



**UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA**
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y
CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO EN ACERO COMPARADO ENTRE EL MÉTODO ELÁSTICO Y MÉTODO PLÁSTICO

Autores:

Christopher Rodolfo Marín Guzmán

Walter Vinicio Pando Guamán

Director:

MSc. Ing. Juan Sebastián

Maldonado Noboa

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

Cuenca – Ecuador

2019

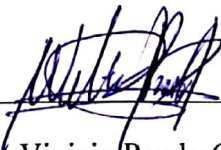
DECLARACIÓN

Nosotros, Christopher Rodolfo Marín Guzmán, con cédula de identidad 1400689780, y Walter Vinicio Pando Guamán, con cédula de identidad 0106623226, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y que los resultados obtenidos son auténticos y originales, además, que, se han consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

Como autores, asumimos la responsabilidad académica y legal del contenido descrito en el presente trabajo de graduación.



Christopher Rodolfo Marín Guzmán



Walter Vinicio Pando Guamán

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Christopher Rodolfo Marín Guzmán y Walter Vinicio Pando Guamán, bajo mi supervisión.



MSc. Ing. Juan Sebastián Maldonado Noboa

DIRECTOR

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación lo dedico principalmente a Dios, por haberme dado la vida, por ser mi guía y fortaleza en este proceso de formación profesional.

A mis padres, por su trabajo, sacrificio y amor durante todos estos años de estudio, gracias a sus valores y principios inculcados, he logrado llegar a cumplir uno de los logros más deseados.

A mis hermanas por su cariño y apoyo incondicional, durante todo este proceso, y de manera especial a mis sobrinos por su amor y sus grandes manifestaciones de afecto que me han servido de motivación para completar mis objetivos.

Finalmente quiero dedicar esta tesis a mis familiares, amigos y a todas las personas que supieron apoyarme de manera desinteresada en todos estos años.

Christopher Rodolfo Marín Guzmán

El presente trabajo de titulación va dedicado principalmente a Dios, por haberme permitido culminar mi carrera universitaria. A mis padres por inculcarme el valor del trabajo, esfuerzo y dedicación, por ser el pilar fundamental de mi vida, quienes con su apoyo incondicional siempre estuvieron a mi lado y pendientes de mí, sin importar diferencia alguna.

A mi familia por todo el apoyo que supieron darme durante todos estos años, quienes en cada situación me motivaron e impulsaron cada día para seguir adelante.

Walter Vinicio Pando Guamán

AGRADECIMIENTOS

En la culminación de este trabajo de titulación agradecemos a la Universidad Católica de Cuenca, a los docentes universitarios quienes supieron transmitirnos sus conocimientos y de una forma especial agradecemos al Ing. Juan Sebastián Maldonado Noboa quien nos brindó la ayuda y supo guiarnos en este trabajo. Finalmente agradecemos a nuestros compañeros, con los que conjuntamente hemos adquirido conocimientos y experiencia en las diferentes áreas de la carrera.

RESUMEN

En el presente trabajo de titulación se realiza el diseño sismorresistente de una edificación en acero estructural por el método elástico y el método plástico. En los diseños se cumple con las normas establecidas, garantizando la seguridad para los usuarios en ambos diseños.

En el método elástico, el diseño resulta ser más conservador, por lo tanto, brinda mayor confiabilidad a los usuarios. En este diseño, los esfuerzos que experimentan los elementos estructurales no exceden el límite de proporcionalidad, es decir, permanecerán dentro de la zona elástica.

En el método plástico, se diseñan los elementos estructurales tomando en cuenta de que estos ya alcanzaron los esfuerzos de fluencia y que posteriormente, tienen la capacidad de fluir y deformarse una cantidad adicional y por ende redistribuir los esfuerzos a otros puntos de la estructura. Este diseño se realiza en la zona de plasticidad perfecta y en algunos casos en la zona de endurecimiento por deformación.

Con los resultados obtenidos se realizó un análisis comparativo y se determinó que, en el diseño en el rango plástico, los elementos estructurales podrían ser más esbeltos sin perder resistencia ni rigidez lateral, por ende, más económicos, esto se debe a que cuentan con una sección transversal menor, por lo tanto, el peso total de la estructura resulta más liviano con respecto al del diseño elástico. El diseño plástico resulta ser un diseño más ambicioso y económico en acero estructural, el cual permite la plastificación de algunos de sus elementos, sin llegar a su límite de ruptura.

PALABRAS CLAVES: ACERO ESTRUCTURAL, DISEÑO SISMORESISTENTE, DISEÑO ELASTICO, DISEÑO PLÁSTICO.

ABSTRACT

In the following study, the design of an earthquake resistant structural steel building is made by applying the elastic and plastic methods. The designs are in compliance with the established standards, guaranteeing safety in both designs for end users.

In the elastic method, the design results are more conservative, therefore, provides a higher reliability to users. In this design, the stresses that the structural elements undergo do not exceed the limit of proportionality, i.e., they are within the elastic zone.

In the plastic method, the structural elements are designed considering that these already reached the creep efforts and that later, they are capable of flowing and deforming an additional quantity and thereby redistributing efforts to other areas of the structure. This design takes place in the perfect plasticity zone and in some instances in the deformation toughening zone.

With the obtained results a comparative analysis was done and it was established that, in the plastic range design, the structural elements might be thinner without losing resistance or lateral stiffness, therefore cheaper, this is due to the fact that they have a smaller cross section, so the total weight of the structure is lighter than the elastic design. The plastic design turns out to be a more ambitious and economic design in structural steel, which allows the lamination of some of its elements, without reaching its breaking point.

KEYWORDS: STRUCTURAL STEEL, EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN, ELASTIC DESIGN, PLASTIC DESIGN.

INDICE DE CONTENIDO

<i>DECLARACIÓN</i>	<i>I</i>
<i>CERTIFICACIÓN</i>	<i>II</i>
<i>DEDICATORIA</i>	<i>III</i>
<i>AGRADECIMIENTOS</i>	<i>IV</i>
<i>RESUMEN</i>	<i>V</i>
<i>ABSTRACT</i>	<i>VI</i>
<i>CAPITULO I</i>	<i>1</i>
<i>1. INTRODUCCIÓN</i>	<i>1</i>
1.1. Antecedentes	1
1.2. Justificación	1
1.3. Objetivo General	2
1.4. Objetivos Específicos	2
1.5. Metodología	2
<i>CAPITULO II</i>	<i>3</i>
<i>2. FUNDAMENTO TEÓRICO</i>	<i>3</i>
2.1. Normativa empleada	3
2.2. Acero estructural	4
2.2.1. Ventajas del acero estructural	4
2.2.2. Desventajas del acero estructural	4
2.2.3. Propiedades del acero estructural	5
2.3. Comportamiento estructural	6
2.4. Edificaciones y su clasificación	7
2.4.1. Clasificación por el tipo de construcción	7
2.4.1.1. Estructuras apoyadas en muros de carga	7
2.4.1.2. Construcción reticular	8
2.4.1.3. Estructuras de acero de grandes luces	8
2.4.1.4. Estructuras de acero y concreto	8
2.4.2. Clasificación por sistemas sismorresistentes en edificaciones	9
2.4.2.1. Pórticos resistentes a momento	9
2.4.2.2. Pórticos con arriostramientos concéntricos	10
2.4.2.3. Pórticos con arriostramientos excéntricos	11
2.4.2.4. Pórticos con arriostramientos resistentes al pandeo	11
2.4.2.5. Pórticos de paredes de cortante con placa de acero	12
2.5. Perfiles Estructurales	13
2.5.1. Clasificación de secciones según la relación ancho – espesor	14
2.6. Cargas y combinación de cargas	16

2.6.1.	Cargas Permanentes	16
2.6.2.	Cargas Variables	18
2.6.3.	Cargas Sísmicas	18
2.6.4.	Combinaciones de cargas.....	20
2.7.	Diseño de edificaciones.....	20
2.7.1.	Análisis Elástico.....	21
2.7.1.1.	Módulo de sección transversal elástico S	22
2.7.1.2.	Vigas secundarias.....	23
2.7.1.3.	Vigas principales.....	25
2.7.1.4.	Columnas.....	26
2.7.2.	Análisis Plástico.....	29
2.7.2.1.	Módulo de sección transversal plástico Z.....	29
2.7.2.2.	Vigas secundarias.....	32
2.7.2.3.	Vigas principales.....	32
2.7.2.4.	Columnas.....	33
2.8.	Sección Compuesta (Viga de acero – Losa de placa colaborante).....	34
2.8.1.	Ventajas de la sección compuesta	34
2.8.2.	Desventajas de la sección compuesta	35
2.8.3.	Métodos de diseño por sección compuesta	35
2.8.3.1.	Ancho efectivo de la losa.....	35
2.8.3.2.	Sección Completamente Compuesta.	37
2.8.3.3.	Sección Parcialmente Compuesta	46
2.8.3.4.	Diseño de conectores de corte.....	50
2.8.3.5.	Deflexiones Δ	53
2.9.	Criterio columna fuerte – viga débil	58
2.10.	Diseño de placa base	59
2.10.1.	Diseño de placa base resistente a carga axial	60
2.10.2.	Diseño de placa base resistente a momento	61
2.11.	Pernos de anclaje.....	62
2.12.	Diseño de Conexiones	66
2.12.1.	Conexión Viga – Columna.....	66
2.12.1.1.	Conexión con ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W).....	67
2.12.1.2.	Conexión viga sección reducida (RBS).....	70
2.12.1.3.	Placa de Cortante	75
2.12.1.4.	Zona de Panel	75
2.12.1.5.	Placas de Continuidad.....	76
2.12.2.	Conexión Columna – Placa Base	77
2.13.	Deflexiones	78
CAPITULO III		79
3. GENERALIDADES DEL PROYECTO		79
3.1.	Descripción del proyecto.....	79
3.1.1.	Ubicación de la Zona de Estudio.....	79
3.2.	Materiales empleados	80

3.3.	Configuración estructural	80
3.4.	Determinación de cargas	81
3.4.1.	Cargas permanentes.....	81
3.4.2.	Cargas Variables	84
3.4.3.	Cargas Sísmicas	85
3.5.	Combinaciones de carga.....	87
<i>CAPITULO IV</i>		<i>88</i>
4.	<i>ANÁLISIS COMPARATIVO Y CONCLUSIONES.....</i>	<i>88</i>
4.1.	Análisis Comparativo.....	88
4.1.1.	Requerimientos sísmicos	88
4.1.1.1.	Interpretación de resultados	90
4.1.2.	Vigas secundarias.....	90
4.1.2.1.	Interpretación de resultados:	91
4.1.3.	Vigas principales.....	92
4.1.3.1.	Vigas principales de corredor	94
4.1.3.2.	Vigas de borde de corredor	95
4.1.4.	Columnas.....	96
4.1.5.	Pesos.....	97
4.1.5.1.	Interpretación de resultados:	99
4.2.	Conclusiones.....	100
4.3.	Recomendaciones.....	101
4.4.	Bibliografía.....	102
<i>ANEXOS</i>		<i>103</i>
5.	<i>DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN</i>	<i>103</i>
5.1.	Diseño Elástico	103
5.1.1.	Requisitos Sísmicos.....	103
5.1.1.1.	Periodo fundamental de la estructura (T).....	103
5.1.1.2.	Peso Sísmico (W).....	105
5.1.1.3.	Cortante basal estática (VE)	107
5.1.1.4.	Cortante basal dinámica (VD).....	109
5.1.1.5.	Derivas inelásticas máximas de piso (ΔM)	113
5.1.1.6.	Chequeo de estabilidad estructural	116
5.1.2.	Vigas secundarias.....	118
5.1.2.1.	Propiedades del perfil.....	119
5.1.2.2.	Estados límites de resistencia.....	120
5.1.2.3.	Condiciones de servicio.....	124
5.1.3.	Vigas principales.....	125
5.1.3.1.	Viga IPE 400	125
5.1.3.2.	Viga IPE 400-240.....	132
5.1.3.3.	Viga IPE 240	140
5.1.4.	Columnas.....	146
5.1.4.1.	Propiedades del Perfil.....	149
5.1.4.2.	Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local.....	149

5.1.4.3.	Resistencia de diseño a Compresión	150
5.1.4.4.	Pandeo por flexión	151
5.1.4.5.	Resistencia de diseño a Flexión	152
5.1.4.6.	Diseño de miembros solicitados a carga axial y flexión	152
5.1.4.7.	Resistencia de Diseño a Corte.....	153
5.1.5.	Criterio columna fuerte – viga débil.....	154
5.1.6.	Placa Base.....	156
5.1.6.1.	Diseño de placa base resistente a momento	158
5.1.7.	Pernos de Anclaje.....	160
5.1.8.	Conexiones	164
5.1.8.1.	Conexión Viga – Columna	164
5.1.8.2.	Conexión Columna – Placa Base	168
5.2.	Diseño Plástico	170
5.2.1.	Requisitos Sísmicos.....	170
5.2.1.1.	Periodo fundamental de la estructura (T).....	170
5.2.1.2.	Peso Sísmico (W).....	172
5.2.1.3.	Cortante basal estática (<i>VE</i>)	174
5.2.1.4.	Cortante basal dinámica (<i>VD</i>).....	176
5.2.1.5.	Derivas inelásticas máximas de piso (ΔM)	180
5.2.1.6.	Chequeo de estabilidad estructural.....	183
5.2.2.	Vigas secundarias.....	185
5.2.2.1.	Propiedades del perfil.....	189
5.2.2.2.	Estados límites de resistencia.....	190
5.2.2.3.	Condiciones de servicio.....	198
5.2.2.4.	Requerimientos Adicionales	202
5.2.3.	Vigas principales.....	203
5.2.3.1.	Viga W 400.....	203
5.2.3.2.	Viga W 400-200.....	210
5.2.3.3.	Viga IPE 200	218
5.2.3.4.	Viga W 400 - Conexión RBS (Viga de Sección Reducida)	224
5.2.4.	Columnas.....	232
5.2.4.1.	Propiedades del Perfil.....	235
5.2.4.2.	Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local.....	235
5.2.4.3.	Resistencia de diseño a Compresión	236
5.2.4.4.	Pandeo por flexión	237
5.2.4.5.	Resistencia de diseño a Flexión	238
5.2.4.6.	Diseño de miembros solicitados a carga axial y flexión.....	238
5.2.4.7.	Resistencia de Diseño a Corte.....	239
5.2.5.	Criterio columna fuerte – viga débil.....	240
5.2.6.	Placa Base.....	242
5.2.6.1.	Diseño de placa base resistente a momento	244
5.2.7.	Pernos de Anclaje.....	246
5.2.8.	Conexiones	250
5.2.8.1.	Conexión Viga – Columna	250
5.2.8.2.	Conexión Columna – Placa Base	257

INDICE DE TABLAS

Tabla 1 Tipos de acero empleados comúnmente en el Ecuador.....	6
Tabla 2 Relaciones máximas de ancho - espesor para elementos resistentes a carga sísmica.	14
Tabla 3 Sobrecargas empleadas en el diseño.	18
Tabla 4 Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T (k).....	19
Tabla 5 Combinaciones de carga en la edificación.	20
Tabla 6 División en figuras simples el área de tracción.	42
Tabla 7 División en figuras simples el área de tracción.	45
Tabla 8 Coeficientes R_g y R_p	51
Tabla 9 Factor de fluencia probable R_y	59
Tabla 10 Distancia mínima al borde desde el centro del agujero estándar hasta el borde la parte conectada	63
Tabla 11 Resistencia del material de aporte.....	69
Tabla 12 Espesor mínimo de garganta efectiva.....	69
Tabla 13 Deflexiones límite.....	78
Tabla 14 Materiales empleados en los elementos estructurales	80
Tabla 15 Resumen de cargas permanentes en la losa	84
Tabla 16 Parámetros para el diseño sismorresistente.	85
Tabla 17 Requerimientos sísmicos en el diseño elástico y diseño plástico.	88
Tabla 18 Coeficientes de participación de la masa en los modos de vibración del diseño elástico.	88
Tabla 19 Coeficientes de participación de la masa en los modos de vibración del diseño plástico.	89
Tabla 20 Esfuerzos y condiciones de servicio en vigas secundarias.	90
Tabla 21 Esfuerzos y condiciones de servicio en vigas principales W400.....	92
Tabla 22 Esfuerzos y condiciones de servicio en vigas principales W400 (RBS).	93
Tabla 23 Esfuerzos y condiciones de servicio en vigas principales de corredor.....	94
Tabla 24 Esfuerzos y condiciones de servicio en vigas de borde de corredor.	95
Tabla 25 Esfuerzos y condiciones de servicio en columnas.	96
Tabla 26 Comparación de pesos de los principales elementos estructurales.	97
Tabla 27 Peso por m^2 de acero estructural.	97
Tabla 28 Comparación de pesos de vigas secundarias y principales.....	97
Tabla 29 Distribución del peso diferencial en vigas secundarias y principales.	97
Tabla 30 Coeficientes de participación de la masa en los modos de vibración	104
Tabla 31 Peso total de vigas secundarias, principales y columnas.....	105
Tabla 32 Peso total de losas para el uso de aulas, corredores y cubiertas.....	106
Tabla 33 Carga muerta sobrepuesta C_{MS}	106
Tabla 34 Carga viva de entrepiso C_v	106

Tabla 35 Aceleración corregida para el sismo en X y Y	109
Tabla 36 Cortante Basal dinámica corregida VD.....	111
Tabla 37 Determinación de cargas laterales	112
Tabla 38 Derivas de piso de la edificación.	115
Tabla 39 Desplazamientos laterales D_x y derivas de piso elásticas D_ϵ en el sentido X.	115
Tabla 40 Desplazamientos laterales D_x y derivas de piso elásticas D_ϵ en el sentido Y.....	115
Tabla 41 Chequeo de estabilidad estructural en sentido X	117
Tabla 42 Chequeo de estabilidad estructural en sentido Y	117
Tabla 43 Propiedades del perfil IPE 240	119
Tabla 44 Propiedades del perfil IPE 400	128
Tabla 45 Propiedades del perfil IPE 400-240.	134
Tabla 46 Propiedades del perfil IPE 240.	141
Tabla 47 Propiedades del perfil HSS 400x400x10mm.....	149
Tabla 48 Coeficientes de participación de la masa en los modos de vibración.....	171
Tabla 49 Peso total de vigas secundarias, principales y columnas.	172
Tabla 50 Peso total de losas para el uso de aulas, corredores y cubiertas.....	173
Tabla 51 Carga muerta sobrepuesta C_{MS}	173
Tabla 52 Carga viva de entrepiso C_v	173
Tabla 53 Aceleración corregida para el sismo en X y Y.	176
Tabla 54 Cortante Basal dinámica corregida VD.....	178
Tabla 55 Determinación de cargas laterales.....	179
Tabla 56 Derivas de piso de la edificación.	182
Tabla 57 Desplazamientos laterales D_x y derivas de piso elásticas D_ϵ en el sentido X.....	182
Tabla 58 Desplazamientos laterales D_x y derivas de piso elásticas D_ϵ en el sentido Y.....	182
Tabla 59 Chequeo de estabilidad estructural en sentido X	184
Tabla 60 Chequeo de estabilidad estructural en sentido Y.	184
Tabla 61 Propiedades de la sección compuesta.....	189
Tabla 62 Propiedades del perfil W 400	206
Tabla 63 Propiedades del perfil W 400-200.	212
Tabla 64 Propiedades del perfil IPE 200.	219
Tabla 65 Propiedades del perfil de sección reducida W 400.	224
Tabla 66 Propiedades del perfil HSS 400*400*10.....	235

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Diagrama esfuerzo – deformación del acero	5
Figura 2. Comportamiento de pórtico resistente a momento experimentando cargas sísmicas.	9
Figura 3. Comportamiento de con arriostramientos concéntricos bajo cargas sísmicas.	10
Figura 4. Comportamiento de con arriostramientos excéntricos bajo cargas sísmicas.	11
Figura 5. Sección transversal de un arriostramiento resistente a pandeo.	12
Figura 6. Comportamiento de pórtico con placas de acero experimentando cargas sísmicas.	12
Figura 7. Tipos de perfiles estructural empleados en la construcción.	13
Figura 8. Comportamiento a flexión de una viga I (Efecto del pandeo local).	15
Figura 9. Clasificación de secciones de acero para consideración del pandeo local en vigas y columnas.	15
Figura 10. Diagrama esfuerzo – deformación del acero en análisis elástico.	21
Figura 11. Distribución de esfuerzos en el rango elástico a compresión y a tracción.	23
Figura 12. Distribución de vigas secundarias con una separación S.	23
Figura 13. Vigas principales sometidas a fuerzas generadas por las vigas secundarias.	25
Figura 14. Disposición de columnas en el pórtico.	26
Figura 15. Diagrama esfuerzo – deformación del acero en análisis plástico.	29
Figura 16. Distribución de esfuerzos en el rango plástico a compresión y a tracción.	30
Figura 17. Disposición de columnas y ubicación de rótulas plásticas.	33
Figura 18. Comparación de deformaciones en vigas con y sin acción compuesta.	34
Figura 19. Esfuerzos reales y equivalentes en el ancho efectivo.	36
Figura 20. Bloque de esfuerzos con eje neutro en la losa con placa colaborante.	38
Figura 21. Bloque de esfuerzos con eje neutro en el patín de la viga.	40
Figura 22. Eje neutro \bar{y}_t perteneciente al área de tracción.	42
Figura 23. Bloque de esfuerzos con eje neutro en el alma de la viga.	43
Figura 24. Eje neutro \bar{y}_t perteneciente al área de tracción.	45
Figura 25. Bloque de esfuerzos con eje neutro en el patín de la viga.	47
Figura 26. Bloque de esfuerzos con eje neutro en el alma de la viga.	49
Figura 27. Eje neutro localizado en la losa de hormigón.	54
Figura 28. Eje neutro localizado en la viga de acero estructural.	55
Figura 29. Placa base.	59
Figura 30. Nomenclaturas para el dimensionamiento de placa base.	60
Figura 31. Pernos de anclaje.	62
Figura 32. Distribución de pernos de anclaje sobre placa base.	64
Figura 33. Conexión con ala soldada - alma soldada.	67
Figura 34. Conexión viga de sección reducida – columna.	70
Figura 35. Dimensiones de la viga con sección reducida.	71
Figura 36. Conexión columna - placa base.	77
Figura 37. Ubicación de la edificación (Fuente: Google Maps).	79

Figura 38. Emplazamiento planta 1.....	80
Figura 39. Elevación frontal.....	81
Figura 40: Elevación lateral.....	81
Figura 41. Sección transversal de placa colaborante y losa.....	82
Figura 42. Distribución de áreas de servicio.....	84
Figura 43. Espectro de diseño.....	86
Figura 44. Distribución de fuerzas laterales en el eje Y del diseño elástico y plástico respectivamente.....	89
Figura 45. Derivas máximas en el eje Y del diseño elástico y plástico respectivamente.....	89
Figura 46. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en vigas secundarias.....	91
Figura 47. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en la viga W 400.....	92
Figura 48. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en la viga W 400 RBS.....	93
Figura 49. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en vigas principales de corredor.....	94
Figura 50. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en vigas de borde de corredor.....	95
Figura 51. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en columnas.....	96
Figura 52. Pesos de los elementos estructurales para el diseño elástico y plástico respectivamente.....	98
Figura 53. Optimización de peso del diseño plástico con respecto al diseño elástico.....	98
Figura 54. Distribución del peso diferencial del diseño plástico con respecto al diseño elástico.....	98
Figura 55. Periodo fundamental de la estructura.....	103
Figura 56. Peso sísmico de la edificación de acero estructural.....	105
Figura 57. Ingreso de coeficientes C_s y k en el sentido X.....	107
Figura 58. Ingreso de coeficientes C_s y k en el sentido Y.....	107
Figura 59. Cortante basal estática VE obtenida del programa.....	107
Figura 60. Ingreso de coeficiente sísmico corregido C_s en sentido X.....	108
Figura 61. Ingreso de coeficiente sísmico corregido C_s en sentido Y.....	108
Figura 62. Cortante basal estática VE-ETABS corregida en sentido X y Y.....	109
Figura 63. Cortante basal dinámico VD en sentido X y Y.....	109
Figura 64. Ingreso de aceleración corregida en el sentido X.....	110
Figura 65. Ingreso de aceleración corregida en el sentido Y.....	110
Figura 66. Cortante basal dinámica VD corregida en sentido X y Y.....	110
Figura 67. Peso sísmico acumulado por niveles.....	111
Figura 68. Distribución de fuerzas sísmicas laterales en el eje X.....	112
Figura 69. Distribución de fuerzas sísmicas laterales en el eje Y.....	112
Figura 70. Deriva máxima por sismo en el sentido X.....	113
Figura 71. Deriva máxima por sismo en el sentido Y.....	114
Figura 72. Distribución de vigas secundarias.....	118
Figura 73. Áreas tributarias de vigas secundarias.....	118
Figura 74. Diagrama de momentos flectores en vigas secundarias.....	122
Figura 75. Diagrama de fuerzas cortantes de vigas secundarias.....	123

