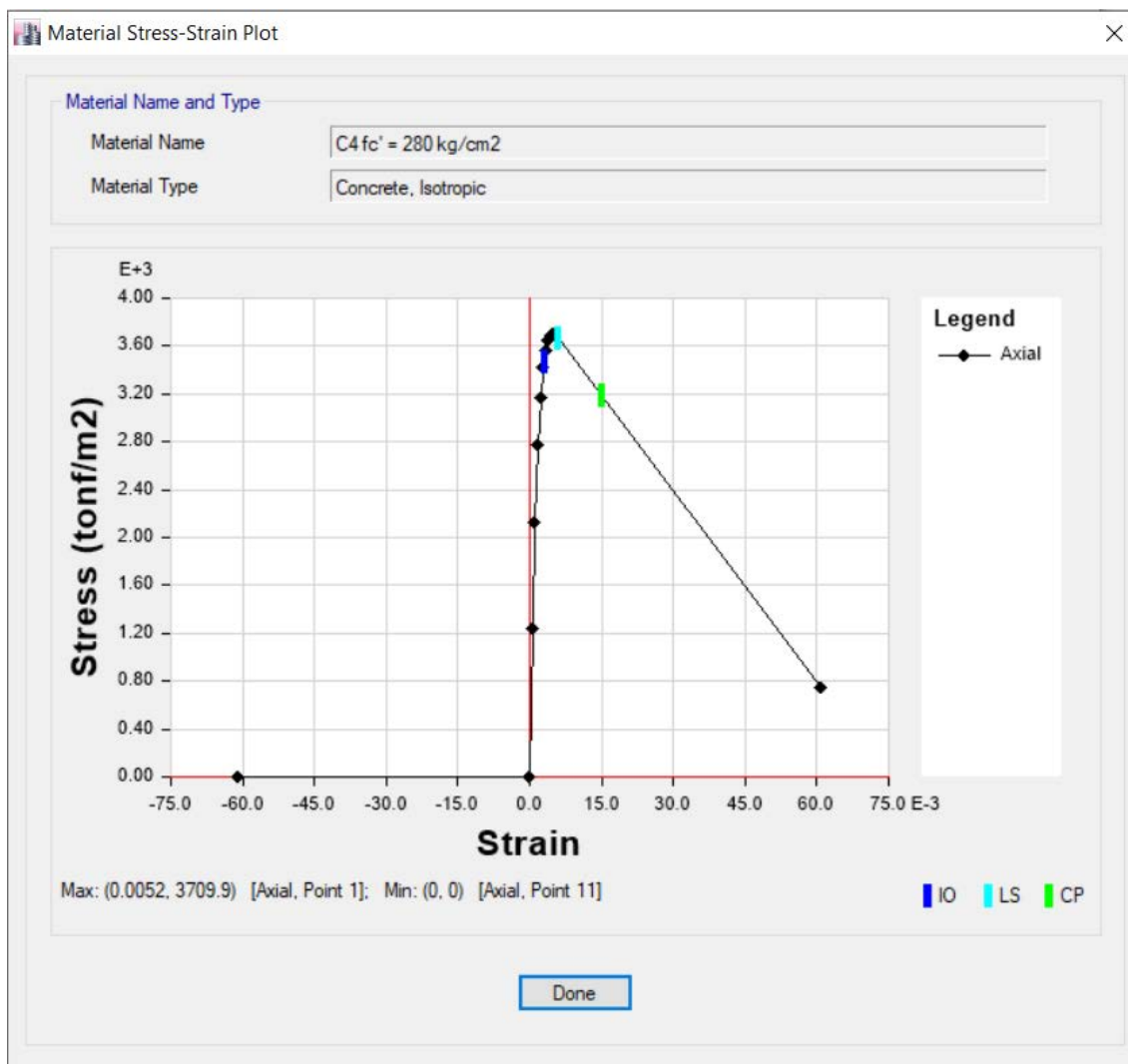


Figura 105. Curva esfuerzo-deformación del hormigón confinado

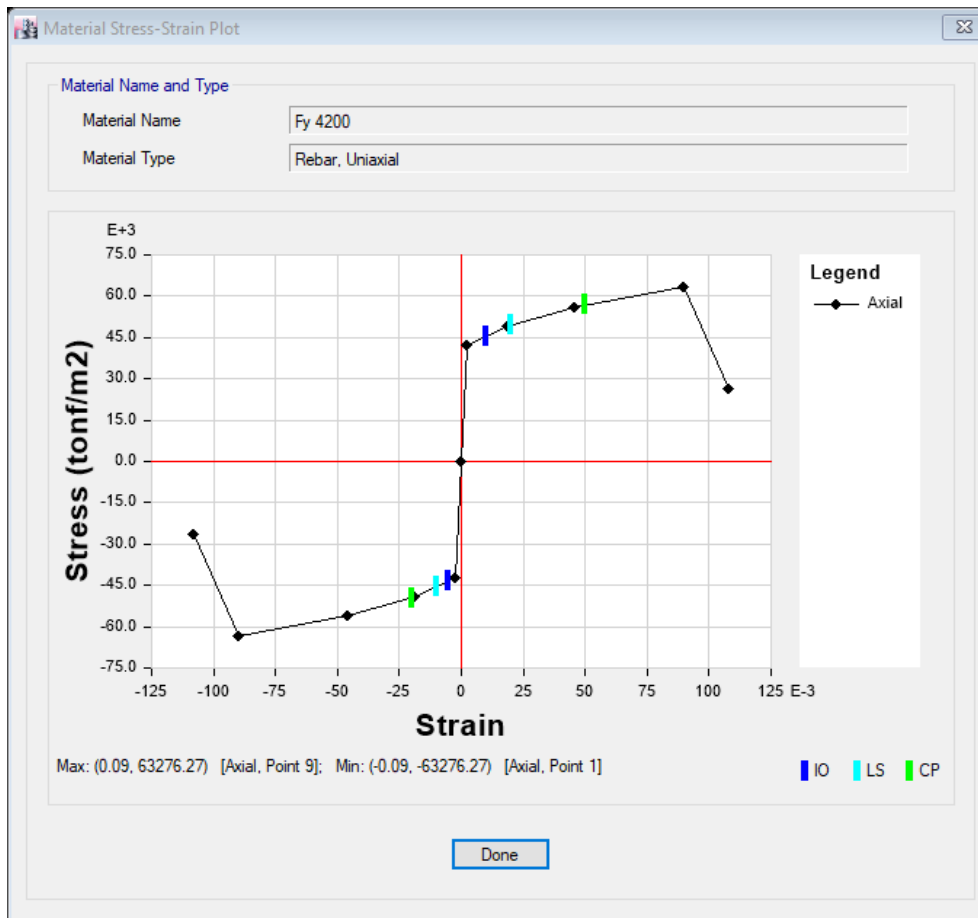


Figura 106. Curva esfuerzo-deformación del acero

Elemento de borde – caso 1: confinado.

Para la definición, se calculará un espesor equivalente de acero, que depende del área de una varilla del acero longitudinal, de la siguiente manera:

$$A_{s_{long}} = 15 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 47.124 \text{ cm}^2$$

Debido a que se considera únicamente dos capas:

$$A_{s_{long/capa}} = \frac{47.124}{2} = 23.56 \text{ cm}^2$$

Considerando la longitud del cabezal, se tiene:

$$e_{equivalente} = \frac{23.56}{55} = 0.00428 \text{ m}$$

Además, para calcular el espesor equivalente a fisurar en un 25% para determinar su comportamiento fuera del plano: $0.633 \cdot 0.4 = 0.252 \text{ m}$

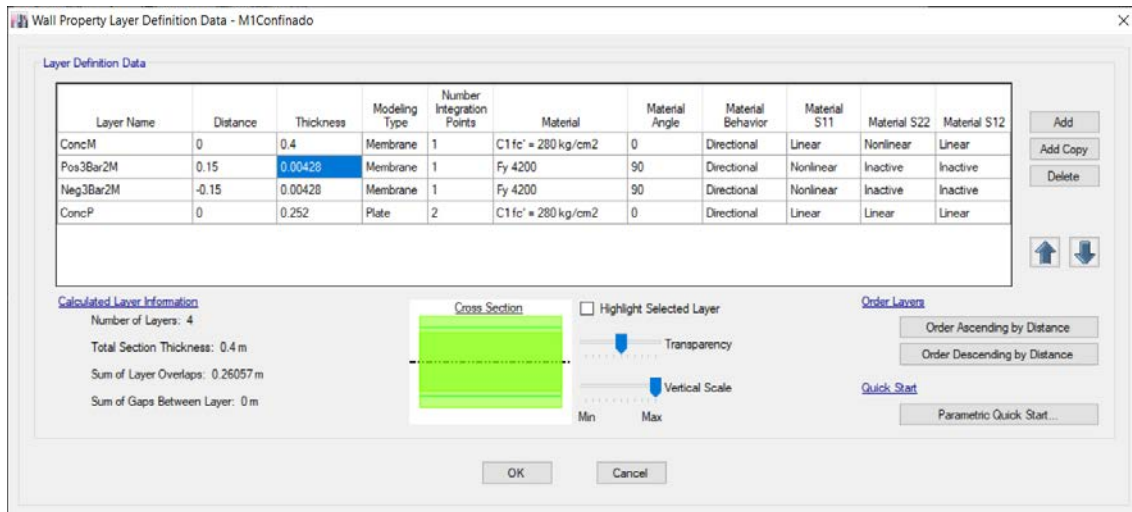


Figura 107. Asignación de las propiedades no lineales del refuerzo longitudinal

Elemento de borde – caso 2: confinado.