Figura 76. Deflexión en vigas secundarias.....	124
Figura 77. Distribución de vigas principales IPE 400 en losas inferiores.....	125
Figura 78. Distribución de vigas principales IPE 400 en losa superior.....	125
Figura 79. Diagrama de fuerzas cortantes de vigas IPE 400.....	126
Figura 80. Diagrama de momentos flectores en viga IPE 400.....	127
Figura 81. Deflexión en viga IPE 400.....	131
Figura 82. Distribución de vigas IPE 400-240.....	132
Figura 83. Diagrama de fuerzas cortantes en viga IPE 400-240.....	132
Figura 84. Diagrama de momentos flectores en viga IPE 400-240.....	133
Figura 85. Deflexión en viga IPE 400-240.....	139
Figura 86. Distribución de vigas IPE 240.....	140
Figura 87. Diagrama de fuerzas cortantes en vigas IPE 240.....	140
Figura 88. Diagrama de momentos flectores de vigas IPE 240.....	141
Figura 89. Deflexión de viga IPE 240.....	145
Figura 90. Diagrama de carga axial en columnas.....	146
Figura 91. Diagrama de fuerzas cortantes en columnas.....	147
Figura 92. Combinaciones de carga más desfavorables en columnas.....	147
Figura 93. Diagrama de momentos flectores en columnas.....	148
Figura 94. Diagrama de cargas axiales en columnas.....	154
Figura 95. Dimensionamiento de placa base.....	156
Figura 96. Distribución de pernos de anclaje sobre placa base.....	162
Figura 97. Combinación de carga $1.2CM+0.5CV$	165
Figura 98. Combinación de carga $1.2CM+0.5CV$	168
Figura 99. Periodo fundamental de la estructura.....	170
Figura 100. Peso sísmico de la edificación de acero estructural.....	172
Figura 101. Ingreso de coeficientes C_s y k en el sentido X.....	174
Figura 102. Ingreso de coeficientes C_s y k en el sentido Y.....	174
Figura 103. Cortante basal estática V_E obtenida del programa.....	174
Figura 104. Ingreso de coeficiente sísmico corregido C_s en sentido X.....	175
Figura 105. Ingreso de coeficiente sísmico corregido C_s en sentido Y.....	175
Figura 106. Cortante basal estática $V_{E-ETABS}$ corregida en sentido X y Y.....	176
Figura 107. Cortante basal dinámico V_D en sentido X y Y.....	176
Figura 108. Ingreso de aceleración corregida en el sentido X.....	177
Figura 109. Ingreso de aceleración corregida en el sentido Y.....	177
Figura 110. Cortante basal dinámica V_D corregida en sentido X y Y.....	177
Figura 111. Peso sísmico acumulado por niveles.....	178
Figura 112. Distribución de fuerzas sísmicas laterales en el eje X.....	179
Figura 113. Distribución de fuerzas sísmicas laterales en el eje Y.....	179

Figura 114. Deriva máxima por sismo en el sentido X.....	180
Figura 115. Deriva máxima por sismo en el sentido Y.....	181
Figura 116. Vista en planta malla de columnas y tablero C-D – 1-2 a analizar.....	185
Figura 117. Distribución de vigas secundarias en tablero C-D – 1-2.....	185
Figura 118. Diagrama de fuerzas cortantes de vigas secundarias.....	186
Figura 119. Diagrama de momentos flectores en vigas secundarias.....	187
Figura 120. Diagrama de momentos flectores por cargas de construcción en vigas secundarias.....	188
Figura 121. Reporte de resultados de vigas secundarias.....	201
Figura 122. Deflexión en vigas secundarias.....	202
Figura 123. Distribución de vigas principales W 400 en el piso 1.....	203
Figura 124. Distribución de vigas principales W 400 en el piso 5.....	203
Figura 125. Diagrama de fuerzas cortantes de vigas W 400.....	204
Figura 126. Diagrama de momentos flectores en viga W 400.....	205
Figura 127. Deflexión en viga W 400.....	209
Figura 128. Distribución de vigas W 400-200.....	210
Figura 129. Diagrama de fuerzas cortantes en viga W 400-200.....	210
Figura 130. Diagrama de momentos flectores en viga W 400-200.....	211
Figura 131. Deflexión en viga W 400-200.....	217
Figura 132. Distribución de vigas IPE 200.....	218
Figura 133. Diagrama de fuerzas cortantes en viga IPE 200.....	218
Figura 134. Diagrama de momentos flectores en viga IPE 200.....	219
Figura 135. Deflexión de viga IPE 200.....	223
Figura 136. Distribución de vigas de sección reducida W 400.....	224
Figura 137. Diagrama de momentos flectores en vigas de sección reducida IPE W 400.....	225
Figura 138. Diagrama de fuerzas cortantes en vigas de sección reducida W 400.....	227
Figura 139. Deflexión en viga de sección reducida W 400.....	231
Figura 140. Diagrama de fuerzas axiales en columnas.....	232
Figura 141. Diagrama de fuerzas cortantes en columnas.....	233
Figura 142. Combinaciones de carga más desfavorables en columnas.....	233
Figura 143. Diagrama de momentos flectores en columnas.....	234
Figura 144. Diagrama de cargas axiales en columnas.....	240
Figura 145. Dimensionamiento de placa base.....	242
Figura 146. Distribución de pernos de anclaje sobre placa base.....	248
Figura 147. Combinación de carga 1.2CM+0.5CV.....	252
Figura 148. Combinación de carga 1.2CM+0.5CV.....	257

CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

En el trabajo de titulación se presenta el diseño de una edificación en acero estructural, dicho diseño será elaborado por dos métodos, el primero consiste en diseñar dentro del rango elástico o límite de proporcionalidad de esfuerzos y el segundo permite la plastificación de algunos elementos estructurales.

El diseño de edificaciones sismorresistentes de acero estructural en nuestro país, es de gran importancia, especialmente en zonas de alto riesgo sísmico, debido a la gran ductilidad y resistencia que tiene este material.

La norma ecuatoriana de la construcción puede ser muy rigurosa si se utilizan solo perfiles compactos, es ahí cuando el criterio del ingeniero civil se utiliza en la optimización de secciones para abaratar costos sin perder confiabilidad estructural.

Se realizan los diseños de la edificación, con lo cual se analizará el comportamiento estructural, y sus elementos mecánicos de las secciones transversales, el peso propio y el costo total. Con los datos que se obtienen se recomienda un diseño técnico - económico que resulte más favorable, cumpliendo con los objetivos del diseño estructural, es decir que la estructura sea práctica, confiable y económica.

1.2. Justificación

Esta investigación surge, debido a que, en los últimos años se han dado grandes pérdidas económicas y humanas, producto del colapso de edificaciones, ya sea por incumplimiento de la norma u otros factores tales como materiales de construcción frágiles, construcciones inadecuadas, estructuración sísmica inapropiada o un deficiente cálculo y diseño estructural. Las estructuras fallan en un 80% debido a sismos, un ejemplo claro de esto fue la total destrucción de zonas vulnerables en el sismo de 7,8 grados en la escala de Richter que se dio en el año 2016 en Pedernales en nuestro país.

Se pretende proponer un método ambicioso que puede resultar adecuado o favorable para ser emplazado en la ciudad de Cuenca, en donde se permita exceder el límite de proporcionalidad de esfuerzos (esfuerzo de fluencia) sin alcanzar la ruptura o falla de algunos elementos, es decir, que existe la posibilidad de que la edificación se deforme, pero nunca colapse.

1.3. Objetivo General

Analizar y comparar un edificio diseñado en acero estructural por el método elástico y el método plástico, cumpliendo parámetros sismorresistentes, comparando reglamentos nacionales e internacionales para determinar ventajas y desventajas en ambos diseños en la construcción, es decir, aquel que resulte más económico sin perder seguridad estructural impulsando así la productividad y competitividad para el crecimiento económico sostenible.

1.4. Objetivos Específicos

- Predimensionar los elementos estructurales.
- Elaborar una hoja de cálculo en Excel que nos facilite el análisis de perfiles en el análisis plástico para vigas secundarias en sección compuesta.
- Modelar los diseños en un software comercial de cálculo estructural (ETABS 2016).
- Diseñar por el método elástico y por el método plástico los elementos estructurales.
- Determinar el comportamiento ante eventos sísmicos para los dos diseños, tales como: la respuesta estructural, cortante basal, peso sísmico, periodos, derivas de piso, estabilidad estructural, etc.
- Establecer un análisis comparativo de los resultados que se obtengan.

1.5. Metodología

La metodología empleada en este trabajo de titulación consiste en obtener el fundamento teórico que se requiere para el diseño elástico y plástico de los elementos estructurales, como siguiente paso se procede a la recopilación de la información y determinación de parámetros técnicos tales como: ubicación de la zona en estudio, materiales empleados, configuración estructural, entre otros, posteriormente se realiza una modelación en el software estructural ETABS y finalmente se realiza un análisis comparativo de los resultados obtenidos, con lo cual se establecen las conclusiones.

CAPITULO II

2. FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. Normativa empleada

Las normas técnicas que se emplearán para el diseño de la edificación son:

- **Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC, 2015**
 - NEC-SE-CG: Cargas (No Sísmicas).
 - NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente.
 - NEC-SE-AC: Acero Estructural.
 - NEC-SE-HM: Hormigón Armado.

- **American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC 360 – 10).**
Especificaciones para Construcciones de Acero Estructural.

- **American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC 341–16).** Disposiciones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural.

- **American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC 358–16).** Conexiones precalificadas para pórticos especiales e intermedios a momento para aplicaciones sísmicas.

- **American Concrete Institute (ACI-318S-14).** Norma del Instituto Americano del Hormigón.

- **American Welding Society (AWS D1.1/D1.1M:2010).** Norma de la Sociedad Americana de la Soldadura.

- **International Building Code (IBC 2018).** Código Internacional de la Construcción.

2.2. Acero estructural

Actualmente en el área de la construcción el acero estructural es un material que tiene una gran demanda, debido a que no existe un material que supere las propiedades de este. El acero estructural está conformado principalmente por una aleación de hierro, carbono y otros elementos en pequeñas cantidades tales como: silicio, fósforo, azufre y oxígeno. Se puede considerar que este es el material más versátil ya que brinda grandes resistencias con un menor peso.

2.2.1. Ventajas del acero estructural

- **Resistencia:** Las altas resistencias del acero, dan lugar a que se empleen elementos estructurales de menor sección transversal con respecto al uso de otros materiales, con lo cual se obtiene que el peso de la estructura sea menor.
- **Uniformidad:** Las propiedades del acero no varían considerablemente con el tiempo, como es el caso del hormigón armado.
- **Ductilidad:** Tiene la capacidad de resistir deformaciones grandes y al mismo tiempo soportar esfuerzos de tensión sin llegar al colapso.
- **Durabilidad:** El acero estructural con un mantenimiento adecuado es capaz de llegar a un tiempo de vida útil extenso.
- Las estructuras de acero se pueden conectar de manera rápida y sencilla con la aplicación de diferentes materiales como: soldadura, remaches y pernos.
- El tiempo que se emplea para la colocación y construcción es menor con respecto al uso de otros materiales.

2.2.2. Desventajas del acero estructural

- **Corrosión:** Una de las desventajas considerables que experimenta el acero es la corrosión, debido a agentes ambientales o al uso de productos químicos.
- **Fuego:** Las altas temperaturas provocan una reducción de las propiedades en cuanto a la rigidez y resistencia, por lo tanto, es necesario protegerlo del fuego.
- **Costos:** Altos costos de mantenimiento para evitar la corrosión.
- **Pandeo:** Cuando los elementos son más largos y esbeltos, tendrán mayor susceptibilidad al pandeo.

2.2.3. Propiedades del acero estructural

El acero estructural posee las siguientes propiedades:

- **Resistencia**

La resistencia a la fluencia es la propiedad de mayor importancia para el diseño con acero estructural.

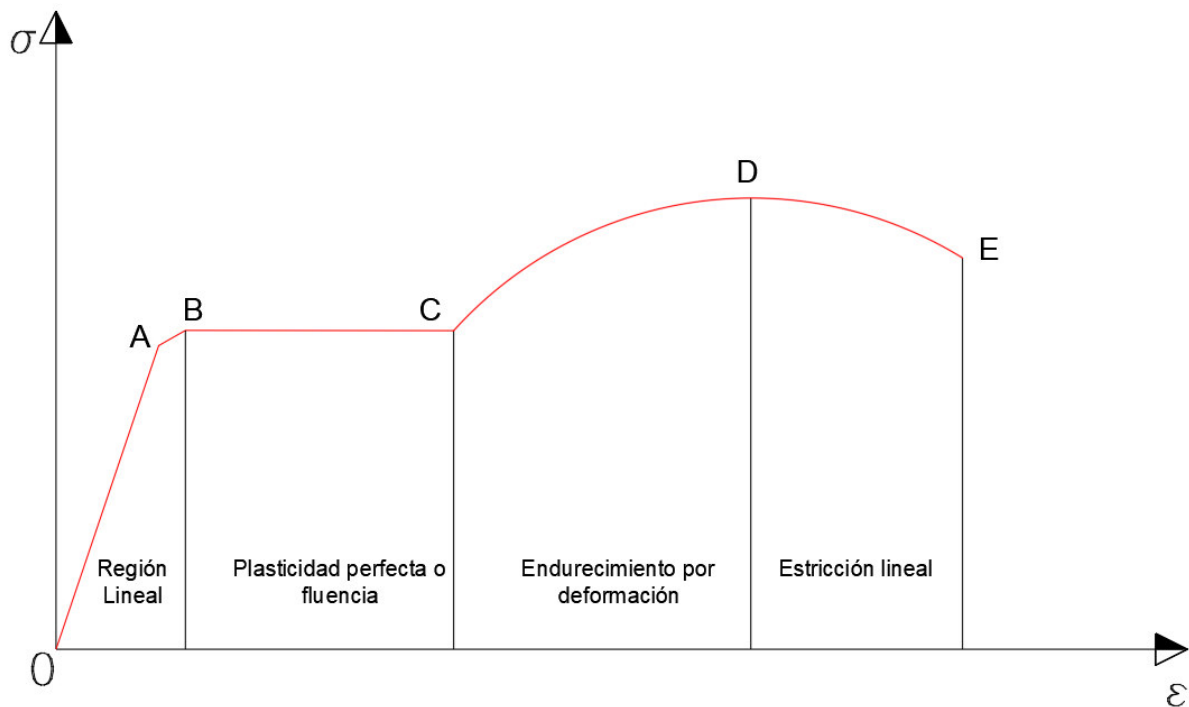


Figura 1. Diagrama esfuerzo – deformación del acero
Elaboración: Propia

En la figura 1, el punto A indica el límite de proporcionalidad en la que aún es válida la ley de Hooke. El punto B indica el límite elástico, es en donde el material resiste el mayor esfuerzo sin deformarse de una forma permanente. El punto C indica el esfuerzo de fluencia, en el que se produce un cambio brusco en la deformación sin experimentar un incremento en el esfuerzo. A partir de este punto la deformación que se produce se denomina plástica. El punto D se indica el esfuerzo último, en este la curva alcanza el esfuerzo máximo y posteriormente va disminuyendo antes de la falla. El punto E, indica en donde se produce la rotura.

Los diagramas esfuerzo – deformación representan el comportamiento del acero y es de gran importancia debido a que si no se dispone de la información adecuada de las relaciones esfuerzo – deformación no se puede realizar satisfactoriamente ningún método de diseño.

Los aceros más comunes en la construcción tienen las siguientes propiedades.

Tabla 1

Tipos de acero empleados comúnmente en el Ecuador.

Tipo de Acero	F _y (MPa)	F _u (MPa)	R _y
ASTM A36	250	400 - 550	1.5
ASTM A572 Gr. 50	345	450	1.1
ASTM A588	345	450	1.1

Nota:

F_y= Esfuerzo de fluencia mínima; F_u= Esfuerzo de tracción mínima; R_y= Factor de fluencia probable.

Fuente: ANSI/AISC 341-16, Tabla A3.1

Elaboración: Propia

- **Módulo de elasticidad**

El módulo de elasticidad se denomina también como el módulo de Young, indica la pendiente en la zona elástica del diagrama esfuerzo – deformación. El módulo elástico del acero estructural es de 200000 MPa o 29000 ksi (ANSI/AISC 360 – 16, Tabla B4.1b) y un peso específico de 7850 kgf/cm² (NEC-SE-CG, 2015, Tabla 8).

Es igual a la razón entre el esfuerzo y la deformación unitaria: $E_s = \sigma/\varepsilon$

- **Módulo de rigidez**

El módulo de rigidez y el módulo elástico están ligados por la siguiente expresión:

$$G = \frac{E_s}{2(1 + \mu)}$$

Donde:

G = Módulo de rigidez del acero estructural. (kgf/cm²)

E_s = Módulo elástico del acero estructural. (kgf/cm²)

μ = Coeficiente de Poisson del acero estructural.

2.3. Comportamiento estructural

Una estructura debe cumplir con 3 condiciones que son fundamentales para el diseño estructural de una edificación, dichas condiciones son las siguientes:

- **Resistencia**

Los elementos estructurales deben ser resistentes y capaces de soportar cargas aun cuando ya exista deformación, es decir, que no superen el estado límite de falla.

- **Rigidez**

La rigidez es la capacidad que tiene un elemento para oponerse a la deformación, considerando que estas pueden ser horizontales como verticales.

- **Estabilidad**

La estabilidad es la capacidad que tiene un elemento para mantener una forma de equilibrio. En esta se consideran dos tipos: la esbeltez global y la esbeltez local, las cuales vienen dadas por la invariabilidad geométrica del sistema estructural y por la esbeltez de los elementos respectivamente.

2.4. Edificaciones y su clasificación

Las edificaciones se pueden clasificar según el uso, nivel de diseño, sistema sismorresistente y tipo de construcción. Debido a que el presente estudio se enfoca principalmente al diseño de las edificaciones en acero estructural, se analiza la clasificación únicamente por el tipo de construcción y según el sistema sismorresistente.

2.4.1. Clasificación por el tipo de construcción

Según el tipo de construcción, las edificaciones se clasifican en los siguientes grupos: apoyada en muros de carga, reticular, para grandes luces y combinadas en hormigón y acero estructural.

2.4.1.1. Estructuras apoyadas en muros de carga

Las construcciones a base de muros de carga son el tipo de construcciones comerciales ligeras más comunes. En estas estructuras, los extremos de las vigas se apoyan sobre los muros, los cuales transmiten las cargas a los cimientos.

Antiguamente se engrosaba los muros conforme aumenta la altura de la edificación. Un ejemplo de esto es que, si el muro era de ladrillo, los pisos inferiores podrían aumentar a una fila más por cada piso, es decir que, si en el piso superior se tiene un muro de una sola fila de ladrillos, el piso anterior deberá tener 2 o 3 filas de ladrillos y así incrementar hasta llegar al suelo, es por esta razón que se limita con este tipo de construcción de 2 a 3 pisos.

Una desventaja de la construcción con estructuras apoyadas en muros de carga es que estas no son muy resistentes a las cargas sísmicas y a su vez el montaje para edificaciones suele ser más complejo.

2.4.1.2. Construcción reticular

En este tipo de construcciones existe una retícula de columnas y vigas de acero, las cuales transmiten las cargas hacia los cimientos, sobre dicha retícula descansan todos los elementos estructurales y no estructurales, tales como; losas, muros, divisiones, etc. Este método puede aplicarse a edificaciones de grandes alturas y también se denomina como construcción de vigas y columnas.

Es común ubicar las columnas de tal forma que se reduzca la carga excéntrica y a su vez ubicar las columnas con el objetivo de que las vigas principales se conecten en el alma y las vigas secundarias se conecten en el patín. A las paredes que descansan sobre la estructura de acero se denominan como muros ciegos o muros de relleno y a las vigas que resisten estas paredes se denominan vigas de fachada.

2.4.1.3. Estructuras de acero de grandes luces

En las estructuras que tienen luces grandes entre columnas, ya sean para el uso de auditorios, salones, teatros, entre otros, la construcción reticular puede resultar insuficiente, es por tal motivo que si los perfiles laminados no tienen la capacidad para soportar las cargas o ya sea que no cumplan con los límites de diseño, sería necesario emplear las siguientes estructuras según se requiera:

- Vigas con cubre placas laminadas
- Vigas armadas
- Marcos rígidos
- Armaduras compuestas
- Arcos

2.4.1.4. Estructuras de acero y concreto

Actualmente en una gran mayoría se ha empleado la combinación del hormigón armado y acero estructural, este tipo de estructuras surge por la necesidad de aprovechar el espacio al máximo, ya que, si se construía una edificación de gran altura únicamente en hormigón armado, las columnas necesitarían una sección transversal bastante robusta.

Generalmente se utilizan columnas de acero HSS rellenas de hormigón y en el caso de las vigas se emplean conectores de cortante de tal forma que la losa de hormigón trabaje conjuntamente aportando resistencia a la compresión. A este método se denomina sección compuesta.

2.4.2. Clasificación por sistemas sismorresistentes en edificaciones

Existen varios tipos de sistemas de resistencia de carga sísmica que se emplean en el diseño de las edificaciones de acero. A continuación, se indican los más comunes y que son mayormente utilizados.

2.4.2.1. Pórticos resistentes a momento

En un pórtico resistente a momento la mayor fuente de ductilidad se debe a la formación de rótulas plásticas en las vigas. Las conexiones entre viga – columna se realizan mediante conexiones rígidas y la resistencia a las cargas laterales se produce por flexión y cortante.

En estos pórticos la carga lateral forma rotulas plásticas en las vigas, mientras las columnas se mantienen elásticas con excepción de la base del pórtico, lo cual no es apropiado, ya que, al formarse una rótula plástica en la base, el sistema estructural se vuelve un mecanismo y a su vez inestable con lo que consecuentemente se puede llegar al colapso.

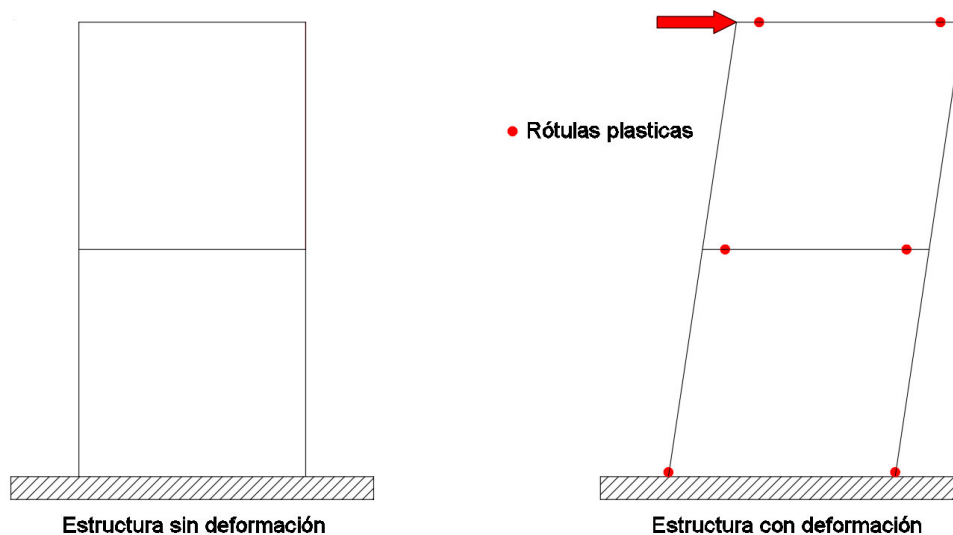


Figura 2. Comportamiento de pórtico resistente a momento experimentando cargas sísmicas.