Para la definición, se calculará un espesor equivalente de acero, que depende del área de una varilla del acero longitudinal, de la siguiente manera:

$$A_{s_{long}} = 16 \cdot \frac{\pi \cdot 20^2}{4} = 50.27 \text{ cm}^2$$

Debido a que se considera únicamente dos capas:

$$A_{s_{long/capa}} = \frac{50.27}{2} = 25.13 \text{ cm}^2$$

Considerando la longitud del cabezal, se tiene:

$$e_{equivalente} = \frac{25.13}{45} = 0.00559 \text{ m}$$

Además, para calcular el espesor equivalente a fisurar en un 25% para determinar su comportamiento fuera del plano: $0.633 \cdot 0.45 = 0.28485 \text{ m}$

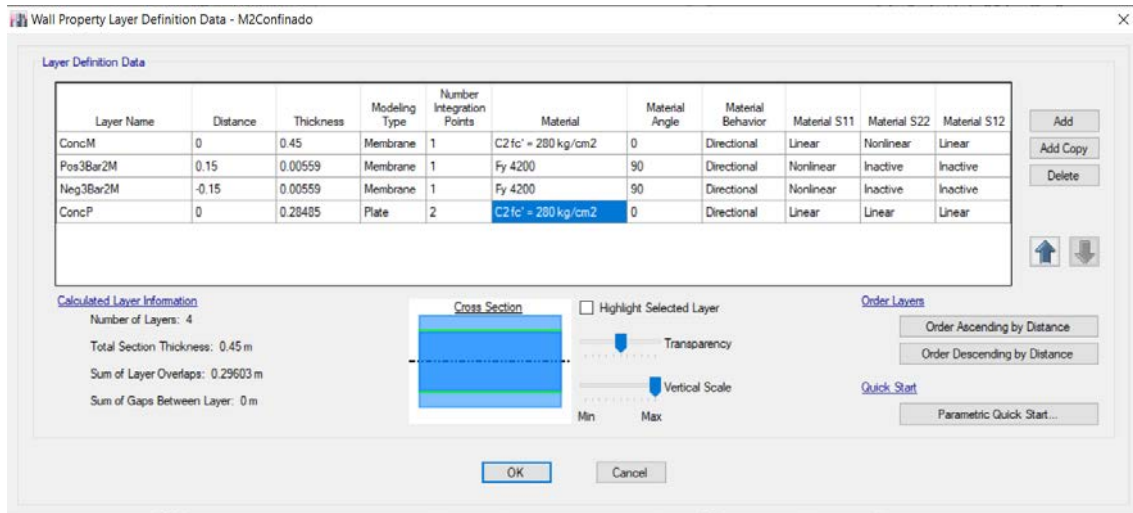


Figura 108. Asignación de las propiedades no lineales del refuerzo longitudinal

Elemento de borde – caso 3: confinado.

Para la definición, se calculará un espesor equivalente de acero, que depende del área de una varilla del acero longitudinal, de la siguiente manera:

$$A_{S_{long}} = 12 \cdot \frac{\pi \cdot 18^2}{4} = 30.54 \text{ cm}^2$$

Debido a que se considera únicamente dos capas:

$$A_{S_{long/capa}} = \frac{30.54}{2} = 15.27 \text{ cm}^2$$

Considerando la longitud del cabezal, se tiene:

$$e_{equivalente} = \frac{15.27}{40} = 0.00382 \text{ m}$$

Además, para calcular el espesor equivalente a fisurar en un 25% para determinar su comportamiento fuera del plano: $0.633 \cdot 0.45 = 0.28485 \text{ m}$

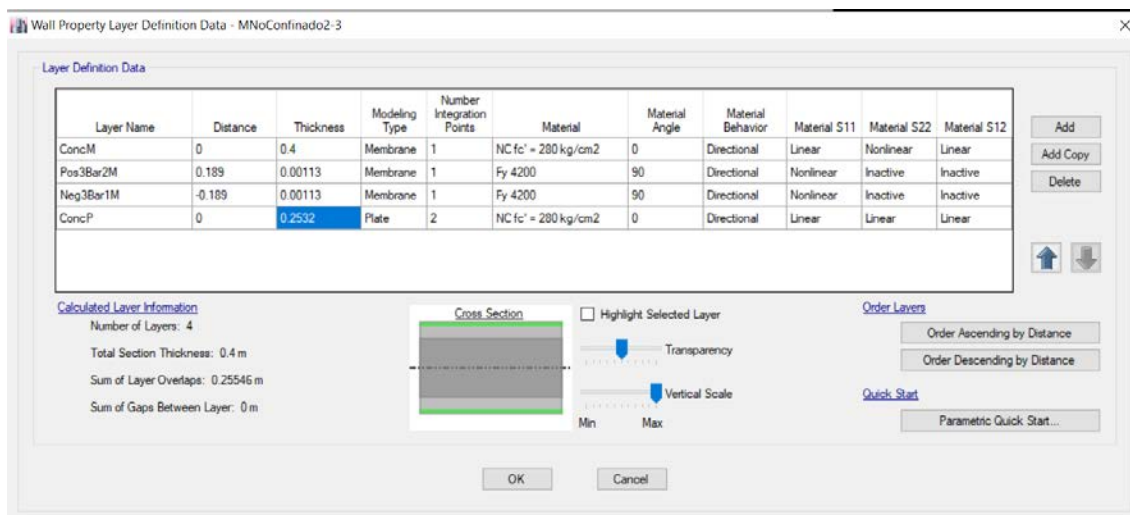


Figura 110. Asignación de las propiedades no lineales del refuerzo longitudinal

A continuación, se muestra el resumen de asignación de los muros en ETABS:

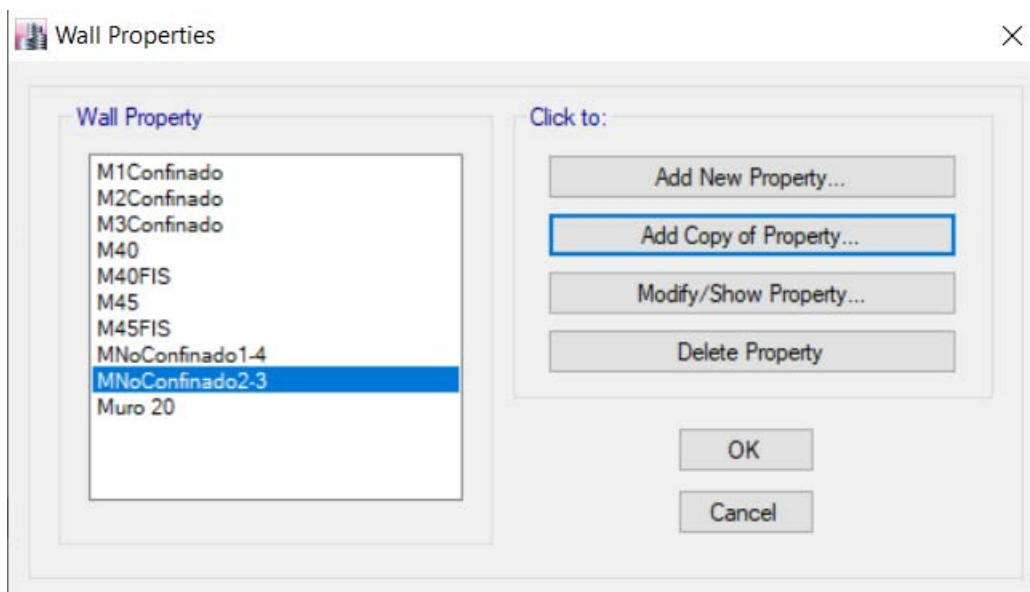


Figura 111. Asignación de las propiedades no lineales de los muros

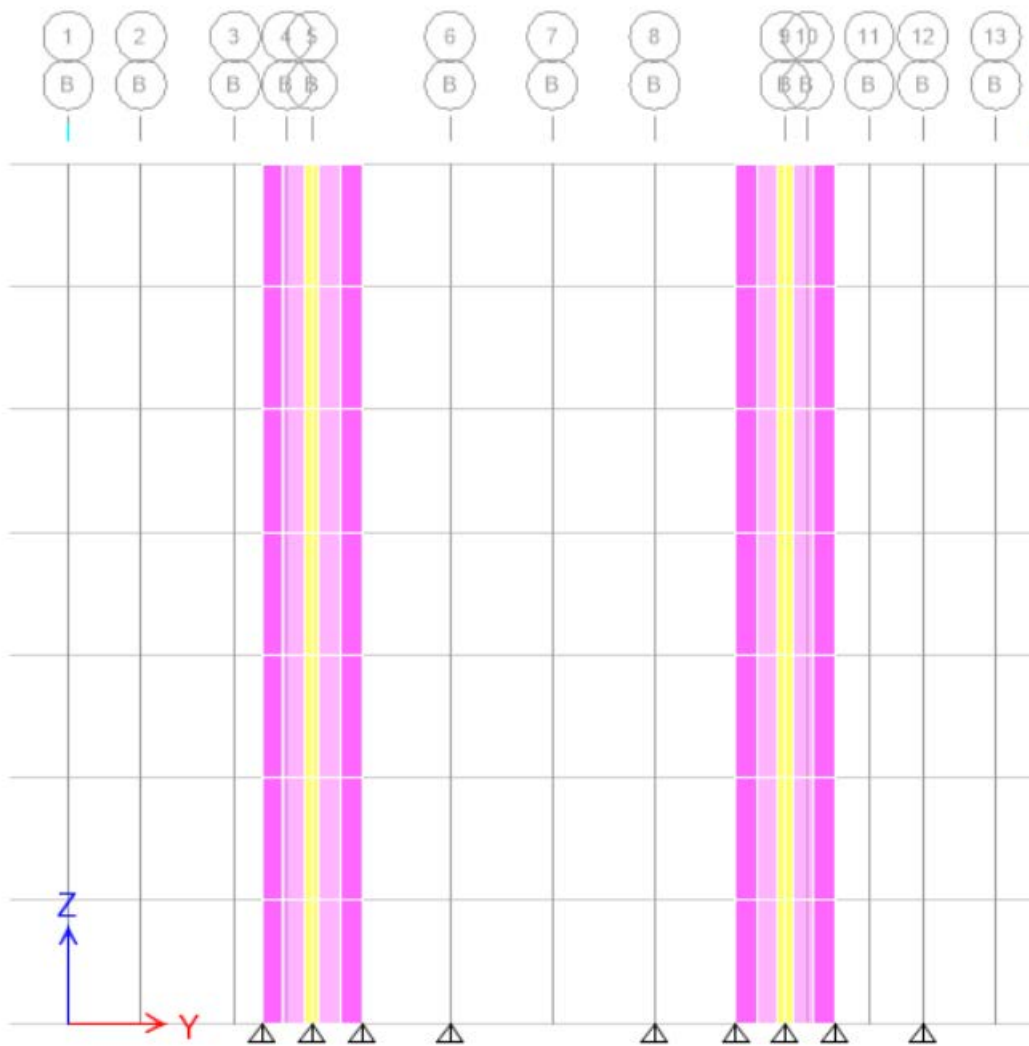


Figura 112. Asignación de las propiedades no lineales de los muros

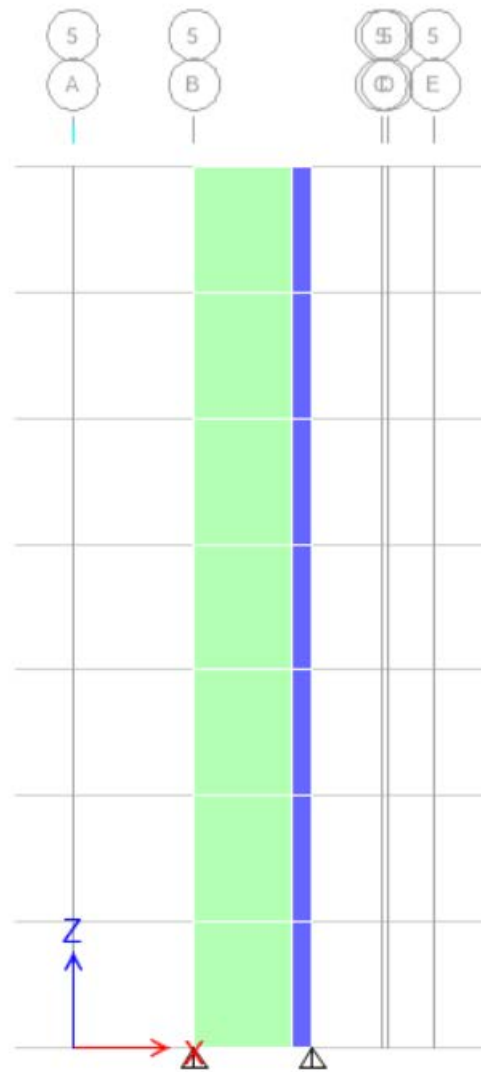


Figura 113. Asignación de las propiedades no lineales de los muros

A continuación, se muestra el resumen de asignación de los muros en ETABS:

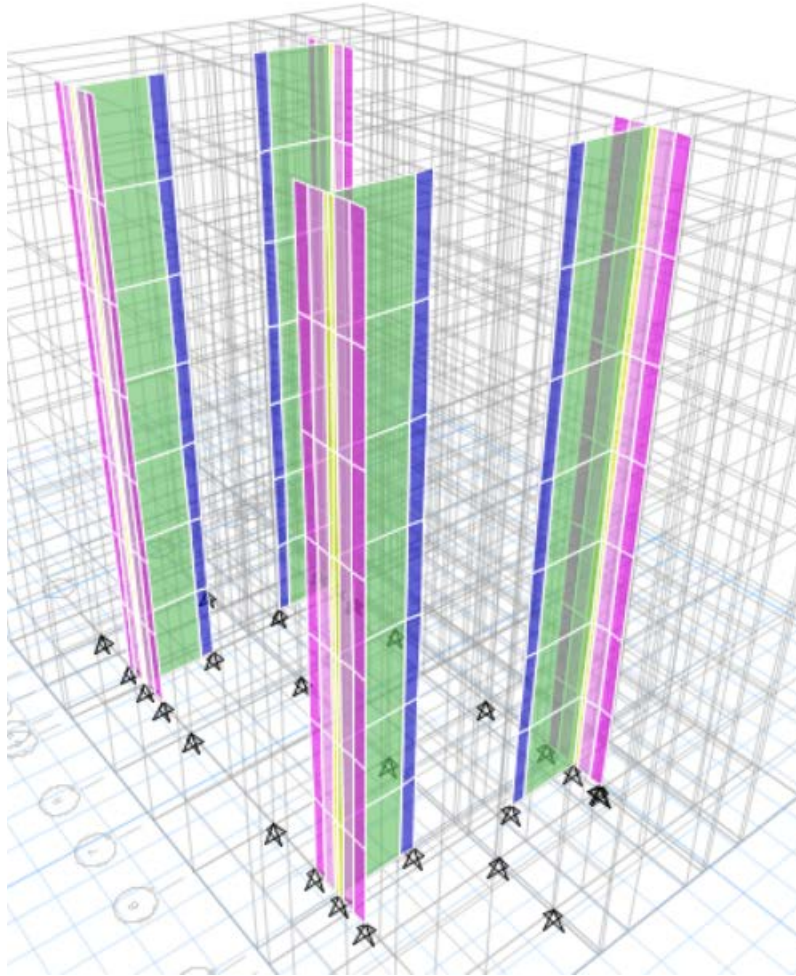


Figura 114. Vista en 3D de la asignación de las propiedades no lineales de los muros

Análisis Estático No Lineal

Para que el programa ejecute el análisis pushover correctamente, se añade un caso de carga acorde a las recomendaciones de las normativas, tomando en cuenta que se colocará una carga gravitacional actuante de inicio, seguida de la carga lateral.

Load Case Data

General

Load Case Name: Carga Estatica

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	1.25

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Figura 115. Definición de la carga estática

Es importante considerar que el punto a monitorear es el del centro de masas en el último piso, que acorde al modelo se encuentra como label 27.

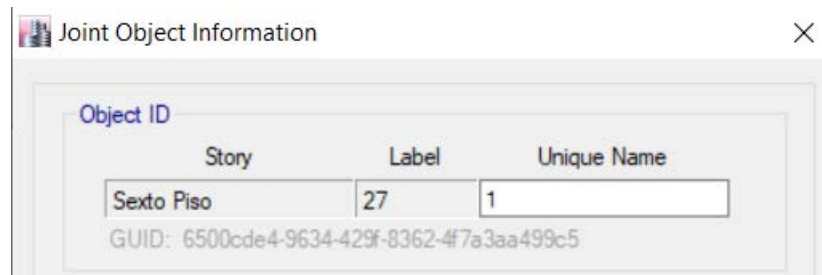


Figura 116. Nudo del centro de masa

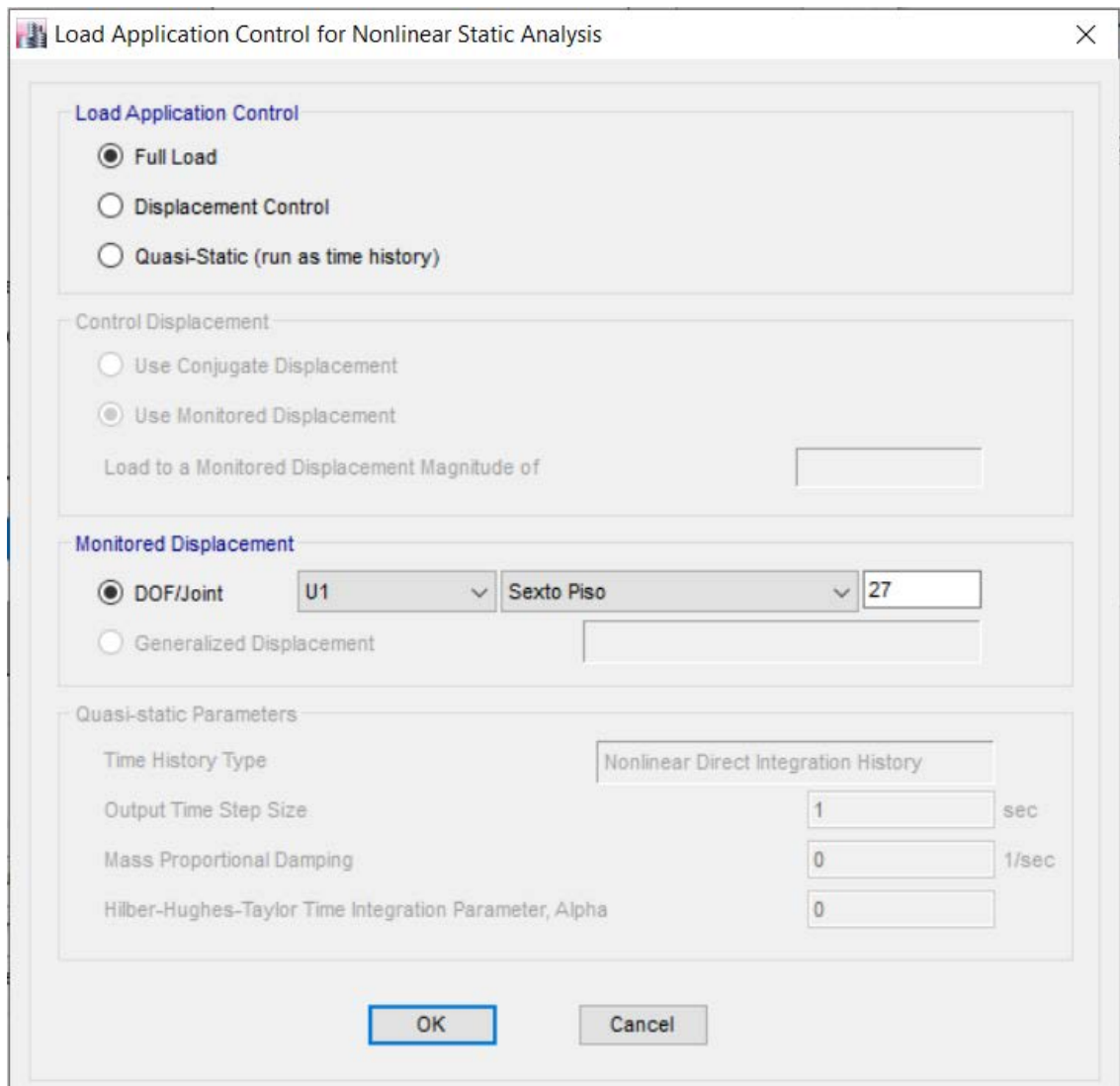


Figura 117. Control del análisis estático no lineal

Para definir los casos de carga asociados al análisis estático no lineal, se procede a definir los siguientes casos para ambas direcciones:

Dirección X (positiva y negativa)

Load Case Data

General

Load Case Name: Push +X [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Carga Estatica

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 118. Definición del caso de carga Push +X

En donde se considera un desplazamiento de monitoreo igual al 1.5% de la altura del edificio.

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size

Mass Proportional Damping

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Figura 119. Definición del desplazamiento de control

Dirección Y (positiva y negativa).

Load Case Data

General

Load Case Name: Push +Y [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: Carga Estatica

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode	1	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 120. Definición del caso de carga Push +Y

En donde se considera un desplazamiento de monitoreo igual al 1.5% de la altura del edificio.