Elaboración: Propia

Para que el pórtico resistente a momento tenga comportamiento adecuado se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Seleccionar los miembros que disipen la carga sísmica por deformación plástica.
- Diseñar las ubicaciones de las rotulas plásticas de tal manera que se acomoden las deformaciones y que no se dé el fallo por fractura o inestabilidad.
- Diseñar los otros elementos estructurales del pórtico con la finalidad de que sean más resistentes y a su vez para que trabajen como fusibles.

2.4.2.2. Pórticos con arriostramientos concéntricos

Los sistemas de pórticos con arriostramientos concéntricos resisten la carga sísmica con los elementos diagonales por los cuales están formados. Estos elementos diagonales o arriostramientos tienen un punto en común por lo que se denominan concéntricos.

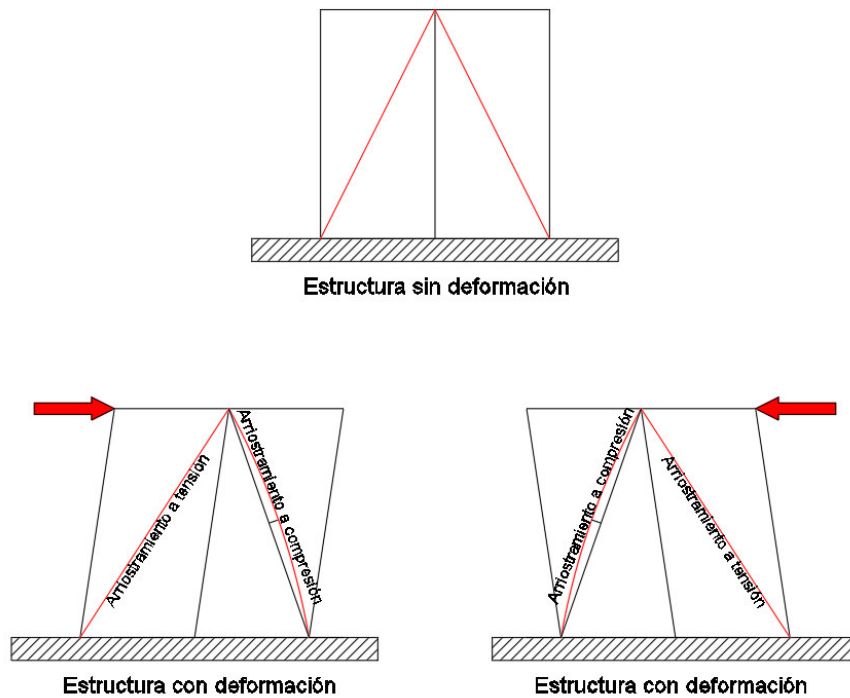


Figura 3. Comportamiento de con arriostramientos concéntricos bajo cargas sísmicas.
Elaboración: Propia

En este tipo de pórticos no es necesario que se coloquen los arriostramientos en todos los vanos. El funcionamiento de estos arriostramientos está en función de las cargas sísmicas, ya que, si el arriostramiento de un vano está sometido a tensión, el otro experimentará compresión y dichas cargas al ser bidireccionales invierten el trabajo de los arriostramientos, es decir, que el que estaba a tensión pasará a compresión y viceversa, por lo que están sujetas a una fluctuación de carga y debe ser considerada en el diseño.

Este sistema se puede asimilar con una armadura, ya que forman un sistema geoméricamente invariable y proporcionan una alta rigidez lateral. Para que este sistema sea aplicable en el diseño de una edificación, primero se deben diseñar los arriostramientos y posteriormente se analiza que las derivas estén dentro del rango admisible. Las vigas y columnas deberán ser diseñadas únicamente para que tengan un comportamiento elástico cuando el sistema esté sometido a las cargas sísmicas.

2.4.2.3. Pórticos con arriostramientos excéntricos

Los pórticos con arriostramientos excéntricos son una combinación de los pórticos resistentes a momento con los pórticos con arriostramientos concéntricos. A diferencia de los concéntricos, estos no tienen un punto en común, es decir que las líneas de eje de los elementos no se intersectan, por lo cual existe una excentricidad. La sección transversal de la viga que está delimitada por dicha excentricidad, es la que proporciona la ductilidad al sistema y como consecuencia se disipa la energía sísmica de una forma efectiva.

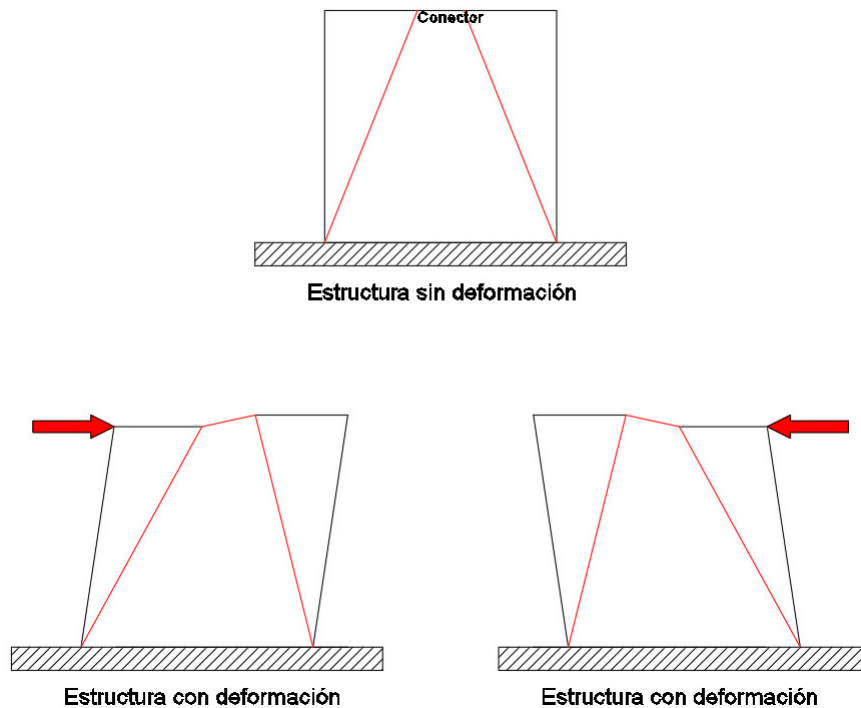


Figura 4. Comportamiento de con arriostramientos excéntricos bajo cargas sísmicas.
Elaboración: Propia

La longitud (excentricidad) que existe entre los extremos de los arriostramientos se denomina conector, cuyo objetivo es disipar la energía sísmica por flexión, cortante o a su vez por una combinación de los dos, con lo cual experimenta deformaciones plásticas de consideración. Sin embargo, se diseña con una excentricidad o separación relativamente pequeña, de tal forma que se produzca la ductilidad por efectos de cortante.

2.4.2.4. Pórticos con arriostramientos resistentes al pandeo

Los pórticos con arriostramientos resistentes al pandeo experimentan un comportamiento similar al de los pórticos con arriostramientos concéntricos con la diferencia de que la estabilidad no depende únicamente del arriostramiento sujeto a tracción, sino que también del arriostramiento que está sometido a compresión. Este tipo de pórtico se limita cuando se

produce el pandeo debido a la compresión que genera deformaciones considerables y posteriormente cuando se somete a la tracción producto del cambio de dirección de la carga sísmica, llegando así a la fractura de los arriostramientos, este efecto se denomina como fatiga de bajo ciclaje.

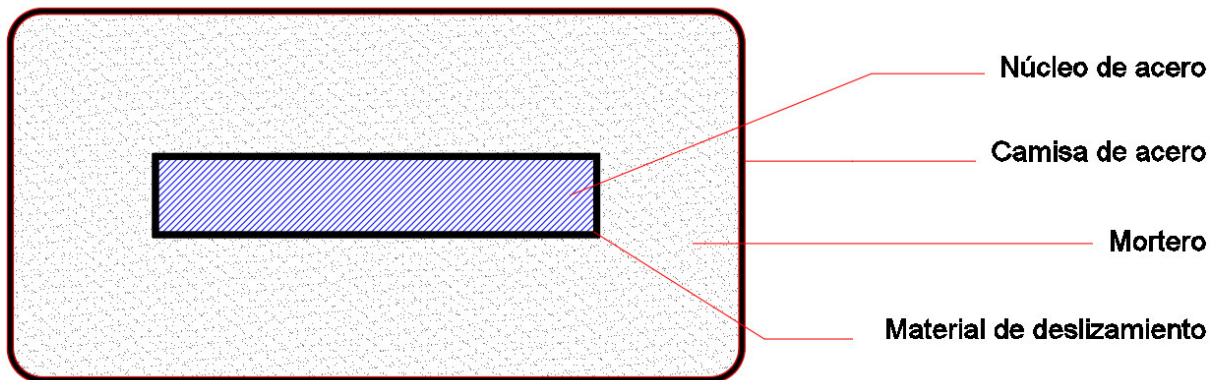


Figura 5. Sección transversal de un arriostramiento resistente a pandeo.
Elaboración: Propia

Para contrarrestar este efecto se desarrolla un núcleo de acero con un encamisado de mortero, lo cual, al estar confinado, el núcleo no se pandea y por ende trabaja como un elemento dúctil, que puede estar sometido a un esfuerzo de fluencia y se obtiene que las propiedades sean iguales tanto a tracción como a la compresión.

2.4.2.5. Pórticos de paredes de cortante con placa de acero

En este sistema se suelda una placa de acero a las vigas y columnas, al producirse la carga sísmica la estructura se deforma lateralmente, lo cual somete a tracción a la placa de acero.

Este sistema se comporta de una forma similar al de una viga “I”, cuando se trabaja a cortante la placa de acero funciona como el alma de la viga “I” y a su vez la viga del pórtico funciona como los rigidizadores transversales.

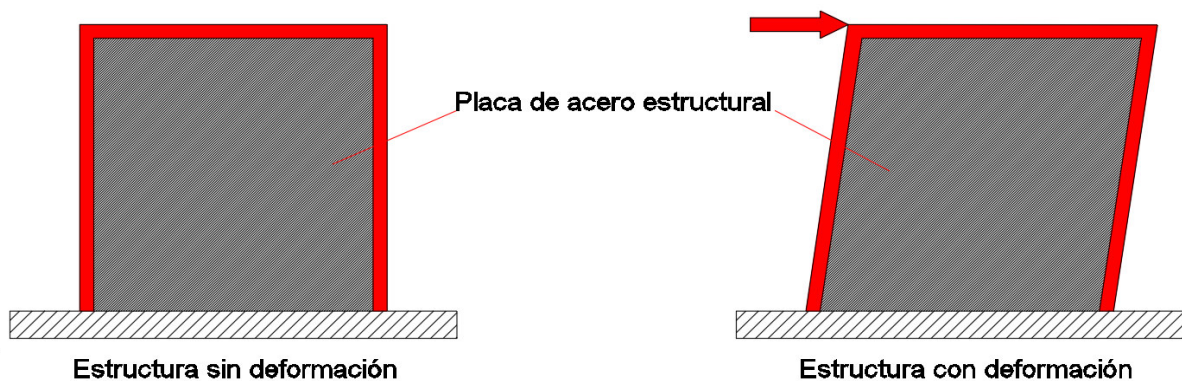


Figura 6. Comportamiento de pórtico con placas de acero experimentando cargas sísmicas.
Elaboración: Propia

2.5. Perfiles Estructurales

En el diseño de las edificaciones se pueden emplear perfiles laminados en caliente, perfiles laminados en frío y perfiles armados. Los más utilizados son los perfiles estándar que se encuentran especificados en el manual AISC (Instituto Americano de la Construcción de Acero). Según el AISC, los perfiles estructurales se clasifican de acuerdo a la sección transversal. Estos perfiles se clasifican en:

- **Perfiles W:** Este tipo de perfiles estructurales tienen la forma de una “I”, en el cual, el espesor del alma es de menor magnitud con respecto al espesor de los patines. El peralte puede ser de igual o mayor magnitud que el ancho del perfil.
- **Perfiles S:** Estos perfiles tienen la misma forma que los perfiles W, a diferencia que el espesor de los patines es menor que el espesor de las almas.
- **Perfiles HP:** Este perfil tiene la misma forma que el perfil W, a diferencia que este tiene todos sus espesores de igual magnitud y el peralte y el ancho son iguales.
- **Perfiles C:** Estos perfiles se denominan canales, en estos el peralte real es igual al peralte nominal.
- **Perfiles T:** Comúnmente son perfiles W, S, HP que son cortados ya sea por la mitad o una parte de ella, con la finalidad establecer una forma de T.
- **Perfiles L:** Los perfiles L se los conoce en el mercado como ángulos, en estos, las almas pueden ser ya sea del mismo tamaño o diferentes.
- **Tubos estructurales:** Estos también se denominan como secciones estructurales huecas HSS, las formas más comunes son: circulares, cuadradas y rectangulares.

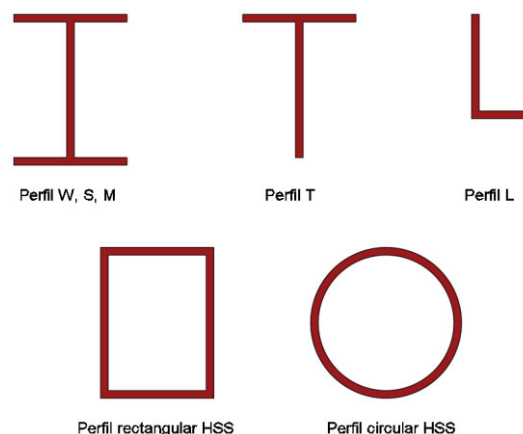


Figura 7. Tipos de perfiles estructural empleados en la construcción.

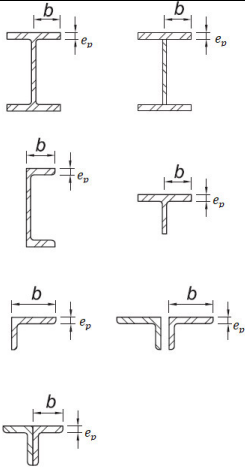
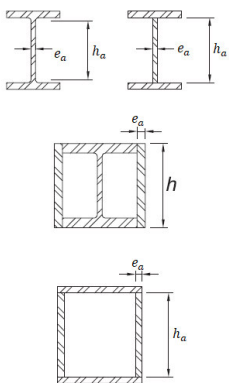
Elaboración: Propia

2.5.1. Clasificación de secciones según la relación ancho – espesor

Las secciones de los perfiles estructurales se pueden clasificar en compactas y no compactas. Para que un sistema estructural sea resistente a cargas sísmicas, la sección transversal de los miembros debe ser sísmicamente compacta. Una sección transversal es sísmicamente compacta, cuando esta es lo suficientemente robusta de tal forma que sea capaz de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica antes de pandearse.

Tabla 2

Relaciones máximas de ancho - espesor para elementos resistentes a carga sísmica.

Tipo	Relación ancho espesor	Límites de relación ancho espesor		Ejemplo
		Miembros de alta ductilidad λ_{ad}	Miembros de moderada ductilidad λ_{md}	
Flexión en patines de vigas "I" roladas o armadas "T"	$\frac{b}{e_p}$	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.4 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
Almas de perfiles "I" armados o rolados para vigas y columnas. Placas laterales de sección laminada "I" encajonados para vigas y columnas. Almas de secciones cajón armadas para vigas y columnas.	$\frac{h_a}{e_a}$	Para $C_a \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$ Para $C_a > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ Donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	Para $C_a \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a)$ Para $C_a > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ Donde: $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_u}{P_y}$ (ASD)	

Fuente: ANSI/AISC 341 – 16, Tabla D1.1

Elaboración: Propia

Existen datos experimentales los cuales señalan que aquellas secciones que cumple con los límites de alta ductilidad desarrollan una rotación plástica de 0.04 radianes e incluso una cantidad adicional y en las secciones compactas de moderada ductilidad se alcanza una rotación plástica de 0.02 radianes.

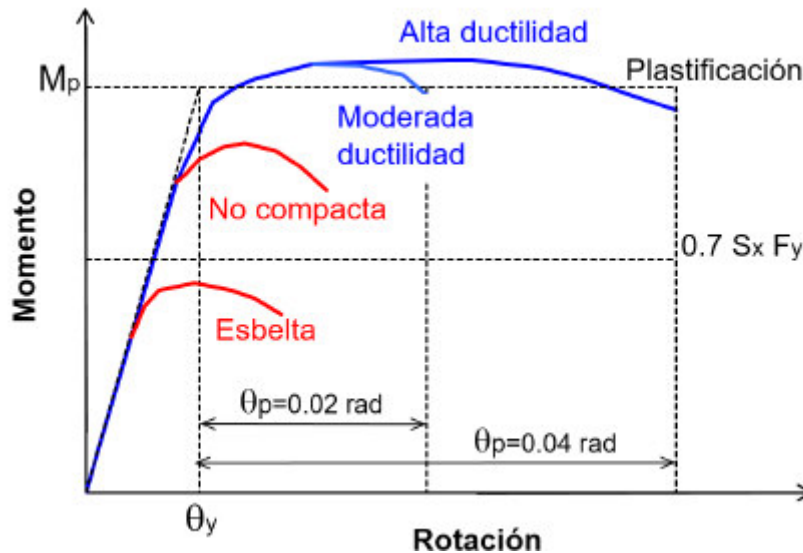


Figura 8. Comportamiento a flexión de una viga I (Efecto del pandeo local).
Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero (alacero)

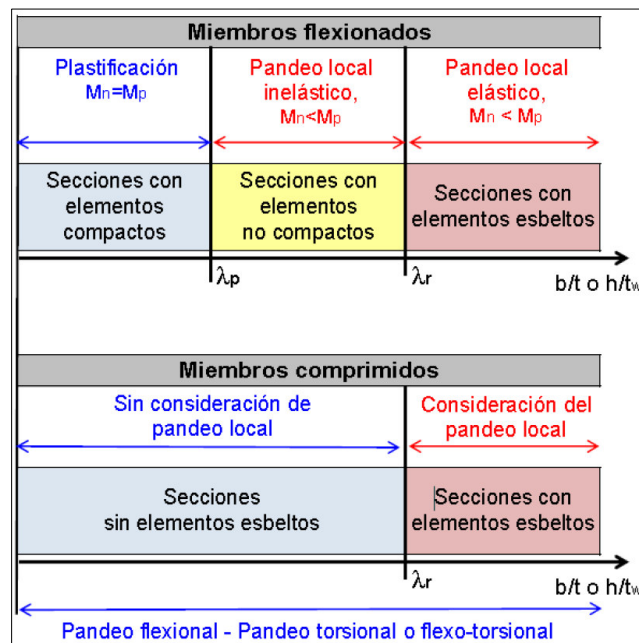


Figura 9. Clasificación de secciones de acero para consideración del pandeo local en vigas y columnas.
Fuente: Diseño sismorresistente de construcciones de acero (alacero)

En secciones esbeltas, también se puede realizar un diseño plástico, lo cual resulta un diseño bastante ambicioso, para dicho diseño será obligatoriamente necesario emplear atiesadores transversales, cuya finalidad es evitar que se produzca el pandeo local antes que la fluencia.

2.6. Cargas y combinación de cargas

2.6.1. Cargas Permanentes

Las cargas permanentes también se denominan como cargas muertas, estas se deben al peso propio de todos los elementos estructurales y no estructurales. Para la determinación de dichas cargas, inicialmente se debe partir con el predimensionamiento de todos los elementos.

- **Peso de Placa Colaborante**

Para determinar si es factible el diseño de una losa con placa colaborante se debe tomar en consideración las cargas que se aplican a la misma, distancia entre apoyos, espesor de la losa y espesor de la placa colaborante, todo esto se indica en los catálogos técnicos que se rigen según la norma (NTE INEN 2397, 2015, ASTM A653 / A653M-15e1, 2015).

- **Peso del Hormigón**

El hormigón que se analiza es aquel que se emplea para las losas, sobre la lámina acanalada de acero. De los catálogos técnicos que están regidos por la norma (NTE INEN 2397, 2015, ASTM A653 / A653M-15e1, 2015), se obtiene el volumen de hormigón que existe en un área de 1m^2 .

El peso del hormigón se analiza mediante la siguiente expresión:

$$P_{C.A} = \rho_{C.A} * V_{C.A}$$

Donde:

$P_{C.A}$ = *Peso del hormigón armado. (kgf/m²)*

$\rho_{C.A}$ = *Peso específico del hormigón. (kgf/m³)*

$\rho_{C.A} = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ (NEC-SE-CG, 2015, p. 21)

$V_{C.A}$ = *Volumen de hormigón en un m² de placa colaborante. (m³/m²)*

- **Peso de la Malla Electrosoldada R84**

La malla electrosoldada es aquella que trabajará para retracción y temperatura, esta debe cumplir con todas las especificaciones técnicas con la norma (NTE INEN 2209/ ASTM A1064).

- **Peso de piso y rasante**

Para el cálculo del peso de piso y rasante se interpreta que se obtendrá un espesor e_{pr} , con un peso específico de mortero de 2200 kgf /m^3 (NEC-SE-CG, 2015, p. 21). Este peso se determina mediante la siguiente expresión:

$$P_{pr} = \rho_{pr} * e_{pr}$$

Donde:

P_{pr} = *Peso del piso y rasante. (kgf/m²)*

ρ_{pr} = *Peso específico del piso y rasante. (kgf/m³)*

e_{pr} = *Espesor del piso y rasante. (m)*

- **Peso de Cielo Raso**

El peso de cielo raso hace referencia al material que se empleará, dichas cargas se analizan en un área de 1m^2 . El peso específico del material que se utilice se encuentra especificado en (NEC-SE-CG, 2015, p. 21).

- **Peso de Instalaciones**

El peso de las instalaciones está compuesto por el peso de las instalaciones eléctricas y las instalaciones hidrosanitarias.

$$P_I = P_{I.E} + P_{I.H}$$

Donde:

P_I = *Peso de las instalaciones. (kgf/m²)*

$P_{I.E}$ = *Peso de las instalaciones eléctricas. (kgf/m²)*

$P_{I.H}$ = *Peso de las instalaciones hidrosanitarias. (kgf/m²)*

- **Peso de Mampostería**

Para determinar el peso que se genera por la mampostería, se analiza el tablero más grande, debido a que este es el más desfavorable. Este peso involucra las paredes y toda la mampostería que se emplea en la edificación.

$$P_M = \frac{L_m * e_m * h_m * \rho_m}{A_t}$$

Donde:

P_M = Peso de la mampostería. (kgf/m²)

L_m = Longitud de mampostería. (m)

e_m = Espesor de mampostería (m)

h_m = Altura de mampostería. (m)

ρ_m = Peso específico de mampostería. (kgf/m³)

A_t = Área del tablero mas desfavorable. (m²)

2.6.2. Cargas Variables

- **Carga Viva**

La carga viva o sobrecarga mínima para unidades educativas se obtienen de la Tabla 9 de la NEC-SE-CG, 2015 de cargas no sísmicas. En la siguiente tabla se indican las sobrecargas más representativas para el presente proyecto.

Tabla 3
Sobrecargas empleadas en el diseño.

Unidades educativas	Carga uniforme (kN/m ²)	Carga uniforme (kgf/m ²)
Aulas	2.00	200
Corredores 2 ^{do} piso y sup.	4.00	400
Corredores primer piso	4.80	480

Fuente: NEC-SE-CG, 2015 Tabla 9
Elaboración: Propia

2.6.3. Cargas Sísmicas

La carga de sismo se determina en función del espectro de respuesta el cual se determina con la utilización de varios parámetros de diseño establecidos en la norma (NEC-SE-DS, 2015) como el tipo de suelo, importancia y ubicación de la edificación.

Para el cálculo de las cargas sísmicas se deben determinar los siguientes parámetros:

- Periodo fundamental de vibración (T)

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, 6.3.3})$$

- Periodos límites de vibración para el espectro sísmico de aceleraciones (T_0) y (T_c)

$$T_0 = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, p. 35})$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, p. 34})$$

- Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a)

$$S_a = \eta * Z * F_a \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, p. 34})$$

- Cortante basal (V_E)

$$V_E = C_s * W \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.2})$$

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \emptyset_P * \emptyset_E}$$

Dónde:

V_E = Cortante basal total de diseño. (kgf)

C_s = Coeficiente sísmico.