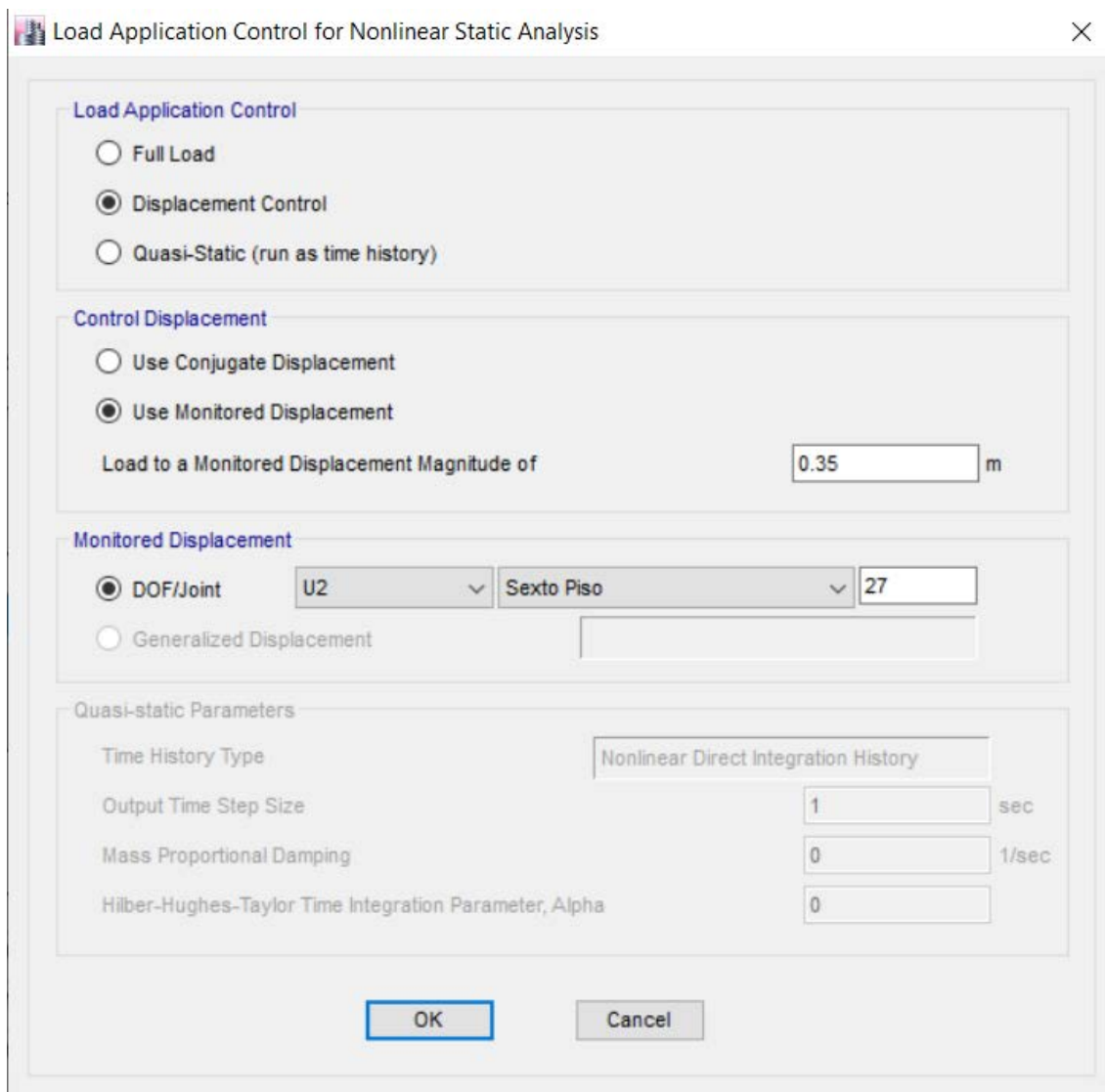


Figura 121. Definición del desplazamiento de control

A continuación, se presentan todos los casos de cargas establecidos en el modelo:

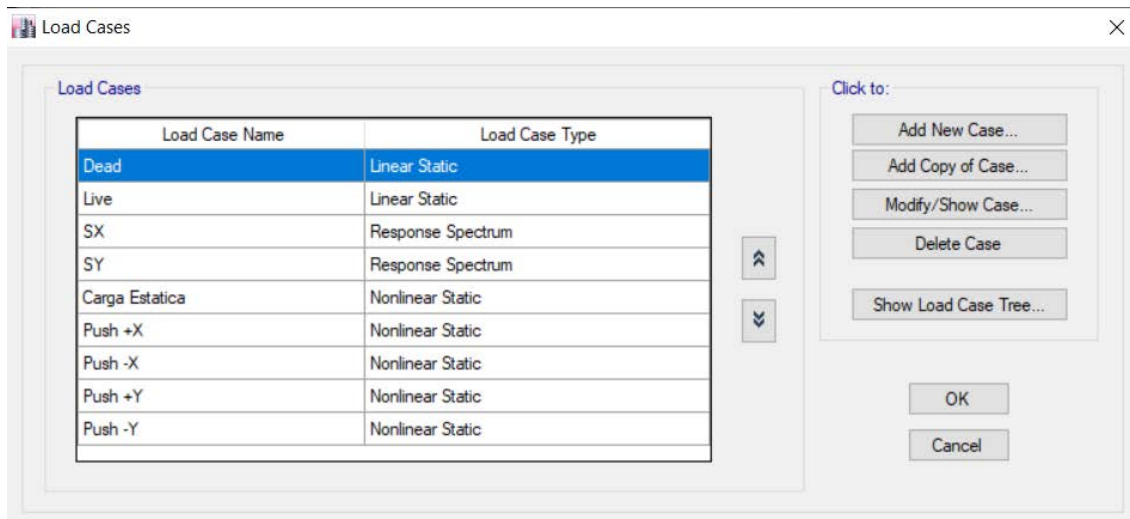


Figura 122. Resumen de los estados de carga

Validación general del modelo.

Una de las validaciones que se realizó para comprobar que el modelo se está comportando de manera adecuada, es el chequeo de la energía acumulada en el proceso. En donde se muestra que el análisis de pushover no presenta ningún porcentaje de error, tal como se muestra en las gráficas siguientes:

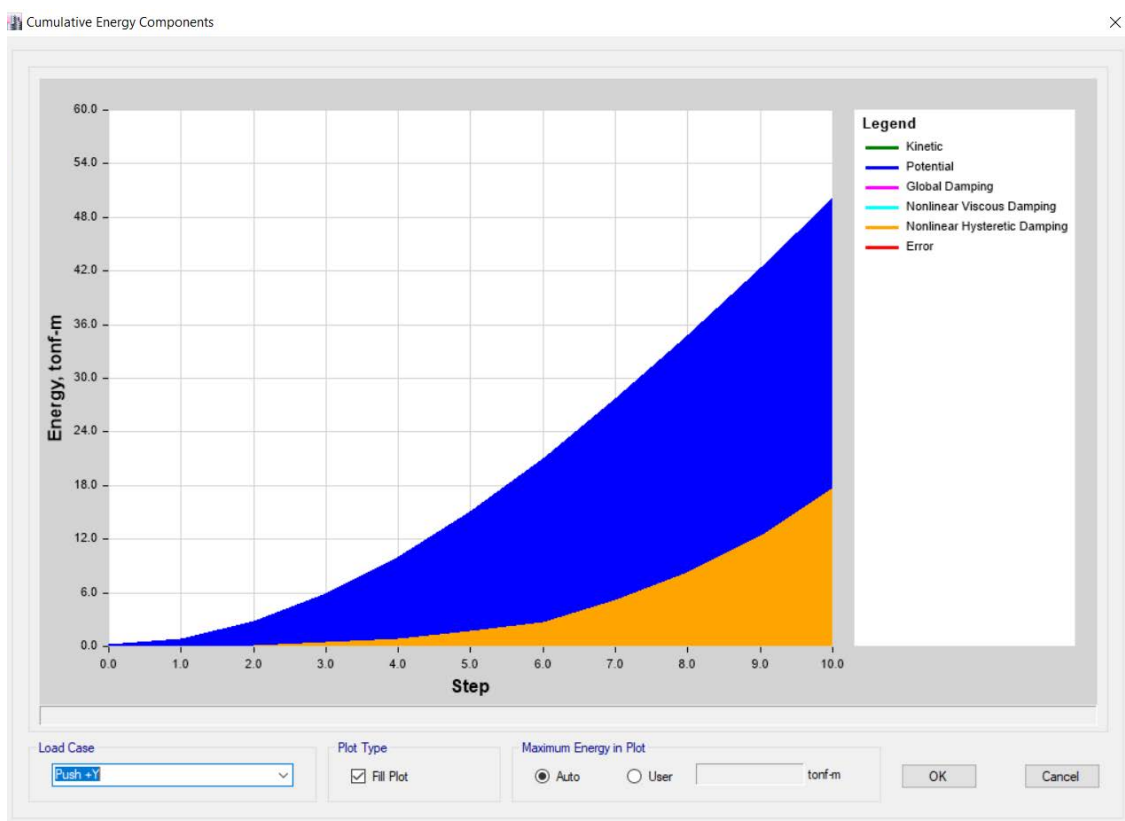


Figura 123. Componentes de la energía acumulada

Validación de los resultados comparando la flexión que toman los muros al fluir con la capacidad obtenida a partir de un análisis seccional.

Primero se verificará la capacidad del muro usando el análisis seccional. En donde se observa, que la carga axial máxima tiene un valor de 380 ton. Este valor será usado en la herramienta section designer para verificar la capacidad de la sección.

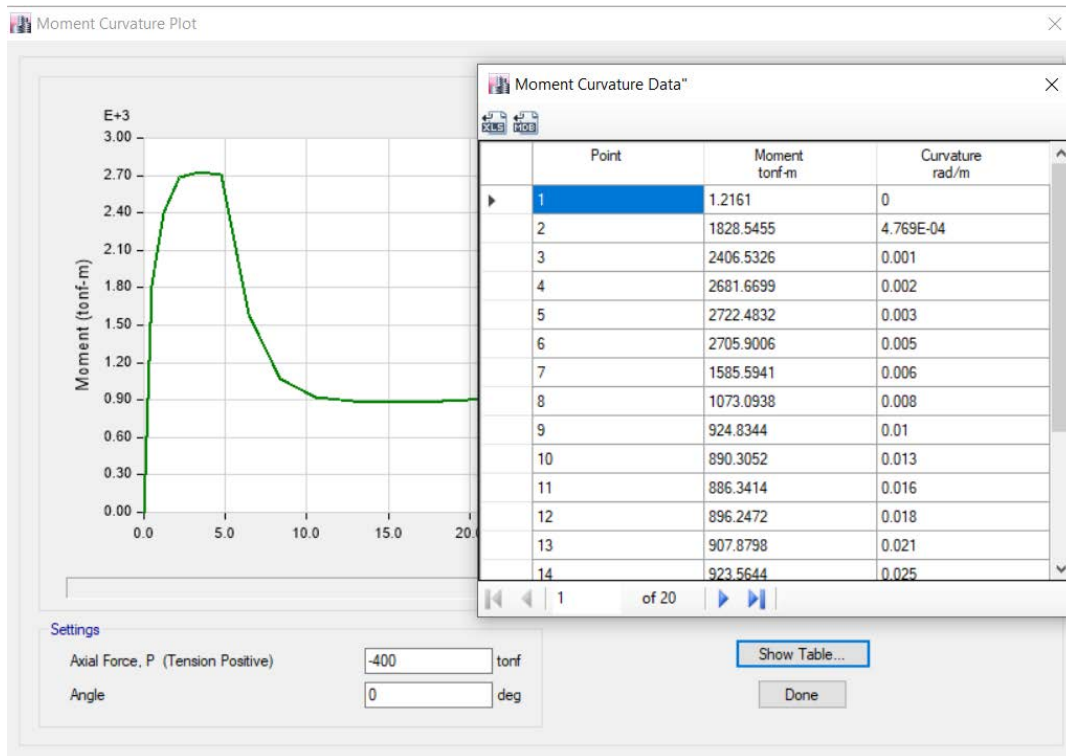


Figura 124. Momento curvatura SAP2000

Se compara con la capacidad del muro obtenido con ETABS.

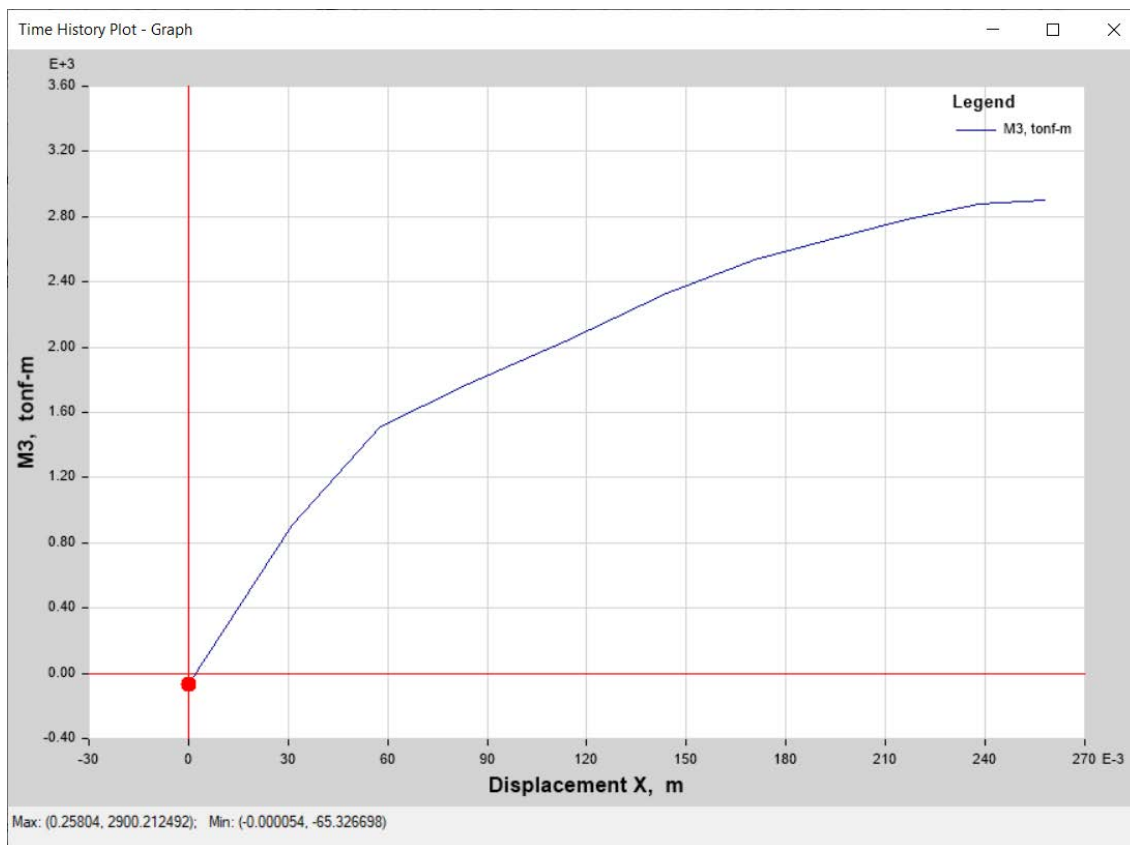


Figura 125. Capacidad del muro

En donde se observa que los valores de capacidad del muro son muy similares entre sí, con lo que, se concluye que el modelo está realizado correctamente.

Curvas de capacidad.

A continuación, se presentan las curvas de capacidad obtenidas del análisis Pushover para ambas direcciones:

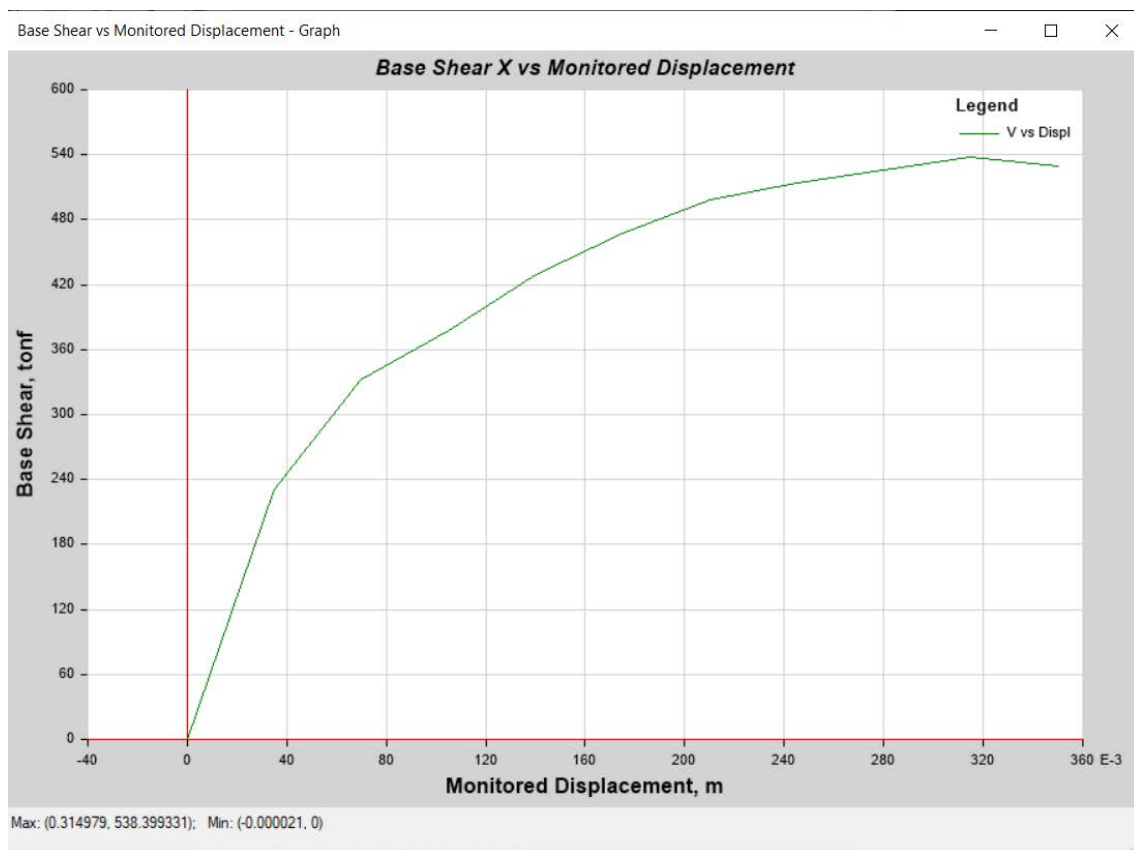


Figura 126. Curva de capacidad en X

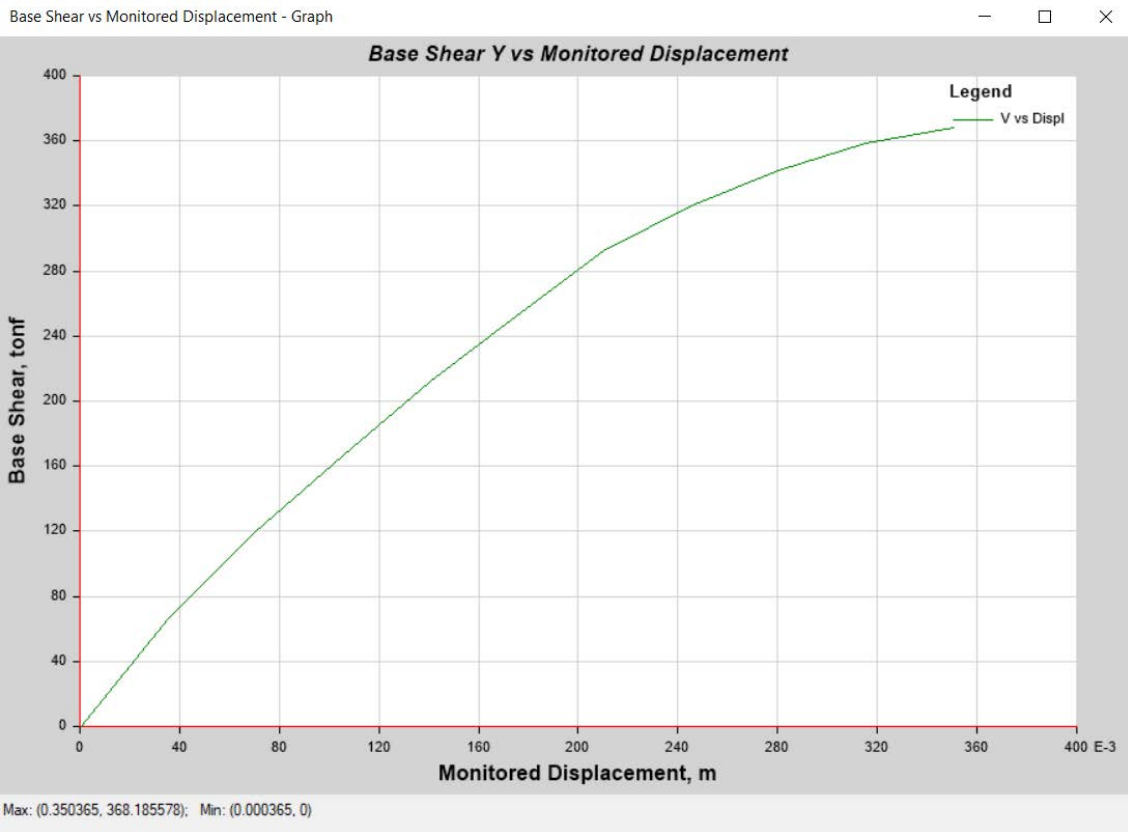


Figura 127. Curva de capacidad en Y

A continuación, se muestra el modelo bilineal de la curva de capacidad

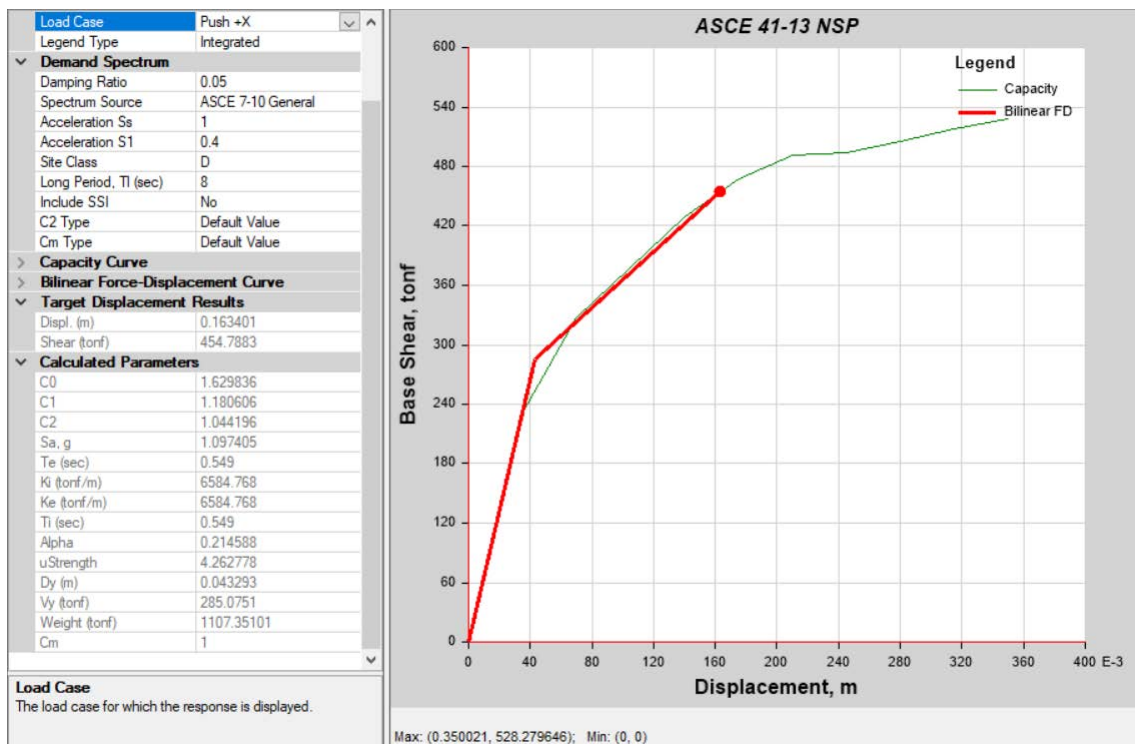


Figura 128. Modelo bilineal de la curva de capacidad +X

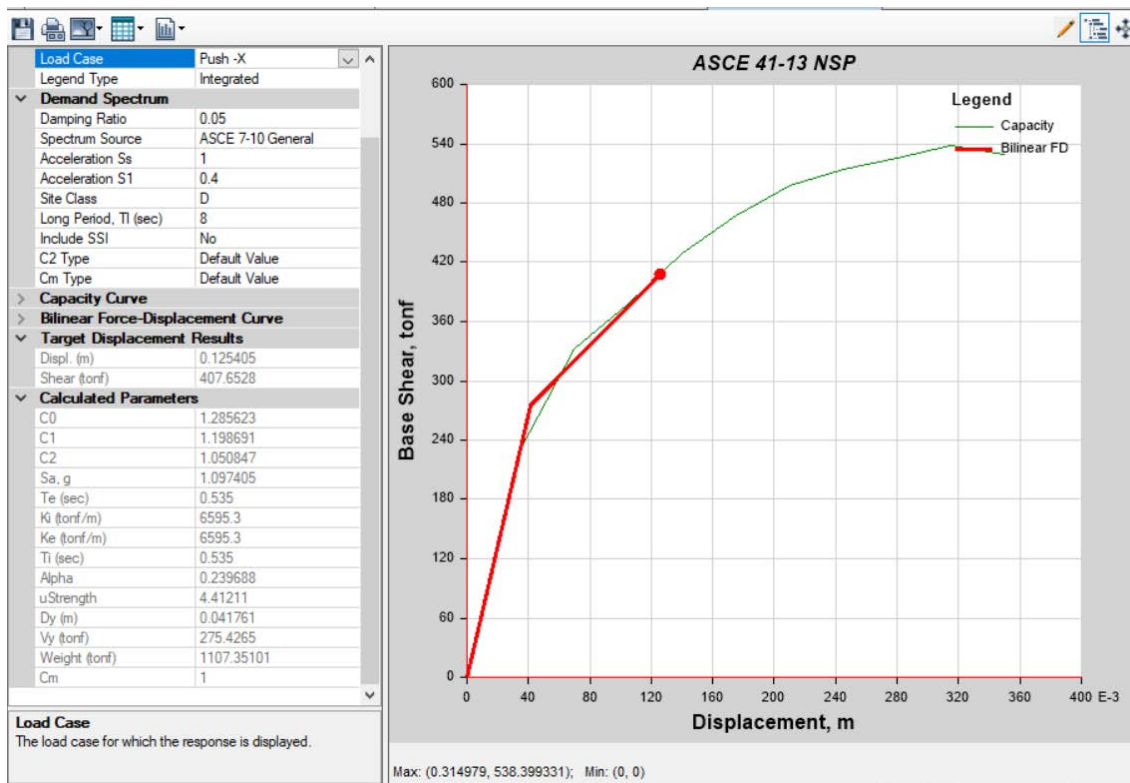


Figura 129. Modelo bilinear de la curva de capacidad -X

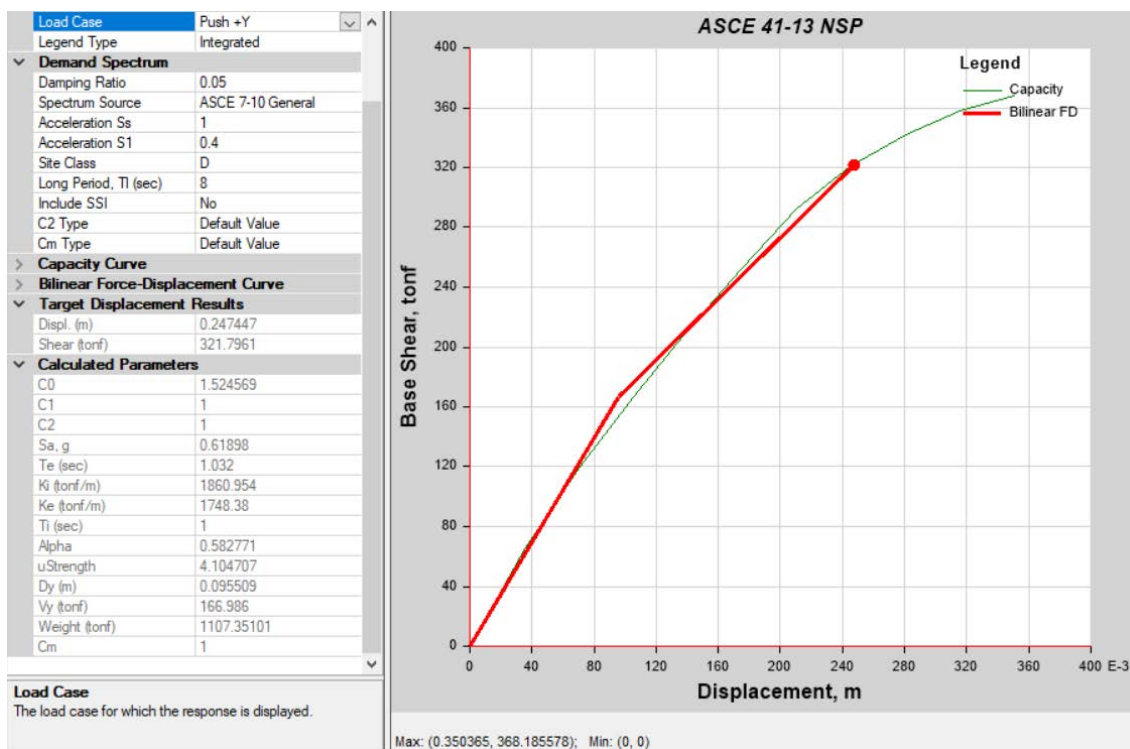


Figura 130. Modelo bilinear de la curva de capacidad +Y

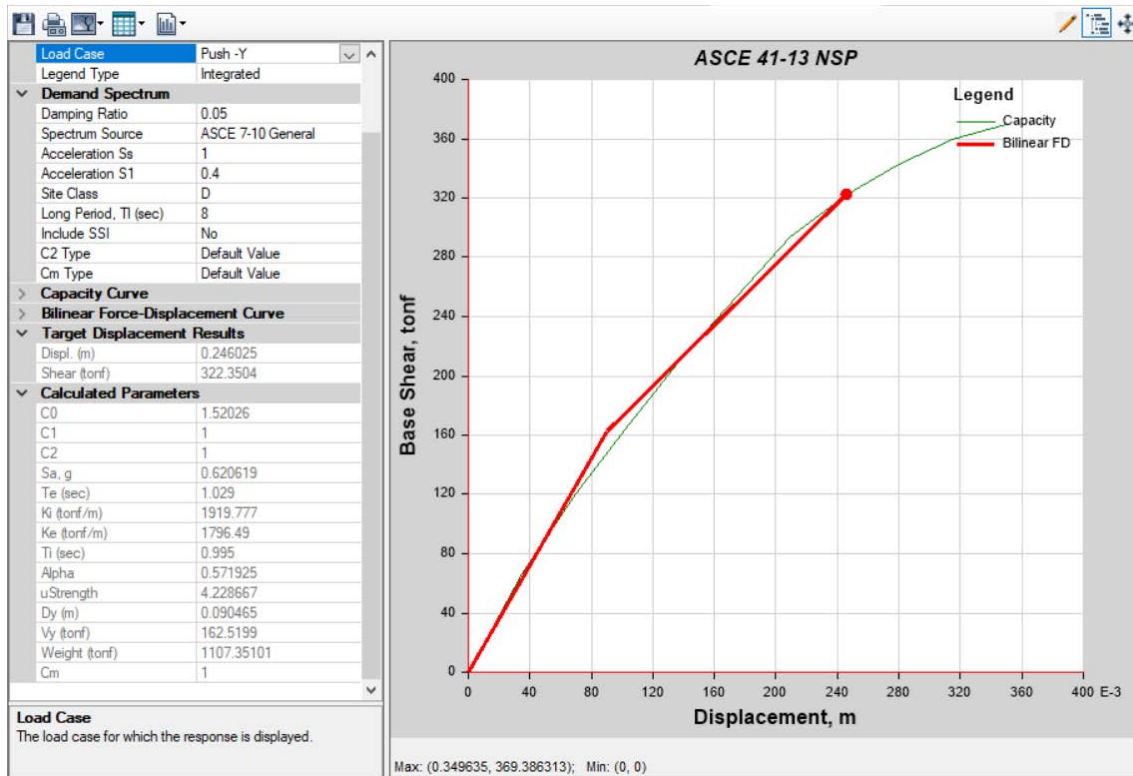


Figura 131. Modelo bilineal de la curva de capacidad -Y

Con el modelo bilineal de la curva de capacidad, se puede calcular la rigidez inicial de la estructura, que corresponde a la pendiente de la curva de capacidad resistente en el rango elástico (k_i), la rigidez efectiva de la estructura, que corresponde a la pendiente de la curva de capacidad bilineal en el rango elástico (K_e). Estos valores son calculados automáticamente por el software ETABS.

Con esos datos, se puede calcular el periodo fundamental efectivo de la estructura de la siguiente manera:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde, T_i representa el periodo fundamental de vibración de la estructura, obtenido a partir del análisis modal espectral, de donde:

$$T_e = 0.995 \sqrt{\frac{1919.77}{1796.49}}$$

$$T_e = 1.029 \text{ seg}$$

Este resultado coincide con el otorgado automáticamente por ETABS. Luego, se procede a determinar el desplazamiento objetivo de la siguiente manera acorde al FEMA 356, ATC 40:

$$\delta_t = C_o C_1 C_2 S_a \frac{T_e}{4\pi^2} g$$

En donde, C_o representa el factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad al desplazamiento de azotea de un sistema con múltiples grados de libertad. Además, existen tres criterios para calcular este factor. A continuación, se muestra el método aproximado a partir de la tabla 7.5 del FEMA 356.

Table 7-5. Values for Modification Factor C_o

Number of Stories	Shear Buildings ^a		Other Buildings
	Triangular		Any Load Pattern
	Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3)	Uniform Load Pattern (2.1)	
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10+	1.3	1.2	1.5

Note: Linear interpolation shall be used to calculate intermediate values.

^a Buildings in which, for all stories, story drift decreases with increasing height.

En donde, después de realizar una interpolación lineal y, debido a que la estructura de análisis posee 7 pisos, el coeficiente tiene un valor de 1.44. Este valor es muy cercano al otorgado por ETABS.

Por otro lado, C_1 es un factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, de donde:

$$C_1 = 1 \text{ si } T_e \geq T_c$$

$$T_c = 0.698 \text{ seg}$$

$$1.029 > 0.698$$

$$\therefore C_1 = 1$$

Por otro lado, C_2 es un factor de modificación que toma en cuenta los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos, en la respuesta del desplazamiento máximo. FEMA recomienda que para procesos no lineales se utilice el valor de 1.