W = Carga sísmica reactiva de cada estructura (kgf).

S_a = Espectro de diseño en aceleración. (g)

I = Coeficiente de importancia.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

\emptyset_P y \emptyset_E = Coeficientes de configuración en planta y elevación.

Tabla 4

Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T (k)

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50T$
$T > 2.5$	2

Fuente: NEC-SE-DS, 2015, pág. 67

Elaboración: Propia

2.6.4. Combinaciones de cargas

Las combinaciones de carga se consideran para analizar las situaciones más desfavorables para la edificación.

Tabla 5

Combinaciones de carga en la edificación.

Combinación	C _M	C _V	S	C _{VC}
1	1.4			
2	1.2	1.6		0.5
3	1.2	1		1.6
5	1.2	1	1	
7	0.9		1	

Fuente: NEC-SE-CG, 2015, pág. 19

Elaboración: Propia

Las combinaciones de cargas, están en función de las cargas C_M, C_V, E, C_{VC}, en donde:

C_M: Carga Muerta

C_V: Carga Viva o Sobrecarga.

S: Carga generada por sismo.

C_{VC}: Carga viva de cubierta.

Para la aplicación de las cargas S (Carga generada por sismo), se deben considerar tanto en el sentido X como en sentido Y, debido a que estos pueden afectar en una sola dirección o también a su vez generar cargas en ambas direcciones.

2.7. Diseño de edificaciones

En el diseño de edificaciones se pueden emplear dos métodos: el método ASD y el LRFD. El método ASD (Allowable Stress Design), se diseña de tal forma que las tensiones por efectos de carga de servicio no sean mayores a las tensiones admisibles, donde estas representan una parte de las tensiones cedentes del material y al partir del análisis elástico, los elementos del sistema estructural deben comportarse elásticamente.

$$\frac{R_n}{\Omega} = R_a$$

Donde:

R_n = Resistencia nominal del miembro.

R_a = Fuerza calculada en el miembro.

Ω = Factor de seguridad.

El método LRFD (Load Resistance Factor Design) por factores de resistencia y carga, indica que la resistencia nominal de cada miembro debe ser igual o mayor que la resistencia requerida.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

R_n = Resistencia nominal de un miembro.

R_u = Fuerza factorizada calculada.

En el diseño de edificaciones se pueden realizar dos análisis: análisis elástico y análisis plástico.

2.7.1. Análisis Elástico

En el análisis elástico, los elementos se diseñan de tal forma que posteriormente a que experimenten una deformación, estos tengan la capacidad de regresar a su estado inicial, es decir, se trabajará en la zona elástica como se indica en la región sombreada de la figura 10.

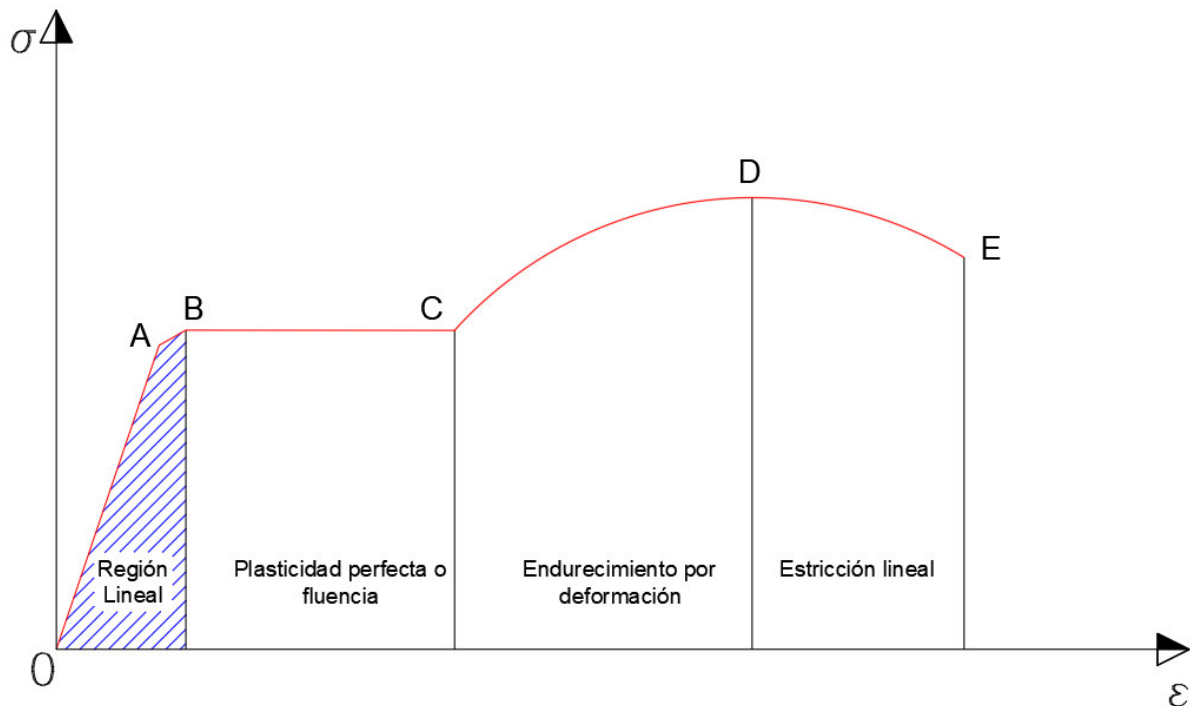


Figura 10. Diagrama esfuerzo – deformación del acero en análisis elástico.

Elaboración: Propia

Los miembros estructurales se diseñan con la finalidad que los esfuerzos de flexión calculados, no superen a los esfuerzos de fluencia de los elementos.

Por lo tanto, se tiene que:

$$\phi R_n \geq R_u$$

$$M_n \geq M_u$$

Donde:

M_n = Momento resistente del perfil de acero estructural.

M_u = Momento flector factorizado calculado.

Entonces la flexión nominal, M_n , será calculado de acuerdo al estado límite de fluencia. En este caso al considerar un diseño elástico el valor de M_n será igual al momento elástico M_e que estará en función del módulo de sección elástico S_x y del esfuerzo de fluencia mínima F_y .

$$M_n = M_e = F_y S_x$$

Dónde;

S_x = Módulo De Sección Elástico. (cm^3)

F_y = Esfuerzo de Fluencia Mínima. (kgf/cm^2)

$\phi = 0.9$, Coeficiente de reducción de resistencia por flexión.

Esta expresión se aplica únicamente cuando el esfuerzo calculado en el elemento es menor que el límite elástico, y se debe tomar en cuenta las siguientes hipótesis:

- Las secciones permanecen planas antes y después de la deformación.
- El esfuerzo es proporcional a la deformación unitaria.

2.7.1.1. Módulo de sección transversal elástico S

El módulo de sección transversal elástico se puede determinar con la siguiente expresión:

$$S = \frac{I}{c}$$

Donde:

I = Momento de inercia de la sección transversal. (cm^4)

c = Eje centroidal de la sección transversal. (cm^2)

Es importante aclarar que el módulo de sección transversal elástico se presenta cuando el elemento empieza a fluir, es decir cuando alcanza el esfuerzo de fluencia F_y .

Como se indica anteriormente, el módulo de sección elástico se puede calcular en función de la inercia y el eje centroidal, pero es importante indicar la distribución de esfuerzos hasta que el elemento alcance a fluir.

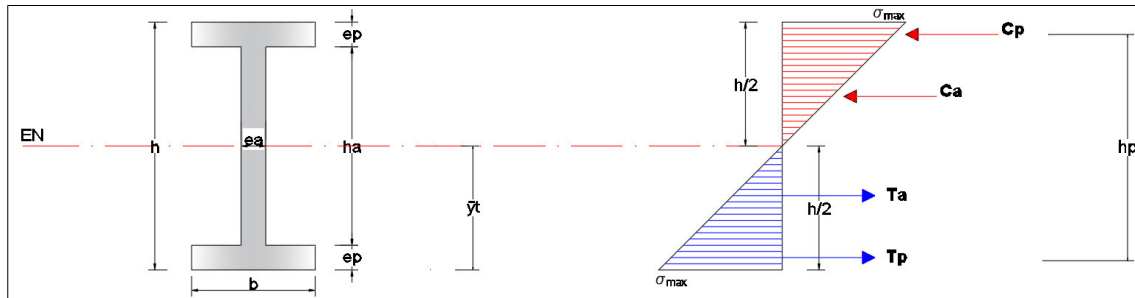


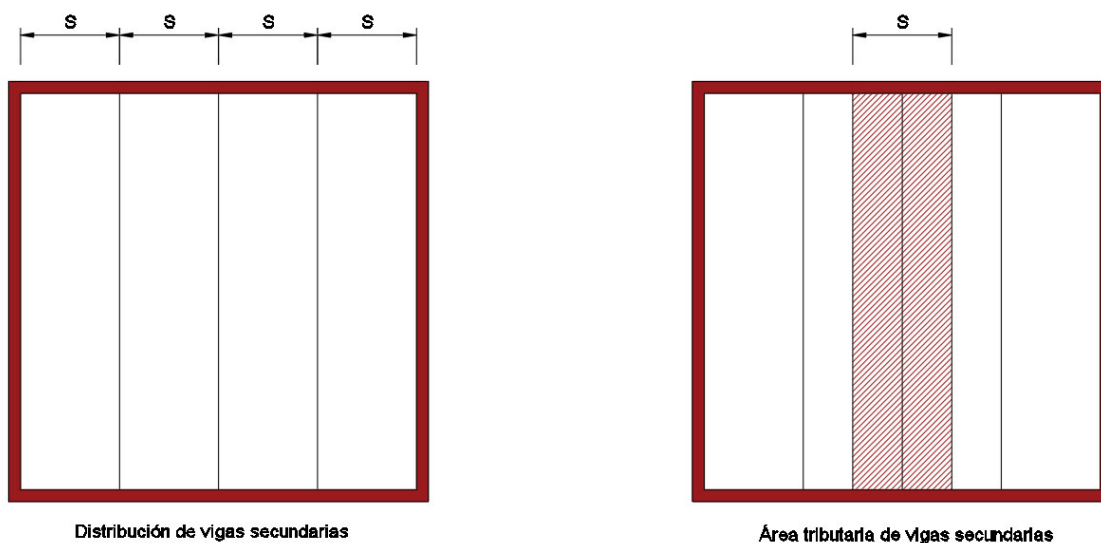
Figura 11. Distribución de esfuerzos en el rango elástico a compresión y a tracción.
Elaboración: Propia

Con la distribución de esfuerzos, se pueden determinar aquellos que se encuentran ubicados en la posición de las fuerzas. Cuando la fibra más alejada de la sección del elemento se encuentra sometida a tensión, esta llega al esfuerzo máximo F_y .

$$\sigma_{\max} = F_y$$

2.7.1.2. Vigas secundarias

Las vigas secundarias son aquellos elementos que resisten la carga generada por la losa, estas a su vez transmiten hacia las vigas principales y al estar conectadas con dichas vigas, brindan mayor rigidez y estabilidad a las vigas principales.



Distribución de vigas secundarias

Área tributaria de vigas secundarias

Figura 12. Distribución de vigas secundarias con una separación S .
Elaboración: Propia

Las vigas secundarias que se indican en la figura 12, están sometidas a una carga uniformemente distribuida debido a la franja de la losa que está en análisis.

- **Resistencia de diseño a flexión**

La resistencia de diseño a flexión de la viga se determina considerando los siguientes estados límites últimos; fluencia, pandeo lateral-torsional, pandeo local de ala y pandeo local de alma por flexión.

$$M_e = F_y S_x$$

$$M_n = M_e = F_y S_x$$

$$\phi M_n > M_u$$

- **Resistencia de diseño a corte**

La resistencia nominal a cortante para miembros estructurales se determina a partir de la siguiente expresión:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 120})$$

Donde:

V_n = Resistencia de corte nominal del perfil. (kgf)

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. (Kg/cm²)

A_w = Área del alma o de las almas del perfil de acero. (cm²)

C_{v1} = Coeficiente de resistencia de corte del alma en pandeo.

$$C_v = 1 \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 121})$$

$$\phi = 1 \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 121})$$

2.7.1.3. Vigas principales

Las vigas principales son aquellas que resisten la carga de las vigas secundarias. A diferencia de las anteriores, estas no reciben carga distribuida uniforme, sino que cargas puntuales, es decir, dichas cargas son las reacciones de las vigas secundarias.

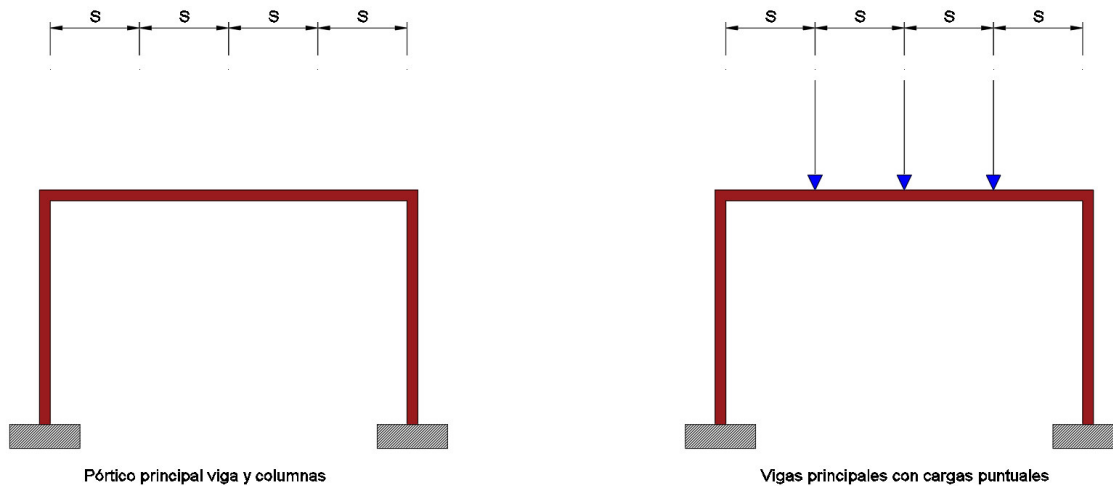


Figura 13. Vigas principales sometidas a fuerzas generadas por las vigas secundarias.
Elaboración: Propia

- **Resistencia de diseño a flexión**

La resistencia de diseño a flexión de la viga se determina considerando los siguientes estados límites últimos; fluencia, pandeo lateral-torsional, pandeo local de ala y pandeo local de alma por flexión.

$$M_e = F_y S_x$$

$$M_n = M_e = F_y S_x$$

$$\phi M_n > M_u$$

- **Resistencia de diseño a corte**

La resistencia nominal a cortante para miembros estructurales se determina a partir de la siguiente expresión:

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

(ANSI/AISC 360 – 16, p. 120)

- **Requerimientos Adicionales**

Al diseñar una estructura como un pórtico especial no arriostrado, las vigas deben cumplir un requisito adicional. Se considerarán como zonas protegidas los extremos de las vigas y además se deberá proveer de arriostramiento lateral a los dos patines. El patín superior esta arriostrado por la losa de hormigón armado, mientras que se deberá disponer de arriostramientos en el patín inferior para asegurar su estabilidad lateral. La separación máxima entre arriostramientos es:

$$L_b = 0.095r_y \frac{E}{R_y F_y} \quad (\text{ANSI/AISC 341 - 16, p. 18})$$

Dónde;

L_b = Separación máxima entre arriostramientos. (cm)

r_y = Radio de giro en el eje Y. (cm)

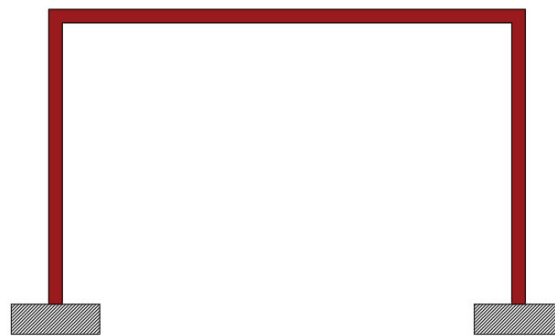
E = Módulo de Elasticidad. (kgf/cm²)

R_y = Factor de fluencia probable

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo. (kgf/cm²)

2.7.1.4. Columnas

Las columnas son los elementos verticales que conforman los pórticos estructurales y están sometidos a compresión. Una columna puede llegar a fallar por tres formas: pandeo flexionante, pandeo local y pandeo torsionante.



Pórtico principal viga y columnas

Figura 14. Disposición de columnas en el pórtico.

Elaboración: Propia

El pandeo local es cuando existe una deformación en la sección transversal del miembro y el pandeo por torsión es cuando el miembro se tuerce sin cambios en la sección transversal.

- **Pandeo por flexión**

El pandeo flexionante es el aquel pandeo en el que el miembro sometido a compresión se deflexiona hacia los lados sin cambio en su sección transversal.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{ANSI/AISC-360-16, Capítulo E.3})$$

Dónde;

$P_n =$ Compresión Nominal. (kgf)

$F_{cr} =$ Tensión de Pandeo por Flexión. (kgf)

$A_g =$ Área Bruta de la sección transversal. (cm²)

$\phi = 0.9$, Coeficiente de reducción de resistencia por compresión.

Para $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

Para $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Dónde:

$F_e =$ Tensión de Pandeo Elástico. (kgf/cm²)

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

- **Pandeo local**

Para el diseño por pandeo local se debe cumplir que el perfil estructural sea sísmicamente compacto.

- **Pandeo Torsional**

Para el diseño de perfiles rectangulares o cuadrados, no es necesario considerar el pandeo torsional según la norma (ANSI/AISC 360 – 16, Tabla E1.1).

- **Resistencia de carga axial y flexión**

La interacción de compresión y flexión en miembros deben satisfacer las siguientes ecuaciones según (ANSI/AISC-360 – 16, Capítulo H.1):

Para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Dónde;

$P_r =$ Resistencia axial requerida. (kgf)

$P_c = \phi P_n =$ Resistencia de compresión axial de diseño. (kgf)

$M_r =$ Resistencia de flexión requerida. (kgf – m)

$M_c = \phi M_n =$ Resistencia de flexión de diseño. (kgf – m)

- **Resistencia de Diseño a Corte**

La resistencia nominal de corte, V_n , es:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v2} \quad (\text{ANSI/AISC-360-16, Capítulo G.4})$$

Dónde;

$F_y =$ Esfuerzo de fluencia mínimo. (kgf/cm²)

$A_w = 2ht$. (cm²)

$C_{v2} = 1$, Coeficiente de resistencia de corte del alma en pandeo.

$h =$ Distancia libre entre alas. (cm)

$t =$ Espesor de diseño de la pared. (cm)

$\phi = 0.9$, Coeficiente de reducción de resistencia por corte.

2.7.2. Análisis Plástico

En el análisis plástico se diseña a partir desde el momento de fluencia F_y , el cual se denomina como momento de inicio de fluencia en las fibras extremas de la sección transversal del elemento.

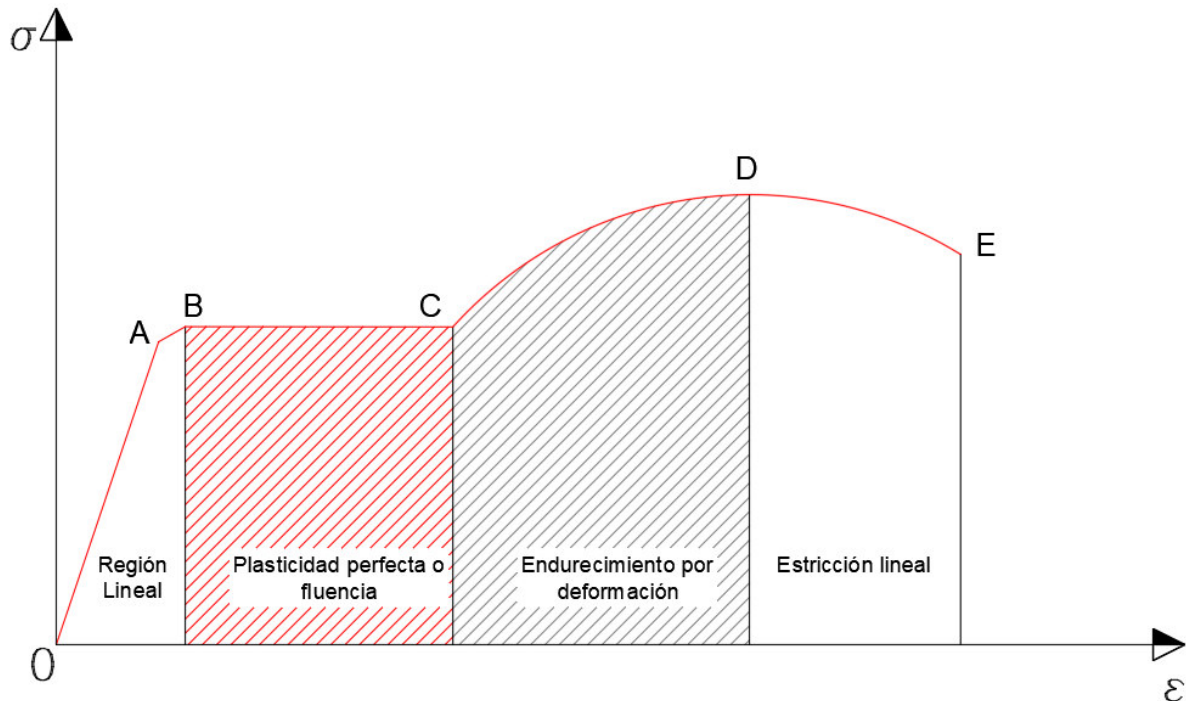


Figura 15. Diagrama esfuerzo – deformación del acero en análisis plástico.
Elaboración: Propia

La teoría plástica indica que los elementos que han alcanzado los esfuerzos de fluencia, pueden fluir una cantidad adicional y a su vez tienen la capacidad de transmitir los esfuerzos a otras partes de la estructura que estén aptos para resistir esfuerzos adicionales. En conclusión, este método sirve para equilibrar los esfuerzos en caso de sobrecarga.

El diseño plástico se realiza en la zona de plasticidad perfecta como se indica en la figura 15, posterior a esta, sigue la zona de endurecimiento por deformación, en la cual se podría permitir que los elementos resistan esfuerzos adicionales, pero debido a que resultan deformaciones de gran consideración, no resulta factible en esta zona.

2.7.2.1. Módulo de sección transversal plástico Z

Para determinar el módulo de sección plástico no existe una expresión definida, sin embargo, se debe notar que el módulo de sección plástico Z_x se presenta cuando la sección se plastifica, es decir cuando la fuerza de compresión C y la fuerza de tensión T son iguales.

Cuando se ha alcanzado la distribución de esfuerzos como se indica en la figura 16, se ha formado una rótula plástica ya que no puede resistir un momento adicional.

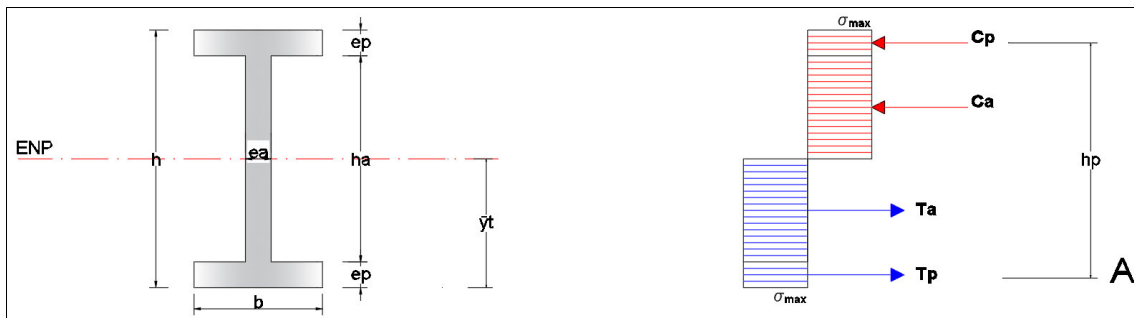


Figura 16. Distribución de esfuerzos en el rango plástico a compresión y a tracción.

Elaboración: Propia

$$C_p = A_p * F_y$$

Donde:

C_p = Fuerza de compresión del patín del perfil de acero. (Kg)

A_p = Área de compresión del patín del perfil de acero. (m^2)

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. (Kg/cm^2)

$$C_a = \frac{A_a}{2} * F_y$$

Donde:

C_a = Fuerza de compresión del alma del perfil de acero. (Kg)

A_a = Área del alma del perfil de acero. (m^2)

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. (Kg/cm^2)

$$T_a = \frac{A_a}{2} * F_y$$

Donde:

T_a = Fuerza de tensión del alma del perfil de acero. (Kg)

A_a = Área del alma del perfil de acero. (m^2)

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. (Kg/cm^2)

$$T_p = A_p * F_y$$

Donde:

T_p = Fuerza de tensión del patín del perfil de acero. (Kg)

A_p = Área de tensión del patín del perfil de acero. (m²)

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. (Kg/cm²)

Debido a que las fuerzas de compresión y de tensión se encuentran a una distancia d, se genera un momento plástico Mp.

$$M_p = F_y * Z_x$$

El momento plástico es igual producto de la fluencia del acero por el módulo de sección plástico del perfil de acero. Este es el momento que genera una plastificación completa del elemento formándose ahí una rótula plástica.

Calculando momentos con respecto al punto A, tenemos:

$$\Sigma M_A = 0$$

$$M_p = A_p * F_y * h_p + \frac{A_a}{2} * F_y \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_a}{4} + \frac{h_p - h_a}{2} \right) - \frac{A_a}{2} * F_y \left(\frac{h_a}{4} + \frac{h_p - h_a}{2} \right)$$

$$M_p = A_p * F_y * h_p + \frac{A_a}{2} * F_y \left(\frac{3h_a}{4} + \frac{h_p - h_a}{2} \right) - \frac{A_a}{2} * F_y \left(\frac{h_a}{4} + \frac{h_p - h_a}{2} \right)$$

$$M_p = F_y \left[A_p * h_p + \frac{A_a}{2} \left(\frac{3h_a}{4} + \frac{h_p - h_a}{2} \right) - \frac{A_a}{2} \left(\frac{h_a}{4} + \frac{h_p - h_a}{2} \right) \right]$$

$$M_p = F_y \left[A_p * h_p + \frac{A_a}{2} \left(\frac{3h_a}{4} \right) + \frac{A_a}{2} \left(\frac{h_p - h_a}{2} \right) - \frac{A_a}{2} \left(\frac{h_a}{4} \right) - \frac{A_a}{2} \left(\frac{h_p - h_a}{2} \right) \right]$$

$$M_p = F_y \left[A_p * h_p + \frac{A_a}{2} \left(\frac{3h_a}{4} \right) - \frac{A_a}{2} \left(\frac{h_a}{4} \right) \right]$$

$$M_p = F_y \left[A_p * h_p + \frac{A_a * 3h_a}{8} - \frac{A_a * h_a}{8} \right]$$

$$M_p = F_y \left[A_p * h_p + \frac{A_a * h_a}{4} \right]$$

$$M_p = F_y * Z_x$$

$$Z_x = \left[A_p * h_p + \frac{A_a * h_a}{4} \right]$$

Aplicación al cálculo del momento plástico del perfil de acero.

$$M_p = \phi * F_y * Z_x$$

$$M_p = \phi * F_y \left[A_p * h_p + \frac{A_a * h_a}{4} \right]$$

2.7.2.2. Vigas secundarias

En las vigas secundarias se aplica el diseño plástico por sección compuesta que se indica en la sección 2.8.

2.7.2.3. Vigas principales

Como se indicó, las vigas principales están sometidas a cargas puntuales generadas por las vigas secundarias y se deben diseñar para los siguientes esfuerzos:

- **Resistencia de diseño a flexión**

La resistencia de diseño a flexión de la viga se determina considerando los siguientes estados límites últimos; fluencia, pandeo lateral-torsional, pandeo local de ala y pandeo local de alma por flexión.

Para la determinación del momento resistente del perfil, a diferencia del análisis elástico, en este se empleará el módulo de sección plástico y se representa en la siguiente expresión.

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$\phi M_n > M_u$$

- **Resistencia de diseño a corte**

La resistencia nominal a cortante para miembros estructurales se determina a partir de la siguiente expresión:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v1} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 120})$$

Adicionalmente se deberá determinar si se requiere de atiesadores transversales, en el caso de que se cumpliera la condición indicada a continuación, no será necesario dichos atiesadores.

$$\frac{h}{e_p} \leq 2.46\sqrt{E/F_y} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 123})$$

- **Requerimientos Adicionales**

Para el diseño de los arriostramientos se realiza de la misma forma que en el análisis elástico, debido a que estos no están en función de módulo de sección transversal.

$$L_b = 0.095r_y \frac{E}{R_y F_y} \quad (\text{ANSI/AISC 341 – 16, p. 18})$$

2.7.2.4. Columnas

En un pórtico resistente a momento es recomendable que las columnas no se plastifiquen, ya que, si se forman rótulas plásticas en las columnas, la estructura puede convertirse en un mecanismo y como consecuencia, el sistema se vuelve inestable. Por tal motivo se puede deducir que las rótulas plásticas se forman únicamente en las vigas y las columnas se diseñarán de tal forma que no se exceda el límite elástico, como se indica en la figura 17 a continuación:

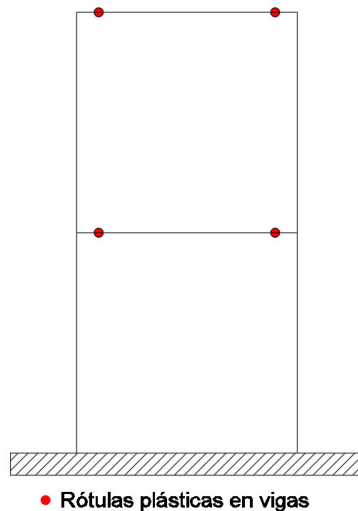


Figura 17. Disposición de columnas y ubicación de rótulas plásticas.
Elaboración: Propia

2.8. Sección Compuesta (Viga de acero – Losa de placa colaborante)

Hace tiempo atrás, las losas se fundían directamente sobre las vigas, empleando una lámina o placa colaborante; esta transmite las cargas verticales, incluyendo su peso propio, pero no contribuye a las vigas para resistirlas.

Actualmente, se aplica el método de sección compuesta, es decir, si entre vigas y losa se disponen de elementos capaces de resistir las fuerzas cortantes que se generan entre ellas cuando trabajan en conjunto, se obtiene una resistencia mayor que la resistencia que dan los dos elementos cuando trabajan por separado, de tal manera que se aprovecha la resistencia del hormigón de la losa a la compresión.

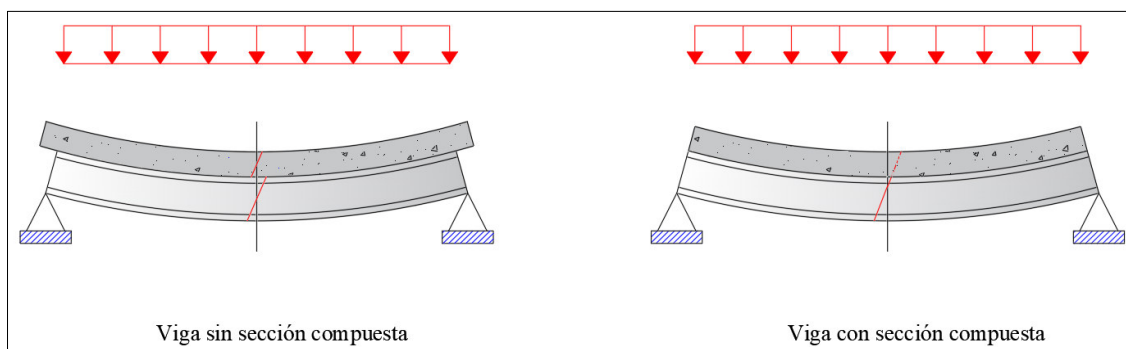


Figura 18. Comparación de deformaciones en vigas con y sin acción compuesta.
Elaboración: Propia

2.8.1. Ventajas de la sección compuesta

Al trabajar en sección compuesta se aprovecha la alta resistencia a la compresión que tiene el hormigón, ya que se diseña para que la losa o gran parte de ella trabaje en compresión, y la parte del área en tensión de la sección de la viga de acero es mayor que cuando la viga trabaja de forma individual, esto debido a la contribución que representa el hormigón, lo cual hace que suba el eje neutro de la sección.

La losa forma una placa de hormigón de grandes dimensiones, misma que se conecta al patín superior de las vigas, por lo cual aumenta considerablemente el momento de inercia y por ende la resistencia del sistema de piso.

Se obtiene como resultado que para una clara y una carga dada se requiera una menor cantidad de acero estructural, o su vez con la misma sección pueden emplearse a claros de mayor longitud, las deflexiones ocasionadas por la carga viva disminuyen, y si la construcción se ejecuta con apuntalamiento en las vigas hasta que el hormigón fragüe, también reducirán las deflexiones ocasionadas por las cargas permanentes o carga muerta.

Si se tienen sistemas de piso de menor altura, esto hace que se reduzca también la altura total de la edificación, por lo tanto, es de gran importancia para los edificios de grandes alturas, ya que esto conlleva a una reducción de las acciones de viento, reducción de acciones sísmicas y una disminución de costos en mamposterías, instalaciones, fachadas, etc.

“Las placas colaborantes tienen la capacidad de trabajar como diafragmas rígidos y transmitir adecuadamente las fuerzas horizontales a los elementos verticales resistentes; limitando esta suposición a la correcta disposición de los detalles constructivos.” (Cabrera, 2015, p. 72)

2.8.2. Desventajas de la sección compuesta

Dentro del tema de la construcción con sección compuesta, la principal desventaja es el costo de los conectores de cortante y a su vez el costo de mano de obra y materiales que influyen para la colocación de dichos conectores.

Para tomar una buena decisión, es decir, si se diseña para que la losa influya en el trabajo con las vigas o no, se debe analizar el ahorro que se obtiene tanto al reducir el peso de las vigas como la altura de los entrepisos, las cuales van de la mano con el costo de los conectores y su colocación.

2.8.3. Métodos de diseño por sección compuesta

El diseño con sección compuesta se basa fundamentalmente en los conectores de cortante, pero como se indicó, los conectores pueden generar grandes costos tanto en el precio del mismo como en el de su colocación, por esto existen dos métodos de diseño:

- Sección completamente compuesta.
- Sección parcialmente compuesta.

Los métodos indicados, están ligados ampliamente al ancho efectivo de la sección.

2.8.3.1. Ancho efectivo de la losa

Este concepto es de gran importancia, ya que los esfuerzos que se desarrollan en la losa no son uniformes y el ancho efectivo nos da una distribución uniforme de los esfuerzos, con lo cual se obtienen esfuerzos equivalentes y facilita el cálculo de las resistencias en la sección compuesta.

El ancho efectivo b_{ef} puede variar de acuerdo a la relación L/S en donde L es la longitud de la viga y S es la separación entre las vigas, dicha variación disminuye cuando la relación indicada aumenta. Se puede establecer que el ancho efectivo es constante cuando L/S es ≥ 4 .

El ancho efectivo de la losa de hormigón es igual a la suma de los anchos efectivos b_{eff} a cada lado del eje de la viga.

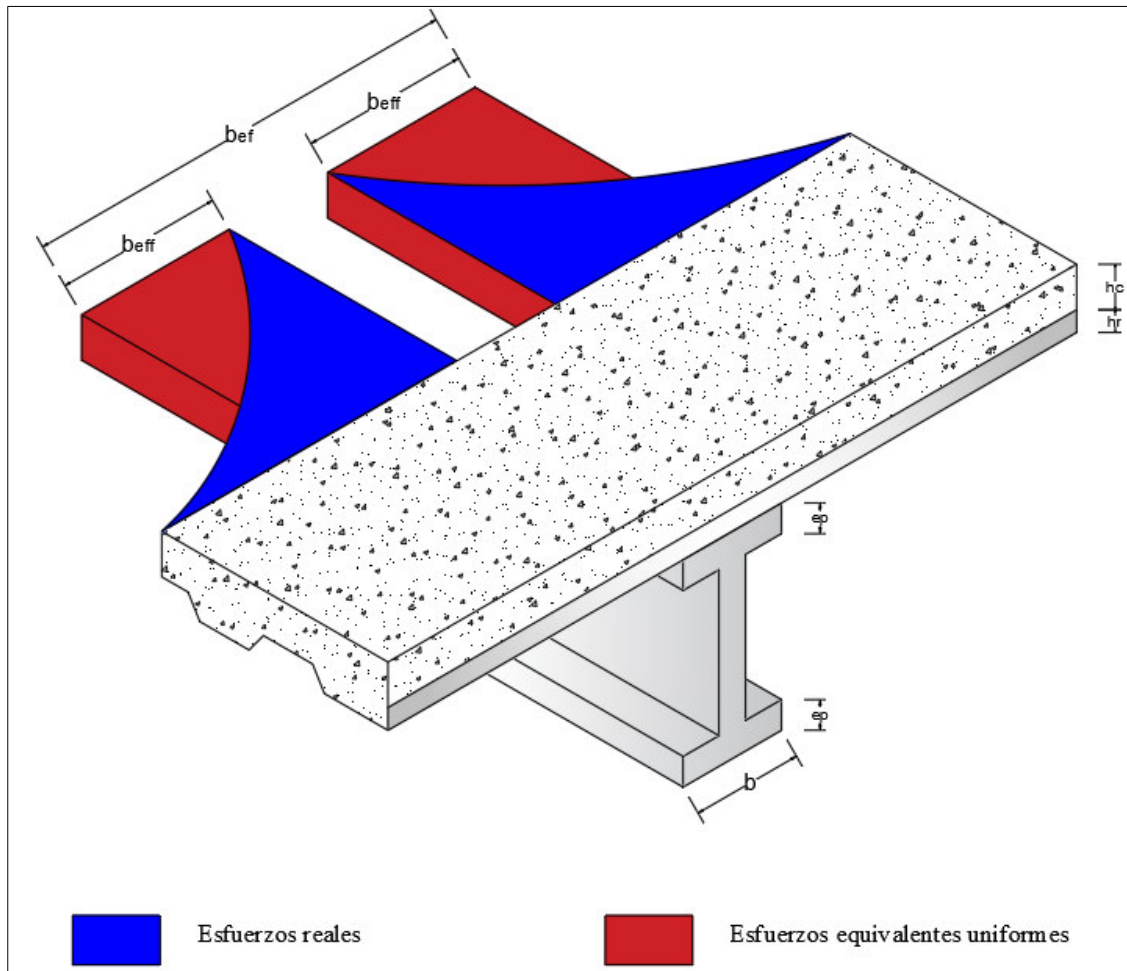


Figura 19. Esfuerzos reales y equivalentes en el ancho efectivo.

Elaboración: Propia

Para el cálculo de este, se debe tomar en cuenta la menor de las tres dimensiones siguientes:

- $\frac{1}{8}$ de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos. (ANSI/AISC 360 – 16, p. 147)
- $\frac{1}{2}$ de la distancia al eje de la viga adyacente. (ANSI/AISC 360 – 16, p. 147)
- La distancia al borde de la losa. (ANSI/AISC 360 – 16, p. 147)

2.8.3.2. Sección Completamente Compuesta.

La sección trabaja como completamente compuesta cuando la conexión entre losa de hormigón y la viga de acero transmiten toda la fuerza cortante horizontal que se desarrolla entre estos, sin que se genere ningún desplazamiento relativo entre ellos.

En la sección completamente compuesta la posición del eje neutro plástico (ENP) depende de las resistencias de la losa y de la viga. Las fuerzas internas horizontales son equivalentes a un momento flexionante de la sección, por lo que la tensión (T) y la compresión (C) son iguales en la sección compuesta.

$$T = C$$

$$T = A_s F_y \qquad C = 0.85 * F'_c * b_{ef} * a$$

Donde:

$T =$ Fuerza de tensión de la sección de acero. (kgf)

$C =$ Fuerza de compresión de la losa de hormigón. (kgf)

$A_s =$ Área de la sección transversal del perfil de acero. (cm²)

$F_y =$ Esfuerzo mínimo de fluencia del acero. (kgf/cm²)

$F'_c =$ Esfuerzo de compresión del hormigón. (kgf/cm²)

$b_{ef} =$ Ancho efectivo. (cm)

$a =$ Profundidad del bloque de compresión de la losa. (cm)

El eje neutro plástico (ENP) de la sección compuesta puede estar localizado en las siguientes ubicaciones.

- ENP localizado en la losa.
- ENP localizado en el patín de la viga.
- ENP localizado en el alma de la viga.

Considerando $a = h_c$ (espesor de losa de hormigón); podemos definir las siguientes condiciones:

Si $C = T$; se cumple la condición de equilibrio y el ENP (eje neutro plástico) estará situado en el borde inferior de la losa.

Si $C > T$; no se cumple la condición de equilibrio, en tal caso, para que la compresión y la tensión sean iguales, se requiere que no trabaje toda la losa a compresión, por lo tanto, el ENP estará situado en la losa de hormigón.

Si $C < T$; nos indica que la losa no es capaz de equilibrar la fuerza que se generaría si toda la viga trabajase en tensión; es por ello que la losa requiere una parte de la viga que trabaje o ayude a resistir la compresión; el ENP estará situado en la viga y la región que queda sobre él trabajará a compresión. El ENP puede estar localizado en el alma o en el patín de la viga, para definir su ubicación realizamos el siguiente procedimiento:

Si asumimos que el ENP se encuentra en el patín superior, tenemos que;

$$T = A_s F_y - A_{sp} F_y$$

$$C = 0.85 * F'_c * b_{ef} * a + A_{sp} F_y$$

Entonces, si la fuerza de compresión C es mayor que la fuerza de tensión T , el ENP estará localizado en el patín superior, y si T es mayor que C el ENP estará localizado en el alma. Una vez conocida la distribución de esfuerzos, ya es posible determinar la resistencia última en flexión de la sección compuesta.

- **Eje neutro en la losa con placa colaborante.**

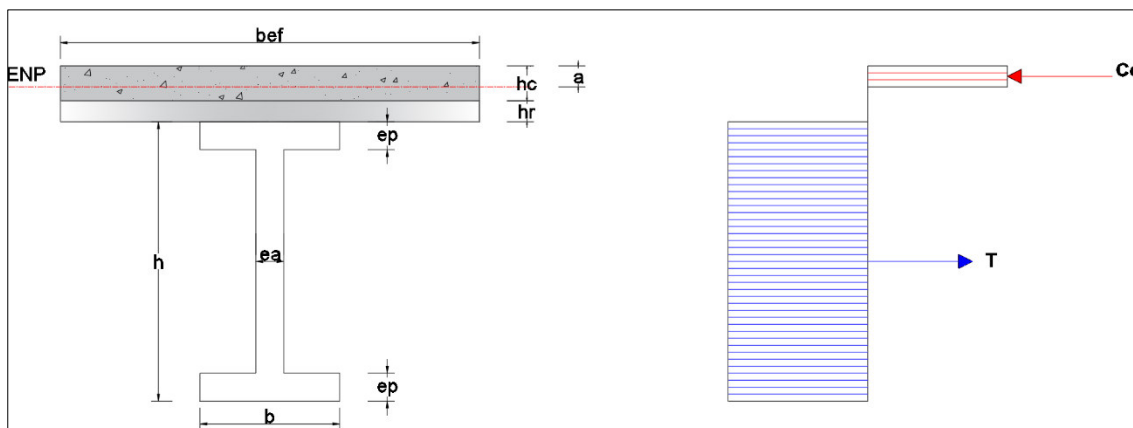


Figura 20. Bloque de esfuerzos con eje neutro en la losa con placa colaborante.
Elaboración: Propia

Partiendo del equilibrio de fuerzas $T = C$, se determina que la profundidad del bloque de compresión es:

$$T = A_s F_y$$

$$C = 0.85 * F'_c * b_{ef} * a$$

$$A_s F_y = 0.85 * F'_c * b_{ef} * a$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 * F'_c * b_{ef}}$$

$$C_c = 0.85 * f'_c * b_{ef} * a$$

Donde:

C_c = Esfuerzo de compresión del concreto. (Kg)

f'_c = Esfuerzo de compresión del concreto. (Kg/cm²)

b_{ef} = Ancho efectivo de la losa de concreto. (cm)

a = Profundidad del bloque de compresión de la losa. (cm)

$$T = A_s F_y$$

Donde:

T = Fuerza de tensión de la sección de acero. (kgf)

A_s = Área de la sección transversal del perfil de acero. (cm²)

F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia del acero. (kgf/cm²)

Calculando momentos con respecto a la fuerza de compresión del hormigón C_c tenemos:

$$M_n = A_s F_y \left(\frac{h}{2} + h_r + h_c - \frac{a}{2} \right)$$

- Eje neutro en el patín superior de la viga de acero con placa colaborante

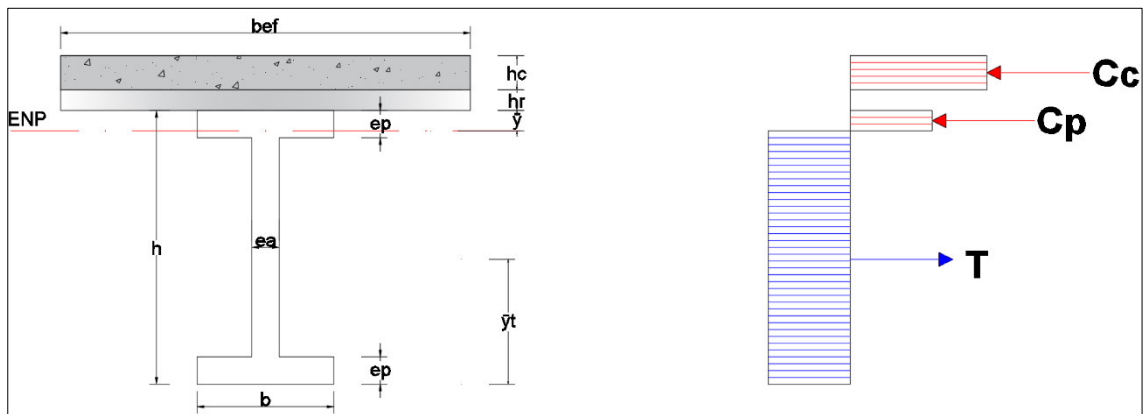


Figura 21. Bloque de esfuerzos con eje neutro en el patín de la viga.
Elaboración: Propia

$$C > T$$

$$C_c = 0.85 * f'c * b_{ef} * h_c$$

Donde:

C_c = Esfuerzo de compresión del concreto. (Kg)

$f'c$ = Esfuerzo de compresión del concreto. (Kg/cm²)

b_{ef} = Ancho efectivo de la losa de concreto. (cm)

h_c = Altura del concreto, medida sobre el canal de la placa colaborante. (cm)

$$C_p = b * \bar{y} * F_y$$

Donde:

C_p = Fuerza de compresión del patín del perfil sobre el eje neutro plástico. (Kg)

b = Base del perfil de acero. (cm)

\bar{y} = Eje neutro plástico. (cm)

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. (Kg/cm²)

$$T = (A_s - b * \bar{y}) * F_y$$

Donde:

$T =$ Fuerza de tensión del acero bajo el eje neutro plástico. (Kg)

$A_s =$ Área total del perfil de acero. (cm²)

Se establece la condición de equilibrio; Compresión (C) = Tensión (T) y se determina \bar{y} .

$$C_c + C_p = T$$

$$0.85 * f'c * b_{ef} * h_c + b * \bar{y} * F_y = (A_s - b * \bar{y}) * F_y$$

$$\frac{0.85 * f'c * b_{ef} * h_c}{F_y} + \frac{b * \bar{y} * F_y}{F_y} = (A_s - b * \bar{y})$$

$$\frac{0.85 * f'c * b_{ef} * h_c}{F_y} + b * \bar{y} = (A_s - * \bar{y})$$

$$\frac{0.85 * f'c * b_{ef} * h_c}{F_y} + b * \bar{y} + b * \bar{y} = A_s$$

$$2b * \bar{y} = A_s - \frac{0.85 * f'c * b_{ef} * h_c}{F_y}$$

$$\bar{y} = \frac{A_s}{2b} - \frac{0.85 * f'c * b_{ef} * h_c}{2b * F_y}$$

$$\bar{y} = \frac{A_s (F_y)}{2b (F_y)} - \frac{0.85 * f'c * b_{ef} * h_c}{2b * F_y}$$

$$\bar{y} = \frac{A_s F_y - 0.85 * f'c * b_{ef} * h_c}{2b * F_y}$$

Calculando momentos con respecto al eje neutro plástico (ENP) tenemos:

$$Mn = C_c \left(\frac{h_c}{2} + h_r + \bar{y} \right) + C_p \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + T(h - \bar{y}_t)$$

Donde:

$\bar{y}_t =$ Eje neutro del área del acero sometido a flexión.