Por otro lado, S_a corresponde a la aceleración espectral elástica para el periodo fundamental efectivo T_e de donde el valor es 0.81 g.

Finalmente, el desplazamiento objetivo es:

$$\delta_t = 1.44 * 1 * 1 * 0.81 * \frac{1.029^2}{4\pi^2} * 981$$

$$\delta_t = 30.69 \text{ cm}$$

El desplazamiento anterior indica que el desplazamiento máximo esperado en la azotea del edificio debe ser 30.69 cm, para el escenario que plantea el espectro de respuesta elástico dado por la NEC, siendo esta una demanda sísmica con un 10% de ocurrencia en 50 años.

ANÁLISIS DE CICLO DE VIDA

Para el correcto análisis del costo de un proyecto es necesario conocer el ciclo de vida completo de la estructura. Además, hay que tomar en consideración diversos factores como el tipo de mantenimiento adecuado, el costo ambiental y el costo social. El costo económico total esperado se puede determinar de la siguiente forma:

$$LCC = I + \text{Repl} - \text{Res} + E + W + \text{OMR} + X$$

Donde:

LCC es el costo total del ciclo de vida en valor presente en dólares

I es el costo de inversión

Repl es el costo de reemplazos

Res es el valor residual

E es el costo de energía

W es el costo de agua

OMR es el costo de operación, mantenimiento y reparación

X es cualquier otro costo que incluya, por ejemplo: costo de productividad y salud.

Actualmente, existen varias certificaciones de construcción sostenible que permiten disminuir el costo de ciclo de vida en lo referente a la utilización de energía, agua y materiales, EDGE es una de ellas. Esta certificación tiene como objetivo principal el construir edificaciones más sostenibles. Además, permite que los propietarios, arquitectos e ingenieros de un proyecto evaluar los costos que representaría el incorporar diferentes opciones para ahorro de agua y energía.

La certificación EDGE otorga varias ventajas, entre las cuales se puede nombrar incentivos comerciales, financieros y ambientales. Por ejemplo, con la certificación se logra

un impacto positivo en el mercado inmobiliario debido a la utilización de las últimas tendencias de construcción sostenible. Además, permite trasladar beneficios de ahorro de energía, agua y otros recursos materiales al comprador final de la vivienda.

Finalmente, en la actualidad, varias instituciones financieras estimulan el desarrollo de proyectos sostenibles mediante créditos dedicados especialmente a este tipo de proyectos. En general, estos créditos además de brindar plazos más flexibles y meses de gracia asumen el costo de la certificación EDGE.

Los requisitos para que un proyecto acceda a una certificación EDGE comprende la reducción de un 20% menos de energía, 20% menos de agua y 20% menos de energía incorporada en los materiales en comparación con un edificio de referencia.

A continuación, se presenta la aprobación preliminar de la posibilidad de obtener una certificación EDGE para el proyecto, diseñado tanto en acero como en hormigón armado:

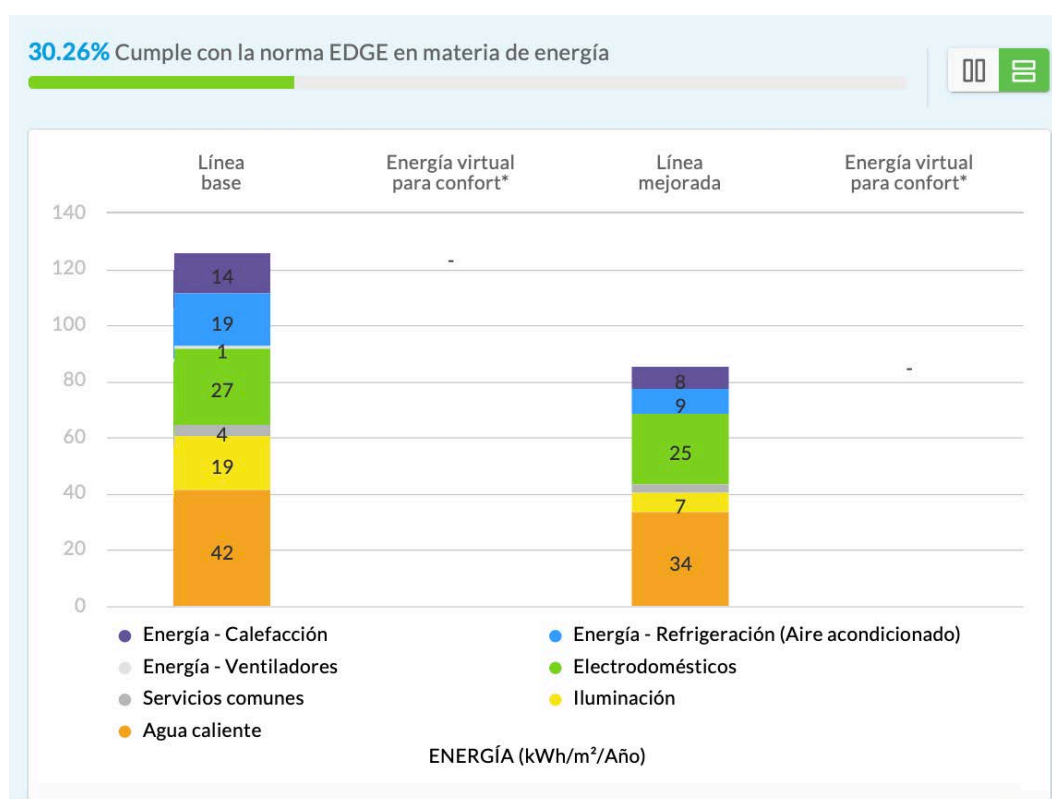


Figura 132. Evaluación EDGE - Energía

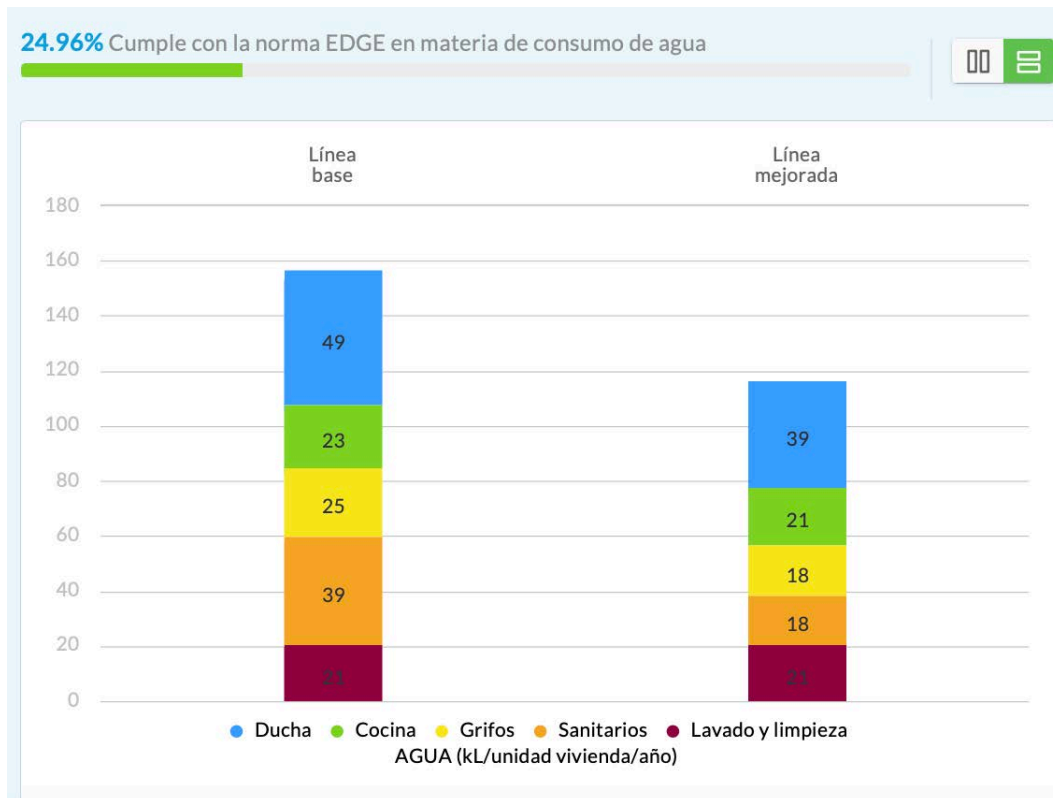


Figura 133. Evaluación EDGE – Agua

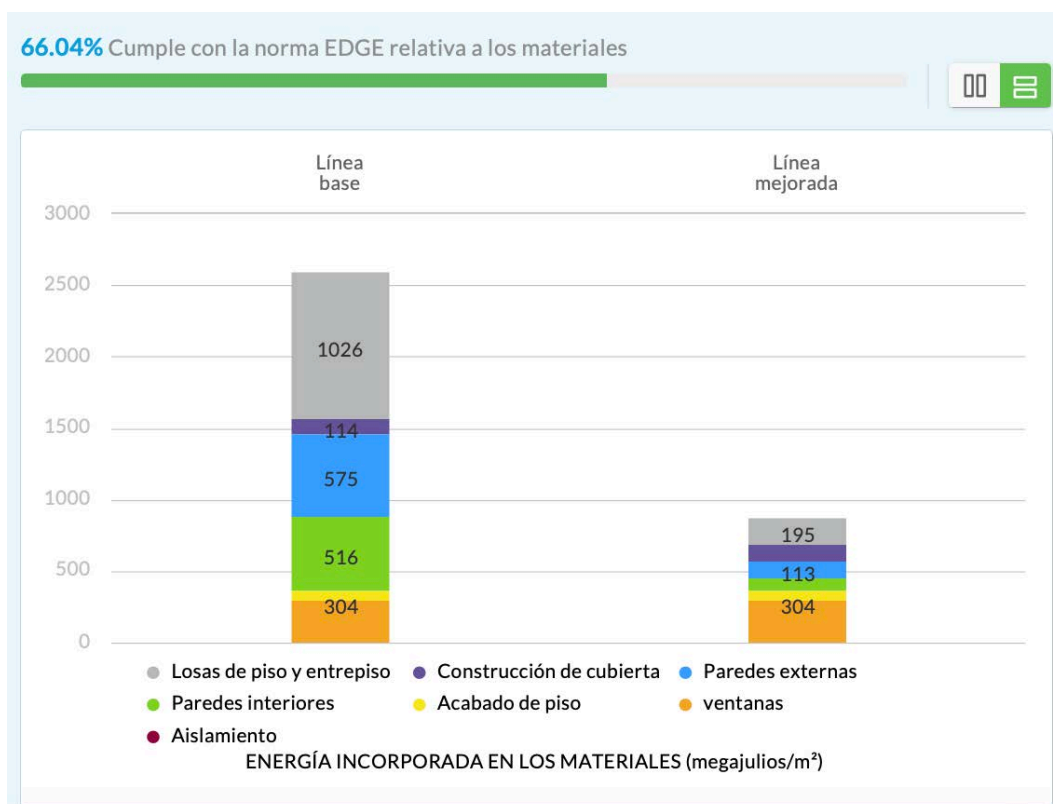


Figura 134. Evaluación EDGE - Materiales en Hormigón Armado

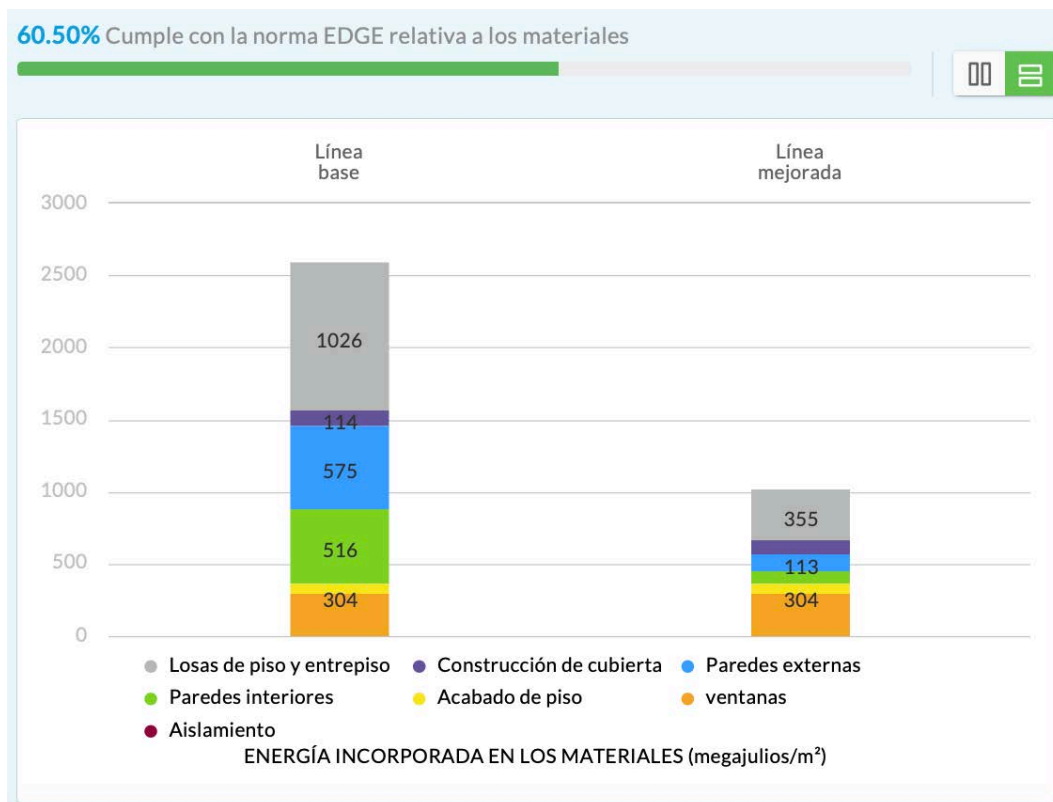


Figura 135. Evaluación EDGE -Materiales en Acero

CONCLUSIONES

Se logró diseñar la estructura de mediana altura tanto en acero como en hormigón armado respetando el diseño arquitectónico entregado en un inicio. Por lo que, se concluye que es posible adaptar, sin mayores cambios a la arquitectura de una estructura, tanto pórticos arriostrados concéntricos como pórticos resistentes a momento o muros estructurales.

Se concluye que es necesario el uso de normativa internacional complementaria al uso de la normativa ecuatoriana de construcción. Además, en el diseño estructural es necesario hacer referencia a toda la normativa que se está utilizando.

Se logró determinar también el punto de desempeño de la estructura, por lo que, se recomienda implementar en la práctica el uso de análisis estáticos no lineales con los cuales se logre verificar el nivel de desempeño de una estructura ante los sismos definidos en la normativa.

La no linealidad considerada en el presente análisis se enfoca únicamente en las propiedades no lineales del material, tanto del acero como del hormigón. Este tipo de no linealidad se puede definir como la relación no lineal existente entre el esfuerzo y deformación del material analizado. Esta situación ocurre cuando el material no sigue la Ley de Hooke, es decir, los esfuerzos no son directamente lineales a las deformaciones.

Por otro lado, haciendo referencia al costo de ciclo de vida de una estructura es posible disminuir el costo ambiental de un proyecto mediante la implementación de certificaciones que aseguren un tipo de construcción sustentable. Este tipo de certificaciones aseguran un uso más eficiente de recursos y un menor impacto ambiental.

REFERENCIAS

- Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council. (2020). *An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region*. Los Angeles.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014, Diciembre). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito, Pichincha, Ecuador: Dirección de Comunicación Social.
- Mora, M., Villalba, J., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín.*, 59-74.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Englewood Cliffs, N.J: Prentice Hall.
- Ríos, D., & Music, J. (2015). Análisis del comportamiento no lineal de muros de hormigón armado. *Revista de Ingeniería Innova*. Vol 10. 78-86.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Dirección de Comunicación Social.
- American Concrete Institute. (2019). *ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete*. Farmington Hills, MI : American Concrete Institute. doi:10.14359/51716937
- Razvi, S., & Saatcioglu, M. (1999). Confinement Model for High-Strength Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 125. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:3(281)
- Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit*. California.
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington.
- Duarte, C., Martínez, M., & Santamaría, J. (2017). Análisis estático no lineal del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la Universidad de El Salvador. (Tesis de Ingeniería Civil). Universidad de El Salvador, El Salvador.