El eje neutro \bar{y}_t pertenece al área sombreada como se indica en la figura 22, es decir el área del perfil que está sometida a flexión. Para determinar \bar{y}_t se procede a separar dicha área en figuras más sencillas.

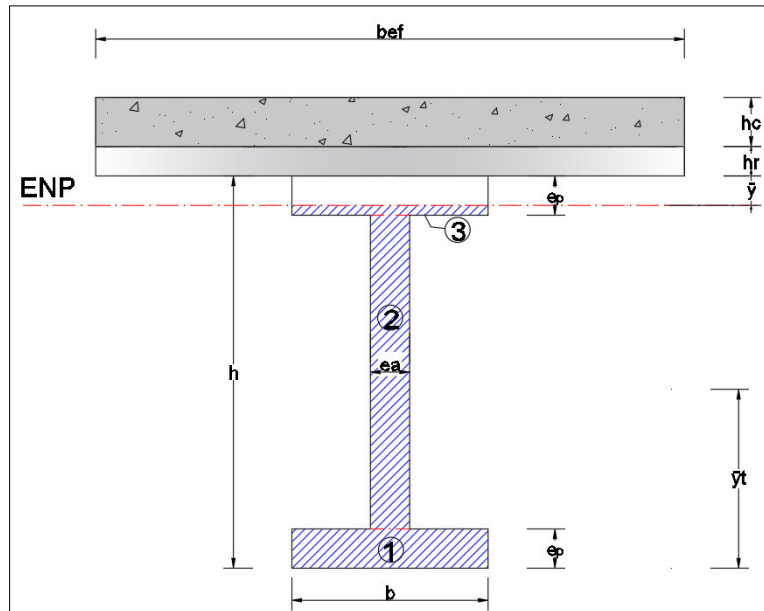


Figura 22. Eje neutro \bar{y}_t perteneciente al área de tracción.
Elaboración: Propia

Tabla 6
División en figuras simples el área de tracción.

FIGURA	ÁREA	\bar{y}_t	$A\bar{y}_t$
1	$(bx e_p)$	$\left(\frac{e_p}{2}\right)$	$(bx e_p) \left(\frac{e_p}{2}\right)$
2	$e_a(h - 2e_p)$	$\left(\frac{h}{2}\right)$	$e_a(h - 2e_p) \left(\frac{h}{2}\right)$
3	$b(e_p - \bar{y})$	$\left(h - \bar{y} - \left(\frac{e_p - \bar{y}}{2}\right)\right)$	$b(e_p - \bar{y}) \left(h - \bar{y} - \left(\frac{e_p - \bar{y}}{2}\right)\right)$

Elaboración: Propia

$$\bar{y}_t = \frac{\Sigma A \bar{y}_t}{\Sigma A}$$

$$\bar{y}_t = \frac{(bx e_p) \left(\frac{e_p}{2}\right) + e_a(h - 2e_p) \left(\frac{h}{2}\right) + b(e_p - \bar{y}) \left(h - \bar{y} - \left(\frac{e_p - \bar{y}}{2}\right)\right)}{(bx e_p) + e_a(h - 2e_p) + b(e_p - \bar{y})}$$

- Eje neutro en el alma superior de la viga de acero con placa colaborante

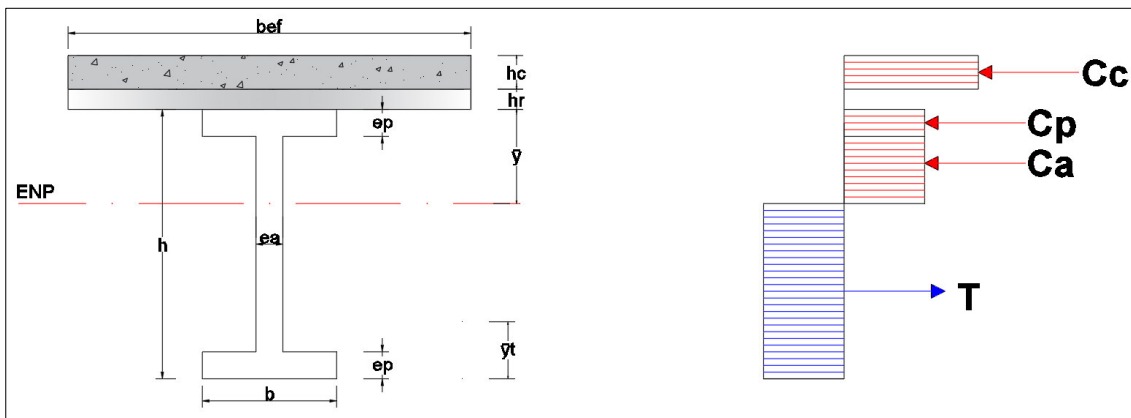


Figura 23. Bloque de esfuerzos con eje neutro en el alma de la viga.
Elaboración: Propia

$$T > C$$

$$C_c = 0.85 * f'c * b_{ef} * h_c$$

$$C_p = b * e_p * F_y$$

$$C_a = (\bar{y} - e_p) * e_a * F_y$$

Donde:

C_a = Fuerza de compresión del alma del perfil sobre el eje neutro plástico. (Kg)

\bar{y} = Eje neutro plástico. (cm)

e_p = Espesor del patín del perfil de acero. (cm)

e_a = Espesor del alma del perfil de acero. (cm)

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero. (Kg/cm²)

$$T = (A_s * F_y) - C_p - C_a$$

Donde:

T = Fuerza de tensión del acero bajo el eje neutro plástico. (Kg)

A_s = Área total del perfil de acero. (cm²)

$F_y =$ Esfuerzo de fluencia del acero. (Kg/cm²)

$C_p =$ Fuerza de compresión del patín del perfil sobre el eje neutro plástico. (Kg)

$C_a =$ Fuerza de compresión del alma del perfil sobre el eje neutro plástico. (Kg)

Estableciendo la condición de equilibrio, es decir que la compresión (C) es igual a la tensión (T), podemos determinar \bar{y} como se indica a continuación.

$$C_c + C_p + C_a = T$$

$$C_c + C_p + C_a = (A_s * F_y) - C_p - C_a$$

$$C_c + 2C_p + 2C_a = (A_s * F_y)$$

$$(0.85 * f'c * b_{ef} * h_c) + 2(b * e_p * F_y) + 2((\bar{y} - e_p) * e_a * F_y) = (A_s * F_y)$$

$$2((\bar{y} - e_p) * e_a * F_y) = (A_s * F_y) - (0.85 * f'c * b_{ef} * h_c) - 2(b * e_p * F_y)$$

$$(\bar{y} - e_p) = \frac{(A_s * F_y) - (0.85 * f'c * b_{ef} * h_c) - 2(b * e_p * F_y)}{2 * e_a * F_y}$$

$$(\bar{y} - e_p) = \frac{(A_s * F_y)}{2 * e_a * F_y} - \frac{(0.85 * f'c * b_{ef} * h_c)}{2 * e_a * F_y} - \frac{2(b * e_p * F_y)}{2 * e_a * F_y}$$

$$(\bar{y} - e_p) = \frac{A_s}{2 * e_a} - \frac{0.85 * f'c * b_{ef} * h_c}{2 * e_a * F_y} - \frac{b * e_p}{e_a}$$

$$\bar{y} = \frac{A_s}{2 * e_a} - \frac{0.85 * f'c * b_{ef} * h_c}{2 * e_a * F_y} - \frac{b * e_p}{e_a} + e_p$$

Calculando momentos con respecto al eje neutro plástico (ENP) tenemos:

$$Mn = C_c \left(\frac{h_c}{2} + h_r + \bar{y} \right) + C_p \left(\bar{y} - \frac{e_p}{2} \right) + C_a \left(\frac{\bar{y} - e_p}{2} \right) + T(h - \bar{y}_t)$$

Donde:

$\bar{y}_t =$ Eje neutro del área del acero sometido a flexión.

El eje neutro \bar{y}_t pertenece al área sombreada como se indica en la figura 24, es decir la parte del perfil que está sometida a flexión. Para determinar \bar{y}_t se procede a separar dicha área en figuras más sencillas.

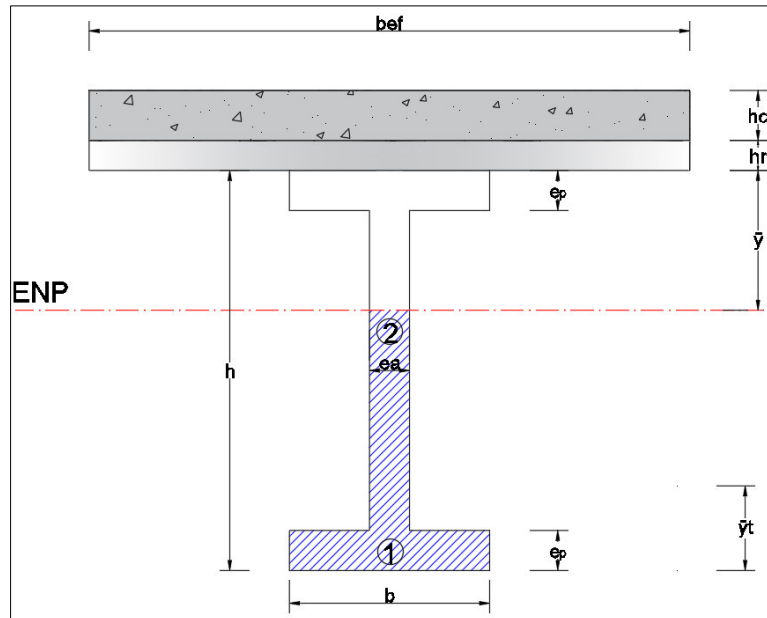


Figura 24. Eje neutro \bar{y}_t perteneciente al área de tracción.

Elaboración: Propia

Tabla 7

División en figuras simples el área de tracción.

FIGURA	ÁREA	\bar{y}_t	$A\bar{y}_t$
①	$b \times e_p$	$\frac{e_p}{2}$	$(b \times e_p) \left(\frac{e_p}{2}\right)$
②	$e_a(h - \bar{y} - e_p)$	$\left(\frac{h - \bar{y} - e_p}{2}\right) + e_p$	$(e_a(h - \bar{y} - e_p)) \left(\left(\frac{h - \bar{y} - e_p}{2}\right) + e_p\right)$

Elaboración: Propia

$$\bar{y}_t = \frac{\Sigma A\bar{y}_t}{\Sigma A}$$

$$\bar{y}_t = \frac{(b \times e_p) \left(\frac{e_p}{2}\right) + (e_a(h - \bar{y} - e_p)) \left(\left(\frac{h - \bar{y} - e_p}{2}\right) + e_p\right)}{(b \times e_p) + (e_a(h - \bar{y} - e_p))}$$

$$\bar{y}_t = \frac{b * e_p^2 + e_a(h - \bar{y} + e_p)(h - \bar{y} - e_p)}{2[(b \times e_p) + (e_a(h - \bar{y} - e_p))]}$$

2.8.3.3. Sección Parcialmente Compuesta

La sección parcialmente compuesta se desarrolla cuando se emplean un menor número de conectores que el requerido para que se dé una acción completamente compuesta. En este caso la conexión entre la losa de hormigón y la viga de acero permiten un cierto desplazamiento.

Cuando se trabaja con sección parcialmente compuesta, se analiza la hipótesis de que los conectores de corte no sean lo suficientemente capaces de resistir los esfuerzos de corte horizontal, los cuales se presentan en el área del acero con el hormigón, por tal motivo la capacidad de resistencia del elemento estará determinada por la resistencia total de los conectores de corte $\sum Q_n$. El porcentaje mínimo de conectores deberá ser de 25%, ya que, si es menor a este, se producirán deslizamientos excesivos y pérdidas de rigidez.

El eje neutro plástico (ENP) de la sección compuesta puede estar localizado en las siguientes ubicaciones.

- ENP localizado en el patín de la viga.
- ENP localizado en el alma de la viga.

A diferencia de que cuando se trabaja en sección completamente compuesta, en esta no es posible que el ENP esté localizado en la losa de hormigón, ya que, al disminuir el número de conectores de cortante, esta necesitará que una parte de la viga trabaje a compresión. Considerando $a = h_c$ (*espesor de losa de hormigón*); podemos definir las siguientes condiciones:

Si $C < T$; nos indica que la losa no es capaz de equilibrar la fuerza que se generaría si toda la viga trabajase en tensión; es por ello que la losa requiere una parte de la viga que trabaje o ayude a resistir la compresión; el ENP estará situado en la viga y la región que queda sobre él trabajará a compresión. El ENP puede estar localizado en el alma o en el patín de la viga, para definir su ubicación realizamos el siguiente procedimiento:

Si asumimos que el ENP se encuentra en el patín superior, tenemos que;

$$T = A_s F_y - A_{sp} F_y$$

$$C = 0.85 * F'_c * b_{ef} * a + A_{sp} F_y$$

Entonces, si la fuerza de compresión C es mayor que la fuerza de tensión T, el ENP estará localizado en el patín superior, y si T es mayor que C el ENP estará localizado en el alma.

- Eje neutro en el patín superior de la viga de acero con placa colaborante.

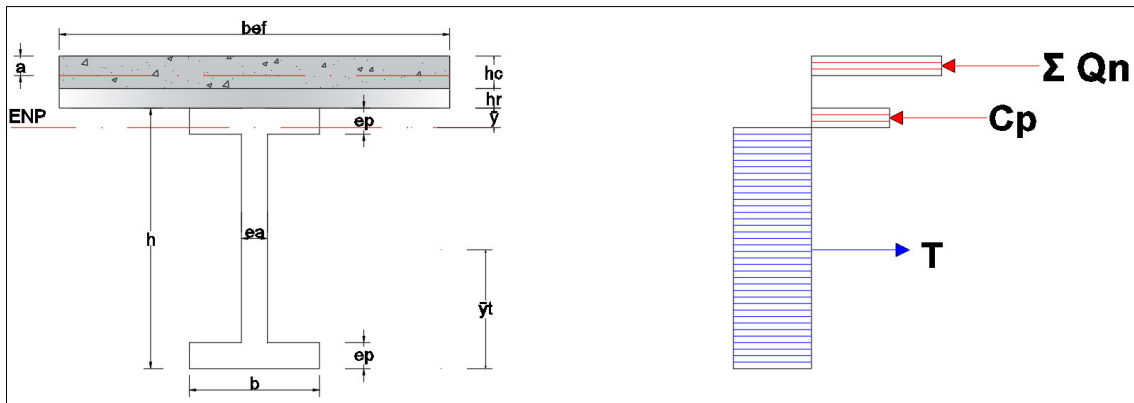


Figura 25. Bloque de esfuerzos con eje neutro en el patín de la viga.
Elaboración: Propia

$$C_c = \sum Q_n$$

Donde:

$$\sum Q_n = \text{Resistencia total de los conectores. (kgf)}$$

$$C_p = b * \bar{y} * F_y$$

Donde:

$$C_p = \text{Fuerza de compresión del patín del perfil sobre el eje neutro plástico. (Kg)}$$

$$b = \text{Base del perfil de acero. (cm)}$$

$$\bar{y} = \text{Eje neutro plástico. (cm)}$$

$$F_y = \text{Esfuerzo de fluencia del acero. (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$T = (A_s - b * \bar{y}) * F_y$$

Donde:

$$T = \text{Fuerza de tensión del acero bajo el eje neutro plástico. (Kg)}$$

$$A_s = \text{Área total del perfil de acero. (cm}^2\text{)}$$

Estableciendo la condición de equilibrio, es decir que la compresión (C) es igual a la tensión (T), podemos determinar \bar{y} como se indica a continuación.

$$C_c + C_p = T$$

$$\sum Q_n + b * \bar{y} * F_y = (A_s - b * \bar{y}) * F_y$$

$$\frac{\sum Q_n}{F_y} + \frac{b * \bar{y} * F_y}{F_y} = (A_s - b * \bar{y})$$

$$\frac{\sum Q_n}{F_y} + b * \bar{y} = (A_s - b * \bar{y})$$

$$\frac{\sum Q_n}{F_y} + b * \bar{y} + b * \bar{y} = A_s$$

$$2b * \bar{y} = A_s - \frac{\sum Q_n}{F_y}$$

$$\bar{y} = \frac{A_s}{2b} - \frac{\sum Q_n}{2b * F_y}$$

$$\bar{y} = \frac{A_s \left(\frac{F_y}{F_y} \right) - \sum Q_n}{2b * F_y}$$

$$\bar{y} = \frac{A_s F_y - \sum Q_n}{2b * F_y}$$

Calculando momentos con respecto al eje neutro plástico (ENP) tenemos:

$$Mn = \sum Q_n \left(h_c + h_r - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + C_p \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + T(h - \bar{y} - \bar{y}_t)$$

- Eje neutro en el alma de la viga de acero con placa colaborante.

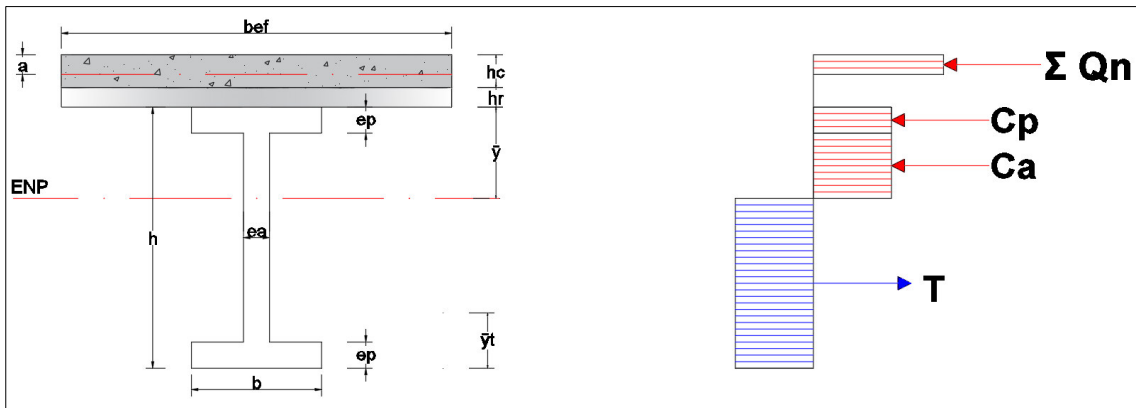


Figura 26. Bloque de esfuerzos con eje neutro en el alma de la viga.
Elaboración: Propia

$$C_c = \sum Q_n$$

$$C_p = b * e_p * F_y$$

$$C_a = (\bar{y} - e_p) * e_a * F_y$$

Se establece la condición de equilibrio; Compresión (C) = Tensión (T) y se determina \bar{y} .

$$C_c + C_p + C_a = T$$

$$C_c + C_p + C_a = (A_s * F_y) - C_p - C_a$$

$$C_c + 2C_p + 2C_a = (A_s * F_y)$$

$$(\sum Q_n) + 2(b * e_p * F_y) + 2((\bar{y} - e_p) * e_a * F_y) = (A_s * F_y)$$

$$2((\bar{y} - e_p) * e_a * F_y) = (A_s * F_y) - (\sum Q_n) - 2(b * e_p * F_y)$$

$$(\bar{y} - e_p) = \frac{(A_s * F_y) - (\sum Q_n) - 2(b * e_p * F_y)}{2 * e_a * F_y}$$

$$(\bar{y} - e_p) = \frac{(A_s * F_y)}{2 * e_a * F_y} - \frac{(\sum Q_n)}{2 * e_a * F_y} - \frac{2(b * e_p * F_y)}{2 * e_a * F_y}$$

$$(\bar{y} - e_p) = \frac{A_s}{2 * e_a} - \frac{\sum Q_n}{2 * e_a * F_y} - \frac{b * e_p}{e_a}$$

$$\bar{y} = \frac{A_s}{2 * e_a} - \frac{\sum Q_n}{2 * e_a * F_y} - \frac{b * e_p}{e_a} + e_p$$

$$Mn = \sum Q_n \left(h_c + h_r - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + C_p \left(\bar{y} - \frac{e_p}{2} \right) + C_a \left(\frac{\bar{y} - e_p}{2} \right) + T(h - \bar{y} - \bar{y}_t)$$

2.8.3.4. Diseño de conectores de corte

Las fuerzas cortantes horizontales que se presentan entre la losa de hormigón y la viga de acero deben ser absorbidas de tal forma que se anule el deslizamiento y por ende estos trabajen como unidad. Los elementos que anulan el deslizamiento se conocen como conectores de cortante.

Para el caso de la placa colaborante o lámina acanalada se emplean únicamente conectores de barra con cabeza, los cuales constan en el un extremo de una barra de sección circular y esta se suelda al patín superior de la viga de acero; en el otro extremo tiene una cabeza la cual evita que la losa de hormigón se desplace verticalmente.

- El área de la sección transversal se analiza en función del diámetro del conector, el cual deberá ser menor a 19 mm o a 2,5 veces el espesor del metal base al cual va soldado (ANSI/AISC 360 – 16, p. 158).
- Los conectores deben sobrepasar no menos que 38mm por encima del borde superior de la placa colaborante y, deben tener un recubrimiento mínimo de concreto de 13mm por encima de la cabeza de los conectores colocados. (ANSI/AISC 360 – 16, p. 149).
- La longitud de los conectores no debe ser inferior a cuatro diámetros del perno desde la base al extremo de la cabeza del perno después de ser instalado. (ANSI/AISC 360 – 16, p. 158).
- El espaciamiento mínimo de conectores (medido centro a centro) debe ser de cuatro diámetros en cualquier dirección. (ANSI/AISC 360 – 16, p. 160).
- El espaciamiento máximo de conectores de corte no debe exceder ocho veces el espesor total de losa ni 90 cm (900 mm). (ANSI/AISC 360 – 16, p. 161).

Resistencia nominal

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{F'_c * E_c} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 158})$$

$$Q_n = R_g R_p A_{sc} F_u$$

$$A_{sc} = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Donde;

Q_n = Resistencia nominal de conectores de corte. (kgf)

A_{sc} = Area de la sección transversal del conector. (cm²)

D = Diámetro del conector. (cm)

F'_c = Esfuerzo de compresión del hormigón. (kgf/cm²)

E_c = Módulo elástico del hormigón. (kgf/cm²)

$E_c = 15100\sqrt{F'_c}$. (kgf/cm²) (ACI-318S, 2014, Capítulo 19.2.2.1 b)

R_g = Coeficiente para considerar efecto de grupo.

R_p = Factor de efecto posicional debido al conector de corte.

F_u = Resistencia a tracción mínima del conector. (Kg/cm²) (ASTM A108)

Los coeficientes R_g y R_p se obtienen de (ANSI/AISC 360 – 16, p. 159), como se indica en la siguiente tabla a continuación:

Tabla 8
Coeficientes R_g y R_p

Condición	R_g	R_p
Plancha orientada perpendicularmente al perfil de acero.		
Número de conectores ocupando el mismo nervio.		
1	1	0.6 ^[b]
2	0.85	0.6 ^[b]
3 o más	0.7	0.6 ^[b]

[b] = este valor puede aumentarse a 0.75 cuando $e_{mid-ht} \geq 50mm$

Fuente: ANSI/AISC 360 – 16, p. 159

Elaboración: Propia

El valor de la resistencia de conectores Q_n de corte es la mínima de las dos expresiones calculadas.

Para determinar el número de conectores requeridos se tiene la siguiente expresión:

$$N = \frac{V_h}{Q_n}$$

Donde:

N = Número de conectores requeridos.

V_h = Cortante máxima. (kgf)

$$V_h = \text{Menor de } A_s F_y \text{ ó } 0.85 * f'_c * b_{ef} * h_c$$

Q_n = Resistencia de conectores de corte. (kgf)

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

Este número de conectores está especificado desde el punto donde se produce el momento máximo en la viga hasta donde su valor es nulo, es decir, se debe multiplicar por 2 para obtener el número total de conectores para que la sección sea completamente compuesta.

Como se indica en la sección 2.7.3.3, cuando se emplea sección parcialmente compuesta no se utilizan el número total de conectores, por tal motivo, se tiene que el número total a emplearse estará en función del porcentaje mínimo de trabajo compuesto entre el perfil de acero y la losa de hormigón.

1. Se determina el ancho efectivo b_{ef} de la sección compuesta, igual al de sección completamente compuesta.

$$b_{ef} = 150 \text{ cm}$$

2. Se determina el número de conectores a utilizar.

$$\%_{\text{mín. comp.}} = 25 \%$$

3. Se encuentra la ubicación del eje neutro plástico de la sección, ENP

$$\Sigma Q_n = Q_n * \frac{N_{\text{total}}}{2}$$

$$a = \frac{\Sigma Q_n}{0.85 * f'_c * b_{ef}} C = 0.85 * F'_c * b_{ef} * a + A_p * F_y$$

$$T = A_s * F_y - A_p * F_y$$

4. Se calcula el valor de la flexión nominal Mn.

2.8.3.5. Deflexiones Δ

En esta parte del cálculo, la losa de hormigón se transforma a un área equivalente de acero; esto se obtiene a partir de la razón modular η y consecuentemente se determina un momento de inercia de la sección transformada I_{tr} . Las deflexiones que ocurren principalmente se denominan instantáneas. Un elemento de concreto sufre una deformación instantánea cuando este se comprime, la cual va aumentando con el tiempo.

Las deflexiones instantáneas se producen debido al peso del hormigón sobre las vigas de acero y a cargas vivas de corta duración. Estas deflexiones se determinan con un análisis elástico, el cual se basa en las características de los materiales que las forman. Se calculan con el momento de inercia efectivo I_{ef} las cuales se determinan con respecto al eje neutro de la sección transformada.

$$\bar{y}_{st} = \frac{A_c * \frac{h_c}{2} + A_s \left(h_c + h_r + \frac{h_r}{2} \right)}{A_c + A_s}$$

El eje neutro puede pasar ya sea por la losa de hormigón o por la viga de acero. Esto se determina a partir de las siguientes condiciones:

$\bar{y}_{st} < h_c$ El eje neutro se encuentra en la losa de hormigón.

CASO I

$\bar{y}_{st} > h_c$ El eje neutro se encuentra en la viga de acero.

CASO II

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

Donde:

η = Relación modular de los esfuerzos.

E_s = Modulo elástico del perfil de acero. (kgf/cm²)

E_c = Modulo elástico del hormigón. (kgf/cm²)

$$b_{eq} = \frac{b_{ef}}{\eta}$$

Donde:

b_{eq} = Ancho equivalente de acero. (cm)

➤ CASO I: Eje neutro en la losa de hormigón.

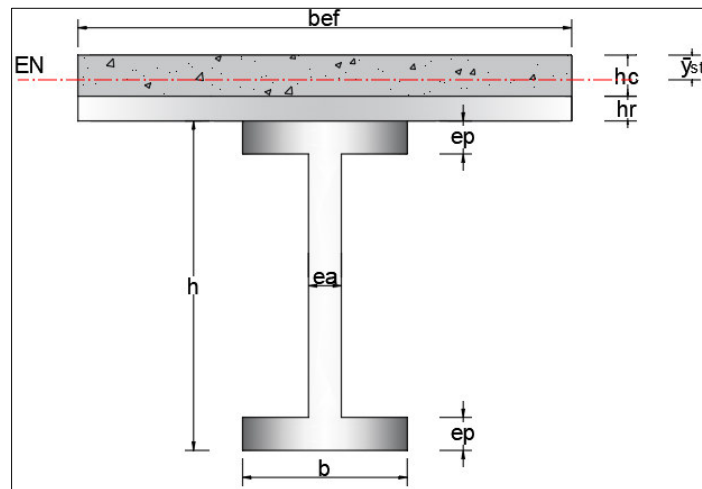


Figura 27. Eje neutro localizado en la losa de hormigón.

Elaboración: Propia

Para el primer caso cuando $\bar{y}_{st} < h_c$ es decir cuando el eje neutro se encuentra localizado en la losa de hormigón el momento de inercia de la sección transformada se obtiene de la siguiente forma:

$$I_{tr} = I_x + A_s \left(h_c + h_r + \frac{h}{2} - \bar{y}_{st} \right)^2 + I_c + A_c \left(\frac{\bar{y}_{st}}{2} \right)^2$$

Donde:

I_{tr} = Momento de inercia de la sección transformada. (cm^4)

I_x = Momento de inercia de la viga de acero. (cm^4)

A_s = Área de la sección transversal de la viga de acero. (cm^2)

I_c = Momento de inercia del área de hormigón. (cm^4)

$$I_c = \frac{b_{eq} * \bar{y}_{st}^3}{12}$$

A_c = Área de la sección transversal del hormigón. (cm^2)

$$A_c = b_{eq} * \bar{y}_{st}$$

➤ CASO II: Eje neutro en la viga de acero.

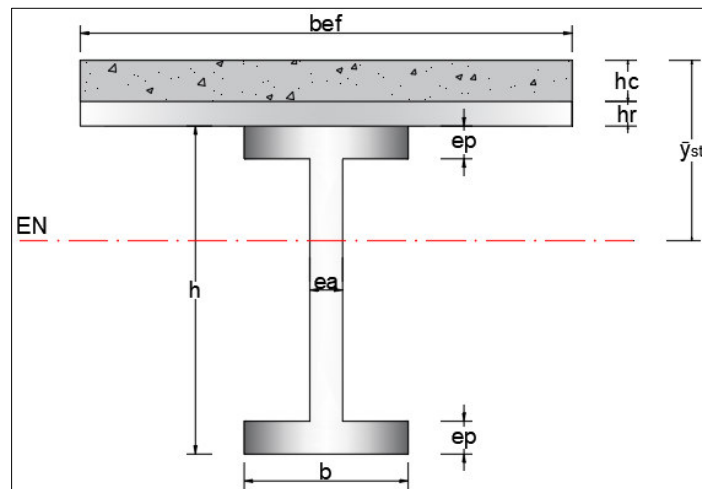


Figura 28. Eje neutro localizado en la viga de acero estructural.

Elaboración: Propia

Cuando $\bar{y}_{st} > h_c$ es decir cuando el eje neutro se encuentra ubicado en la viga de acero el momento de inercia de la sección transformada se obtiene de la siguiente forma:

$$I_{tr} = I_c + I_x + A_c \left(\bar{y}_{st} - \frac{h_c}{2} \right)^2 + A_s \left(\bar{y}_{st} - h_c - h_r - \frac{h}{2} \right)^2$$

$$A_c = b_{eq} * h_c$$

$$I_c = \frac{b_{eq} * h_c^3}{12}$$

Cuando se trabaja con sección parcialmente compuesta, no es nulo el deslizamiento que existe entre la losa y la viga, por ende, se utiliza un momento de inercia reducido que se denomina momento de inercia efectivo I_{ef} .

$$I_{ef} = I_x + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C_c}} (I_{tr} - I_x)$$

Donde:

$$I_{ef} = \text{Momento de inercia efectivo. (cm}^4\text{)}$$

$$I_x = \text{Momento de inercia de la viga de acero. (cm}^4\text{)}$$

$$\sum Q_n = \text{Resistencia total de conectores de corte. (kgf)}$$

$$C_c = \text{Menor de } A_s F_y \text{ ó } 0.85 * f'c * b_{ef} * h_c. \text{ (kgf)}$$

$$I_{tr} = \text{Momento de inercia de la sección transformada. (cm}^4\text{)}$$

En el caso de que se trabaje con sección completamente compuesta $I_{ef} = I_{tr}$; debido a que la sumatoria de resistencia de conectores de corte va a ser igual a la fuerza de compresión en la losa de hormigón $\frac{\sum Q_n}{C_c}$.

- **Deflexión antes del fraguado del hormigón**

Esta deflexión, deberá ser $\Delta_{af} \leq \frac{L}{360}$. (ACI-318S, 2014, Tabla 24.2.2)

$$\Delta_{af} = \frac{5P_p L^4}{384E_s I_x}$$

$P_p =$ *Peso propio de la losa y peso de viga secundaria (kgf/cm)*

$$P_p = (P_{p,L}) * S + P_v$$

Donde:

$P_{p,L} =$ *Peso propio de la losa. (kgf/cm²)*

$S =$ *Separación entre vigas. (cm)*

$P_v =$ *Peso de la viga. (kgf/cm)*

- **Deflexión después del fraguado del hormigón**

$$\Delta_{af} = \frac{5C_{df} L^4}{384E_s I_{ef}} \leq \frac{L}{240}$$

$$C_{df} = (C_v + C_{M,S}) * S$$

Donde:

$C_v =$ *Carga viva. (kgf/cm²)*

$C_{M,S} =$ *Carga muerta sobreimpuesta. (kgf/cm²)*

$S =$ *Separación entre vigas. (cm)*

- **Deflexión por carga viva**

$$\Delta_{cv} = \frac{5C_V L^4}{384E_s I_{ef}} \leq \frac{L}{360}$$

$C_V =$ Carga viva. (kgf/cm)

Donde:

$$C_V = C_v * S$$

$C_v =$ Carga viva. (kgf/cm²)

$S =$ Separación entre vigas. (cm)

- **Deflexión total**

La deflexión total está compuesta por la deflexión que se genera antes del fraguado y la deflexión después del fraguado.

$$\Delta = \Delta_{af} + \Delta_{df} \leq \frac{L}{240}$$

$\Delta =$ Deflexión total. (cm)

$\Delta_{af} =$ Deflexión antes del fraguado. (cm)

$\Delta_{df} =$ Deflexión después del fraguado. (cm)

2.9. Criterio columna fuerte – viga débil

El objetivo principal del criterio columna fuerte – viga débil es obtener un sistema estructural en el que las columnas sean más fuertes que las vigas, cuya finalidad es forzar el estado límite de fluencia en las vigas por flexión en los diferentes niveles de la edificación cuando estos estén sometidos a las fuerzas generadas por el sismo de diseño, con lo cual se obtiene un alto nivel de disipación de energía.

Para que se cumpla el criterio columna fuerte – viga débil, la (NEC-SE-AC, 2015, 8.1) indica que se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}} \geq 1 \quad (\text{NEC-SE-AC, 2015, p. 42})$$

Donde:

ΣM_{pc} = Suma de momentos plásticos de las columnas en la conexión.

ΣM_{pv} = Suma de momentos plásticos de las vigas en la conexión.

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (\text{NEC-SE-AC, 2015, p. 42})$$

Donde:

Z_c = Módulo de sección plástico de la columna.

F_{yc} = Esfuerzo mínimo de fluencia de la columna.

P_{uc} = Resistencia a carga axial de la columna.

A_g = Área de la sección transversal de la columna.

h_t = Longitud de la mitad de la columna nivel superior.

h_b = Longitud de la mitad de la columna nivel inferior.

$$\Sigma M_{pv} = \Sigma(1.1R_y F_{yv} Z_v + M_{uv}) \quad (\text{NEC-SE-AC, 2015, p. 43})$$

Donde:

$R_y =$ Factor de fluencia probable. (ANSI/AISC 341 – 16, Tabla A3.1)

$F_{yv} =$ Esfuerzo mínimo de fluencia de la viga.

$Z_v =$ Módulo de sección plástico de la viga.

$M_{uv} =$ Momento por fuerza cortante en la articulación plástica.

Tabla 9

Factor de fluencia probable R_y .

ASTM	Factor R_y
ASTM A36	1.5
ASTM A500	1.4
ASTM A572 Gr. 50	1.1
ASTM A588 Gr. 50	1.1

Fuente: ANSI/AISC 340 – 16, Tabla A3.1

Elaboración: Propia

2.10. Diseño de placa base

En una zapata de hormigón el esfuerzo por compresión que resiste es mucho menor que en una placa base de acero de una columna. La función principal de la placa base de acero es distribuir la carga que se genera en la columna sobre un área relativamente grande, cuya finalidad es evitar que la zapata se sobrecargue.

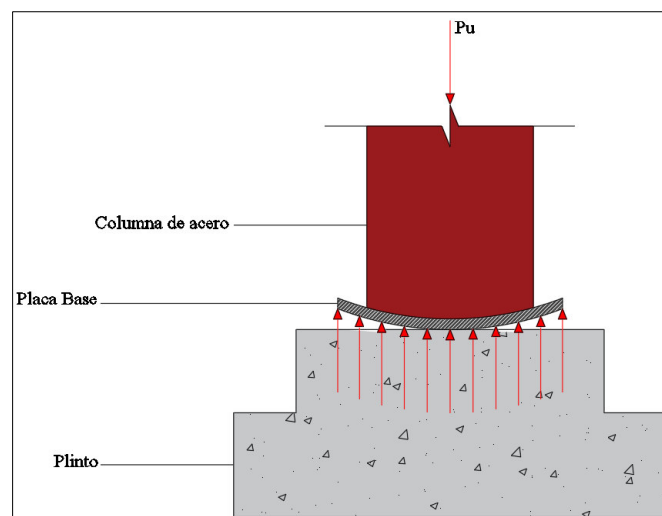


Figura 29. Placa base.

Elaboración: Propia

2.10.1. Diseño de placa base resistente a carga axial

La norma AISC no especifica un método para diseñar las placas bases de las columnas, por lo que permite tomar la resistencia de aplastamiento.

$$P_u = \phi 0.85 f'_c A_1 \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 195})$$

Donde:

$P_u =$ Resistencia de aplastamiento ultima. (kgf)

$$\phi = 0.65 \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 195})$$

$f'_c =$ Esfuerzo de compresión del concreto. (kgf/cm²)

$A_1 =$ Área de aplastamiento concéntrico sobre un soporte de concreto. (cm²)

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

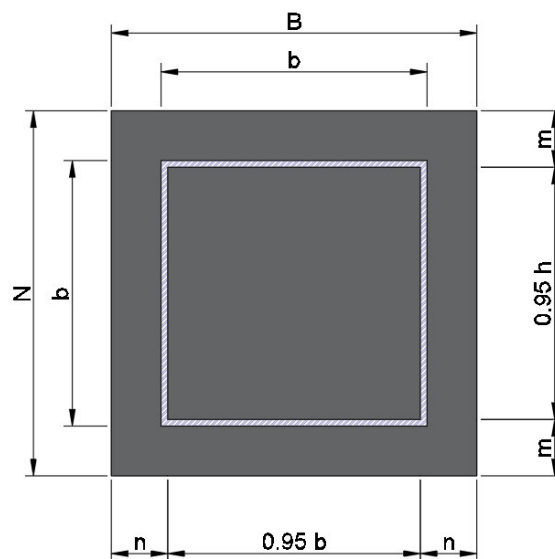


Figura 30. Nomenclaturas para el dimensionamiento de placa base.

Elaboración: Propia

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta$$

$$B = \frac{A_{pb}}{N}$$

Donde:

$A_{pb} =$ Área de la placa base. (cm²)

$$m = \frac{N - 0.95h}{2}$$

Cuando la columna es cuadrada, $m = n$

$$n = \frac{B - 0.95b}{2}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$X = \left[\frac{4hb}{(h + b)^2} \right] \frac{P_u}{\phi 0.85 f' c A_1}$$

$$\lambda_{n'} = \frac{\lambda \sqrt{hb}}{4}$$

$$t_{req} = l_{max} \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

Donde:

l_{max} = Máximo valor entre $m, n, \lambda_{n'}$. (cm)

2.10.2. Diseño de placa base resistente a momento

La placa base se diseña a momento, ya que no está únicamente sometida a carga axial, sino también a un momento flexionante. Un momento puede incrementar la compresión en un lado y disminuir en el otro.

Cuando la resultante de carga se sitúa en el tercio medio de la longitud de la placa base, toda el área de contacto permanecerá a compresión.

Cuando la resultante de carga se sitúa fuera del tercio medio de la placa base, se dará un levantamiento al otro lado de la columna y consecuentemente los pernos de anclaje se someterán a tensión.

$$f_{pb} = -\frac{P_u}{A} \pm \frac{P_u e c}{I}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$c = \frac{t_{req}}{2}$$

$$t_{req} \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi F_y}}$$

2.11. Pernos de anclaje

Los pernos de anclaje tienen la función de resistir cargas de tracción las cuales se producen como resultado de la interacción de la zapata de hormigón a la fuerza que se transmite a la placa base.

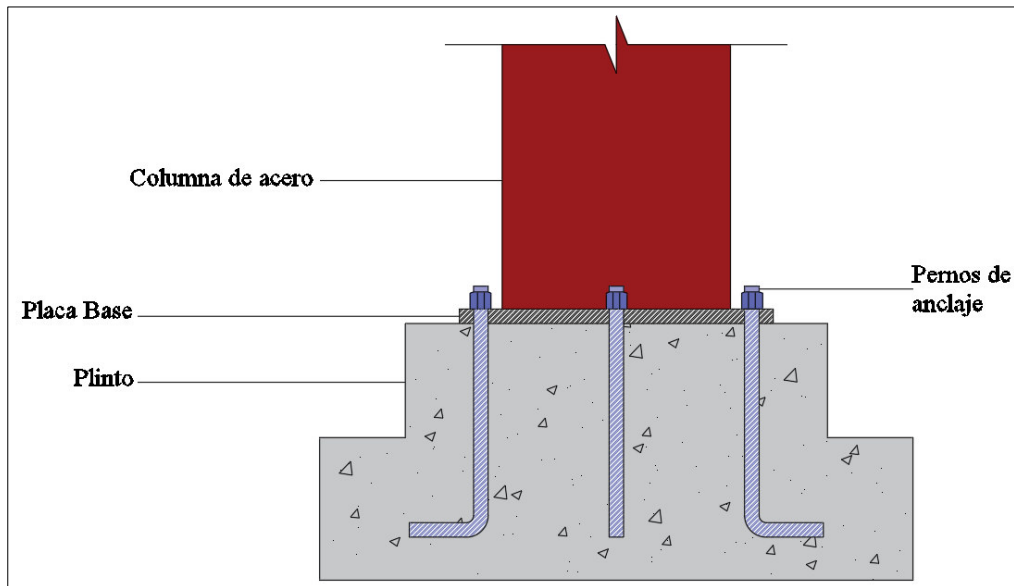


Figura 31. Pernos de anclaje.
Elaboración: Propia

Inicialmente se calcula la excentricidad con la siguiente expresión:

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Se analiza la excentricidad crítica:

$$e_{cr} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

Donde:

P_u = Resistencia a la carga axial de combinaciones de carga. (kgf)

N = Longitud de la placa base de acero. (cm)

q_{max} = Presión máxima longitudinal entre el concreto y placa base. (kgf/cm)

$$q_{max} = f_{pmax} * B$$

Donde:

f_{pmax} = Presión máxima entre el concreto y placa base. (kgf/cm²)

B = Ancho de la placa base de acero. (cm)

$$f_{pmax} = \phi * 0.85f'c < 1.7f'c$$

$$T_u = (q_{max} * Y) - P_u$$

Donde:

$Y =$ Longitud de soporte por la distribución uniforme. (cm)

Cuando $e > e_{cr}$ se tiene:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}}$$

En la expresión para el cálculo de longitud de soporte por la distribución uniforme aparece un factor “F”, el cual indica la distancia desde el centro del perno al centro de la placa base de acero. Para este cálculo, se obtienen los parámetros de la tabla establecida en la norma (ANSI/AISC 360 – 16, p. 186).

Tabla 10

Distancia mínima al borde desde el centro del agujero estándar hasta el borde la parte conectada

Diámetro Perno (mm)	Distancia Mínima al Borde (mm)
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
>36	1.25D

Fuente: ANSI/AISC 360 – 16, Tabla J3.4

Elaboración: Propia

$$L_c = d_{min} - \frac{D}{2}$$

Donde:

$L_c =$ Distancia libre de la carga entre el borde de la placa y el orificio. (cm)

$d_{min} =$ Distancia mínima desde el centro del perno al borde. (cm)

$D =$ Diámetro del perno de anclaje. (cm)

$$R_u = \phi 1.5 L_c t_{req} F_u \leq \phi 3 D t_{req} F_u$$

Donde:

t_{req} = Espesor de la placa base de acero. (cm)

F_u = Resistencia a tracción del acero. (kgf/cm²)

$$R_u = \phi F'_{nt} A_{ba}$$

Donde:

F'_{nt} = Tensión de tracción modificada que incluye efecto de corte. (kgf/cm²)

A_{ba} = Área bruta del perno de anclaje. (cm²)

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} F_v$$

F_{nt} = Tensión de tracción nominal. (kgf/cm²)

F_{nv} = Tensión de corte nominal en conexiones de tipo aplastamiento. (kgf/cm²)

$$F_v = \frac{V_u}{n_p * A_{ba}}$$

Donde:

F_v = Tensión de corte requerida. (kgf/cm²)

n_p = Número de pernos de anclaje. (u)

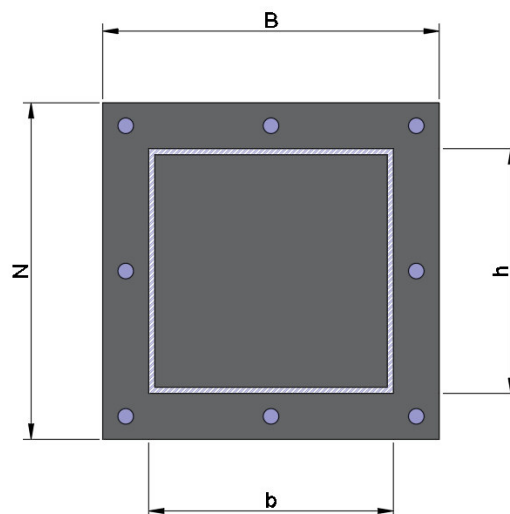


Figura 32. Distribución de pernos de anclaje sobre placa base.
Elaboración: Propia

$$ft_a = \frac{T_u}{n_p * A_{ba}}$$

Donde:

ft_a = Esfuerzo por tracción. (kgf/cm²)

Brazo de palanca = [(t_{req} + 1.25) * 0.5]

$$M_l = \frac{V_u * \text{Brazo de palanca}}{n_p}$$

Donde:

M_l = Momento generado por la cortante de la placa base

$$Z = \frac{D^3}{6}$$

$$ft_b = \frac{M_l}{Z}$$

Donde:

ft_b = Esfuerzo por cortante. (kgf/cm²)

$$ft \leq \phi F'_{nt}$$

$$L_d = \frac{0.0632 A_{ba} F_y}{\sqrt{f'_c}}$$

(ACI-318S, 2014, Capítulo 12.2.1)

Donde:

L_d = Longitud del perno de anclaje. (cm)

$$S = 3D$$

Donde:

S = Separación mínima entre pernos.

2.12. Diseño de Conexiones

El diseño de conexiones es un tema muy importante cuando se trabaja con acero estructural, por lo cual se debe seleccionar el método con el que se obtenga más ventaja y a su vez que garantice la fiabilidad del sistema estructural.

El método más común, se realiza con soldadura de filete, empleando la norma (American Welding Society, 2010). En las soldaduras se emplean métodos tales como: soldadura manual por arco eléctrico o arco sumergido, siendo las más comunes la soldadura por filete de tapón y soldadura de ranura.

2.12.1. Conexión Viga – Columna

Las conexiones que se dan principalmente en los pórticos perimetrales se diseñan como conexiones a momento, cuya finalidad es resistir a estos y posteriormente al corte. Las conexiones viga-columna en sistemas que resisten sismos deben cumplir lo siguiente:

- La deformación angular de entrepiso que debe suministrar la conexión será por lo menos de 0.04rad.
- La resistencia necesaria de la conexión en la cara de la columna será por lo menos el 80% del momento plástico nominal de la viga, cuando la conexión obtiene una deformación angular de entrepiso de 0.04rad.
- Las vigas y columnas de pórticos especiales a momento deben cumplir con las relaciones ancho-espesor para controlar el pandeo local.

Las conexiones en pórticos no arriostrados influyen de manera significativa en el funcionamiento estructural. Las conexiones se clasifican en:

- Conexión totalmente restringida (FR)
- Conexión parcialmente restringida (PR)
- Articulaciones

La norma ANSI/AISC 358-16, indica los criterios de diseño, detalles y fabricación de conexiones precalificadas. La norma contiene diez conexiones precalificadas, que se emplean en pórticos especiales e intermedios, en este estudio se utilizarán las siguientes:

- Conexión con ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W)
- Conexión viga sección reducida (RBS)

2.12.1.1. Conexión con ala soldada no reforzada-alma soldada (WUF-W)

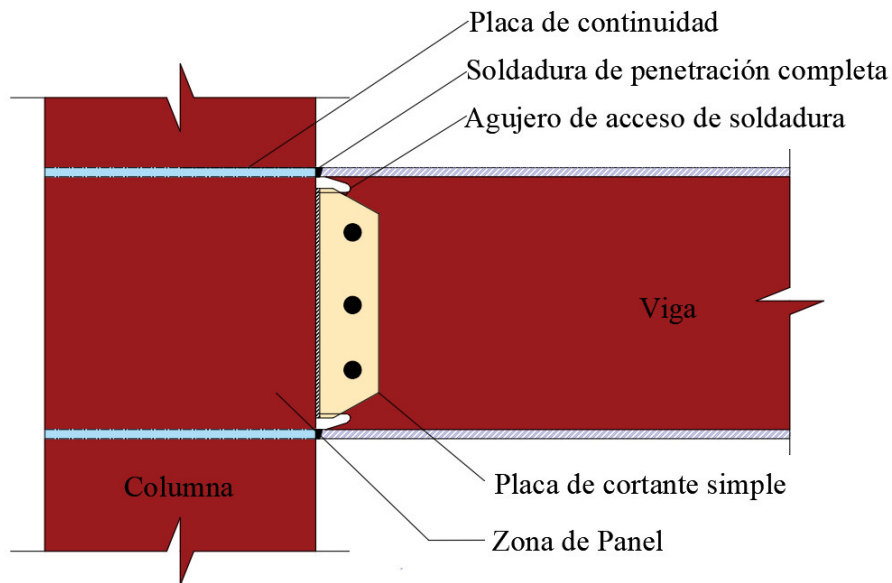


Figura 33. Conexión con ala soldada - alma soldada.
Elaboración: Propia

2.12.1.1.1. Diseño de conexión a momento

1. Calcular la magnitud de las fuerzas internas de compresión y de tensión, C y T.

$$C = T = \frac{M_u}{h - e_p}$$

Dónde:

M_u = Momento último de la viga en la cara de la columna. (kgf – cm)

h = Peralte de la viga. (cm)

e_p = Espesor del patín de la viga. (cm)

2. Determinamos el área y ancho de soldadura de ranura que se requiere.

$$A_{req} = \frac{T}{\phi F_y}$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{A_{req}}{e_p}$$

Verificamos que el ancho requerido sea menor que el ancho de la viga, en caso de no cumplirse esta condición se deberá de proporcionar de placas en los patines para resistir la fuerza adicional.

2.12.1.1.2. Diseño de conexión a cortante

1. Encontramos la cortante máxima que se genera en los extremos de la viga con la siguiente fórmula según ANSI/AISC 358-16, Capítulo 8.

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L} + V_g$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

Dónde:

V_u = Cortante máxima en la cara de la columna. (kgf)

M_{pr} = Momento máximo probable en la cara de la columna. (kgf – m)

L = longitud de la viga. (m)

V_g = Cortante por gravedad, $w = 1.2C_M + 0.5C_V$ (kgf)

C_{pr} = Factor de resistencia máxima de la conexión.

R_y = Factor de fluencia probable.

F_y = Esfuerzo de Fluencia Mínima. (kgf/cm²)

Z_x = Módulo de sección plástico de la viga. (cm³)

2. Determinamos la resistencia de diseño, ϕR_n y la longitud de la soldadura.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 176})$$

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 178})$$

$$A_{we} = \text{Sen } 45^\circ * w$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

Donde:

R_n = Resistencia de diseño de la soldadura. (kgf)

F_{nw} = Tensión nominal del metal de soldadura. (kgf/cm²)

F_{EXX} = Resistencia del material de relleno. (kgf/cm²)

A_{we} = Área efectiva de la soldadura. (cm²)

w = tamaño de la garganta. (cm)

$$\phi = 0.75$$

El cálculo de la resistencia del material de relleno (F_{EXX}) está en función del espesor del metal base y según el tipo de acero que se esté empleando.

Tabla 11

Resistencia del material de aporte.

Metal Base	Metal de Aportación Compatible
A36, espesor ≤ 19 mm	Electrodos E60 y E70
A36, espesor > 19 mm, A588, A1011, A572(Gr.50 y 55), A913(Gr.50), A992, A1018	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Otros procesos: Electrodos E70
A913 (Gr.60 y 65)	Electrodos E80
A913 (Gr.70)	Electrodos E90

Fuente: ANSI/AISC 360 – 16, p. 179

Elaboración: Propia

Los electrodos del material de relleno para la soldadura se indican como E60XX, E70XX, etc. En donde la letra “E” representa un electrodo y el primer grupo de dígitos indica la resistencia mínima de la soldadura a la tensión en klb/in^2 .

El espesor mínimo de la garganta se encuentra especificado en la tabla 12 la cual está en función de la parte más delgada que llega a la conexión.

Tabla 12

Espesor mínimo de garganta efectiva.

Espesor de parte unida más delgada, mm	Espesor mínimo de garganta efectiva, mm
Hasta 6 inclusive	3
Entre 6 y 13	5
Entre 13 y 19	6
Entre 19 y 38	8
Entre 38 y 57	10
Entre 57 y 150	13
Mayor que 150	16

Fuente: ANSI/AISC 360 – 16, Tabla J2.3

Elaboración: Propia

2.12.1.2. Conexión viga sección reducida (RBS)

Para la conexión con viga de sección reducida se realiza un corte en los patines, en la zona que se encuentra cercana a la conexión, como se indica en la figura 34. Dichos cortes se realizan con la finalidad de formar una rótula plástica.

Una rótula plástica se forma cuando el momento plástico M_p produce una plastificación completa en la sección transversal, la longitud donde se produce la plastificación está en función de las condiciones de carga y de la sección. Un requisito principal para que se forme la rótula plástica, es que la sección sea compacta.

Cuando los pórticos de acero se cargan hasta la falla, los lugares en los que están ubicadas las rótulas plásticas, es decir, en donde se concentra la rotación, suelen ser visibles antes del colapso.

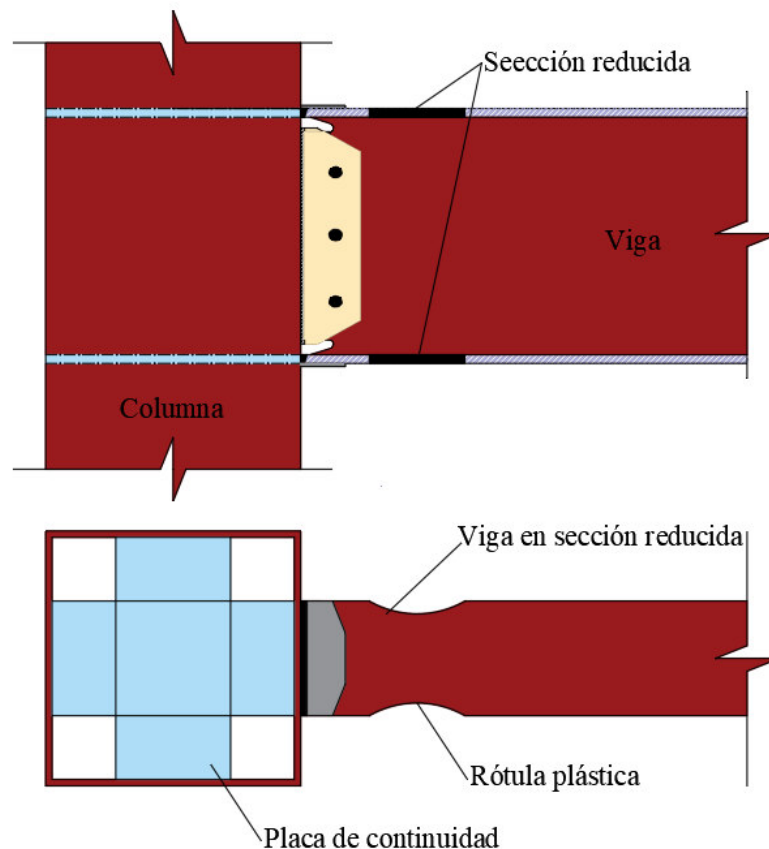


Figura 34. Conexión viga de sección reducida – columna.
Elaboración: Propia

Como se indicó anteriormente, al cortar los patines se logra que los esfuerzos se concentren en la sección reducida, de tal forma que se obtiene un momento plástico menor al real de la viga.

2.12.1.2.1. Limitaciones para vigas de sección reducida

Las limitaciones para el diseño de vigas de sección reducida se encuentran especificadas en la norma (ANSI/AISC 358 – 16, p. 14).

- a) Las vigas de acero deberán ser perfiles “I”, ya sean armadas o laminadas.
- b) La altura máxima de las vigas deberá corresponder a un perfil laminado W36.
- c) El peso máximo de la viga es de 447 kgf/m.
- d) El espesor máximo de los patines de las vigas es de 44 mm.
- e) La relación luz libre – peralte no deberá ser menor que 7.
- f) La relación, ancho – espesor debe cumplir con los requerimientos sísmicos para los patines y las almas.
- g) No se debe colocar arriostramientos laterales en las vigas, en la zona desde la cara de la columna hasta el extremo más lejano de la sección reducida.
- h) Al colocar arriostramientos laterales, estos se localizarán a una distancia no mayor que $h/2$ del extremo más lejano de la sección reducida hasta la cara de la columna.
- i) La zona protegida es el segmento de la viga entre la cara de la columna y la parte final de la sección reducida.

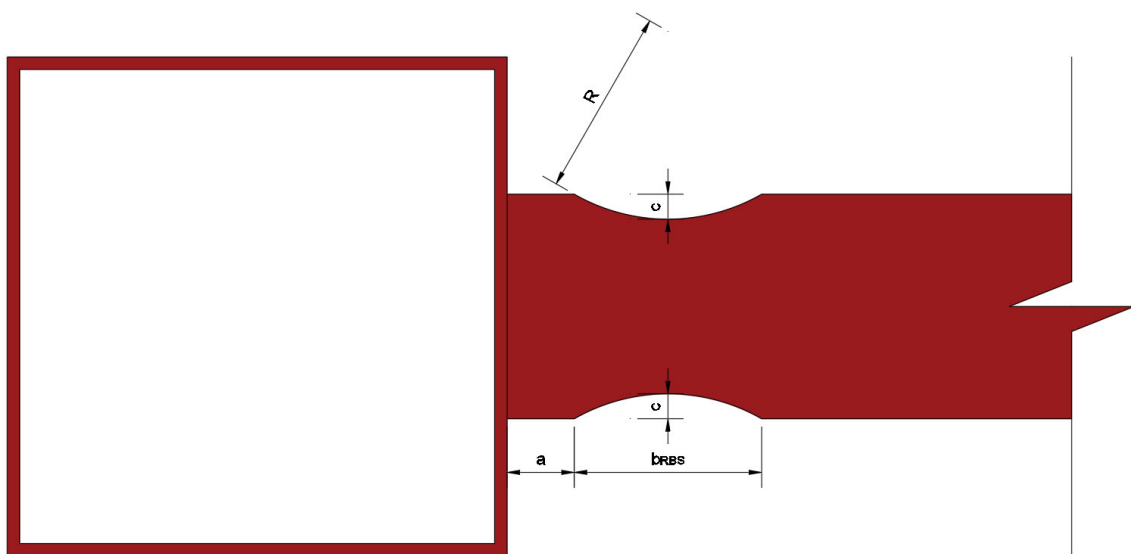


Figura 35. Dimensiones de la viga con sección reducida.

Elaboración: Propia

2.12.1.2.2. Diseño de conexión a momento

Se realiza con el mismo procedimiento de la conexión descrita anteriormente.

2.12.1.2.3. Diseño de conexión a cortante

1. Seleccionar los valores de prueba para la sección reducida, que cumpla con los límites establecidos.

$$0.5b \leq a \leq 0.75b \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 18})$$

$$0.65h \leq b_{RBS} \leq 0.85h \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 18})$$

$$0.1b \leq c \leq 0.25b \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 18})$$

Donde:

b = Base del la viga de acero. (cm)

a = Distancia desde la cara de la columna hasta el inicio del corte. (cm)

h = Altura del la viga de acero. (cm)

b_{RBS} = Longitud del corte de la viga de sección reducida. (cm)

c = Profundidad del corte al centro de la viga de sección reducida. (cm)

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$$

Donde:

R = Radio de corte para viga de sección reducida.

2. Calcular el módulo de sección plástico Z_{RBS} en el centro de la sección reducida.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ce_p(h - e_p) \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 19})$$

Donde:

Z_{RBS} = Módulo de sección plástico en el centro de la sección reducida. (cm³)

Z_x = Módulo de sección plástico de la viga. (cm³)

c = Profundidad del corte al centro de la viga de sección reducida. (cm)

e_p = Espesor del patín de la viga de acero. (cm)

h = Altura del la viga de acero. (cm)

3. Determinar el momento plástico M_{pRBS} en el centro de la sección reducida.

$$M_{pRBS} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS} \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 19})$$

Donde:

C_{pr} = Factor de resistencia máxima de la conexión.

R_y = Factor de fluencia probable.

F_y = Esfuerzo de Fluencia Mínima. (kgf/cm²)

Z_{RBS} = Módulo de sección plástico en el centro de la sección reducida. (cm³)

El factor C_{pr} para tener en cuenta la resistencia máxima de la conexión, está incluido el endurecimiento por deformación, restricción local, refuerzo adicional y otras condiciones de conexión.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

Donde:

F_y = Esfuerzo de Fluencia Mínima. (kgf/cm²)

F_u = Esfuerzo de tracción mínimo del acero. (kgf/cm²)

4. Determinar las fuerzas de corte en el centro de la sección reducida en cada extremo de la viga.

La fuerza de corte V_{RBS} en el centro de la sección reducida de las vigas se determina a partir de un diagrama de cuerpo libre. En este cálculo se asume el momento en cada centro de la sección reducida M_{pRBS} , y se incluirá las cargas de gravedad que actúan sobre la viga con la siguiente combinación: 1.2D + 0.5L

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pRBS}}{L_{RBS}} + V_g \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 20})$$

Donde:

V_{RBS} = Resiste a corte requerida en la conexión viga – columna. (kgf)

L_{RBS} = Distancia entre rótulas plásticas desde el centro de la sección reducida. (m)

V_g = Cortante por cargas de gravedad. (kgf)

5. Determinar la resistencia requerida al corte de la viga, en la conexión viga – columna.

$$V_u = V_{RBS} + V_g$$

Donde:

V_u = Resiste a corte requerida en la conexión viga – columna. (kgf)

L_{RBS} = Distancia entre rótulas plásticas desde el centro de la sección reducida. (m)

V_g = Cortante por cargas de gravedad. (kgf)

$$V_g = 1.2D + 0.5L \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 20})$$

6. Determinamos la resistencia de diseño, ϕR_n y la longitud de la soldadura.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 176})$$

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 178})$$

$$A_{we} = \text{Sen } 45^\circ * w$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

Donde:

R_n = Resistencia de diseño de la soldadura. (kgf)

F_{nw} = Tensión nominal del metal de soldadura. (kgf/cm²)

F_{EXX} = Resistencia del material de relleno. (kgf/cm²)

A_{we} = Área efectiva de la soldadura. (cm²)

w = tamaño de la garganta. (cm)

$$\phi = 0.75$$

2.12.1.3. Placa de Cortante

Para el diseño de la placa de cortante se deberá verificar la siguiente condición:

$$\phi V_{pc} > V_u$$

$$\phi V_{pc} = \phi h_{pc} e_{pc} F_y \quad (\text{ANSI/AISC 358-16, pág. 48})$$

Dónde:

ϕV_{pc} = Resistencia de diseño de la placa de cortante. (kgf)

V_u = Resistencia requerida al cortante de la viga. (kgf)

F_y = Esfuerzo de Fluencia Mínima. (kgf/cm²)

h_{pc} = Peralte de la placa de cortante. (cm)

e_{pc} = Espesor de la placa de cortante. (cm)

$\phi = 0.6$

2.12.1.4. Zona de Panel

La zona de panel o zona nodal de las conexiones viga-columna es el área comprendida entre las alas de vigas y columnas. Este panel es un elemento de los pórticos no arriostrados, que está caracterizado por su flexibilidad y por estar sometido a dominantes sollicitaciones que puede originar deformaciones excesivas sino son diseñadas de una forma adecuada. A continuación, se presenta las fórmulas de diseño de este elemento.

$$\phi R_u \geq R_u$$

$$\phi R_u = \phi h_{col} e_{p-col} F_y \quad (\text{ANSI/AISC 360-16, pág. 201})$$

$$R_u = \frac{R_y * \sum M_p}{h - e_p}$$

Dónde:

ϕR_u = Resistencia de diseño de la zona de panel.. (kgf)

R_u = Resistencia requerida al cortante de la zona de panel. (kgf)

F_y = Esfuerzo de Fluencia Mínima. (kgf/cm²)

h = Peralte de la viga. (cm)

$e_p =$ Espesor del patín de la viga. (cm)

$h_{col} =$ Peralte de la columna. (cm)

$e_{p-col} =$ Espesor total del patín de la columna. (cm)

$\emptyset = 0.6$

2.12.1.5. Placas de Continuidad

Las placas de continuidad son rigidizadores que se colocan entre las alas de la columna, entre las alas de las vigas que llegan a la conexión, su finalidad es asegurar una correcta transferencia de cargas de tracción y compresión que se solicitan en la columna, además de rigidizar la zona de panel y de minimizar la concentración de tensiones que se generan por la diferencia de rigidez entre los elementos de la junta, donde se pueden desarrollar tensiones y deformaciones elevadas. Se requerirán placas de continuidad si no se cumple la siguiente condición.

$$e_{p-col} > 0.4 \sqrt{1.8 * b * e_p * \frac{F_{yv} * R_{yv}}{F_{yc} * R_{yc}}} \quad (\text{ANSI/AISC 360-16, Sección J10})$$

Donde:

$F_{yv} =$ Esfuerzo de Fluencia Mínima de la viga. (kgf/cm²)

$F_{yc} =$ Esfuerzo de Fluencia Mínima de la columna. (kgf/cm²)

$R_{yv} =$ Factor de esfuerzo de fluencia probable de la viga.

$R_{yc} =$ Factor de esfuerzo de fluencia probable de la columna.

$b =$ ancho de la viga. (cm)

$e_p =$ Espesor del patín de la viga. (cm)

$e_{p-col} =$ Espesor del patín de la columna. (cm)

2.12.2. Conexión Columna – Placa Base

La conexión que se realiza es de penetración completa, en esta se determina la resistencia de la soldadura de las columnas y la placa base de acero.

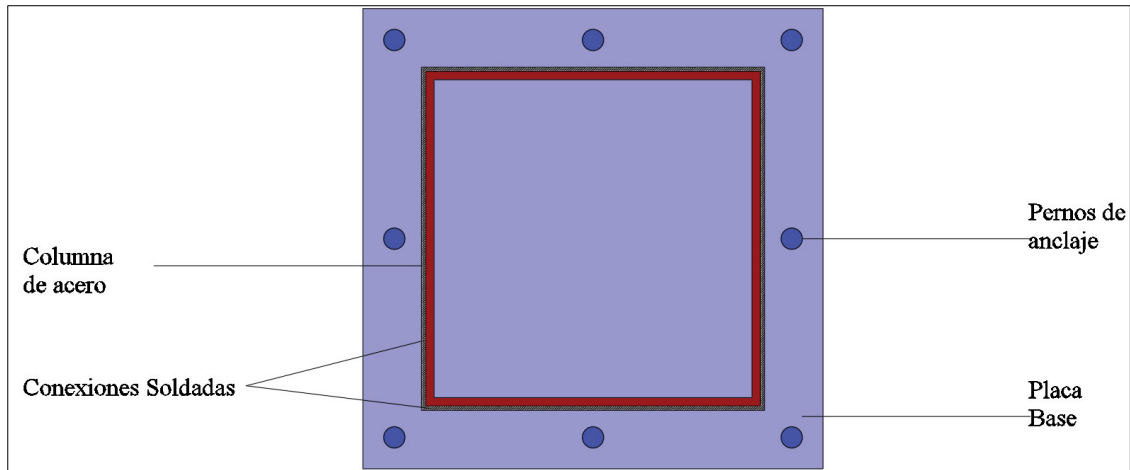


Figura 36. Conexión columna - placa base.

Elaboración: Propia

1. Encontramos la cortante máxima que se genera en la base de la columna con la siguiente fórmula según ANSI/AISC 358-16, Capítulo 8.

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L} + V_g$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

Dónde:

V_u = Cortante máxima en la cara de la columna. (kgf)

M_{pr} = Momeno máximo probable en la base de la columna. (kgf – m)

L = altura de la columna. (m)

V_g = Cortante por gravedad, $w = 1.2C_M + 0.5C_V$ (kgf)

C_{pr} = Factor de resistencia máxima de la conexión.

R_y = Factor de fluencia probable.

F_y = Esfuerzo de Fluencia Mínima. (kgf/cm²)

Z_x = Módulo de sección plástico de la columna. (cm³)

2. Determinamos la resistencia de diseño, ϕR_n y la longitud de la soldadura.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 176})$$

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 178})$$

$$A_{we} = \text{Sen } 45^\circ * w$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

Donde:

R_n = Resistencia de diseño de la soldadura. (kgf)

F_{nw} = Tensión nominal del metal de soldadura. (kgf/cm²)

F_{EXX} = Resistencia del material de relleno. (kgf/cm²)

A_{we} = Área efectiva de la soldadura. (cm²)

w = tamaño de la garganta. (cm)

$$\phi = 0.75$$

2.13. Deflexiones

Las deflexiones de las vigas de acero se deben determinar según el estado de carga, con lo cual será posible controlar que las deformaciones sean menores a las admisibles. Los objetivos del control de deflexiones, son evitar los efectos que se indican a continuación:

- Las deflexiones en exceso afectan los materiales que están soportados por la viga.
- Las deflexiones grandes pueden afectar la estética de la estructura.
- Las deflexiones en exceso no dan confiabilidad a los usuarios, a pesar de que por resistencia se cumpla con los parámetros requeridos.

La norma AISC no especifica exactamente deflexiones permisibles, por lo cual se analiza las que se recomiendan en el International Building Code (IBC 2018).

Tabla 13
Deflexiones límite

Construcción	C_v	$C_M + C_v$
Miembros de piso	$\frac{l}{360}$	$\frac{l}{240}$

Fuente: IBC 2018, Tabla 1604.3

Elaboración: Propia

CAPITULO III

3. GENERALIDADES DEL PROYECTO

3.1. Descripción del proyecto

El proyecto consta de una propuesta de un edificio de 5 plantas, mismo que está ubicado en la ciudad de Cuenca, este será destinado para el uso como establecimiento educativo, consta de corredores los cuales se diseñan en volado y la cubierta es una losa sismo resistente con pendientes adecuadas para el desfogue de aguas lluvias.

Este proyecto será diseñado por un método elástico y un método plástico, los diseños se aplicarán en el software estructural ETABS mediante un análisis estático, en el que se impondrán las cargas y sus combinaciones respectivas.

Posteriormente se diseñarán los pórticos, considerando la acción estática y la acción dinámica, estas acciones se producen por las cargas y los sismos respectivamente.

Con los resultados obtenidos, se realiza el análisis comparativo entre los sistemas estructurales, cuya finalidad es determinar cuál de los dos métodos resulta más favorable para esta edificación.

3.1.1. Ubicación de la Zona de Estudio

El edificio será emplazado en la ciudad de Cuenca, en la parroquia de Ricaurte Sector El Arenal, en las siguientes coordenadas:

Latitud: 2°51'21.66"S

Longitud: 78°57'55.26"O



Figura 37. Ubicación de la edificación (Fuente: Google Maps).
Elaboración: Propia

3.2. Materiales empleados

Los materiales que se emplean en los diseños de la edificación se indican en la siguiente tabla.

Tabla 14

Materiales empleados en los elementos estructurales

ELEMENTO	MATERIAL EMPLEADO
Columnas	Acero Estructural (A500)
Vigas principales	Acero Estructural (A36)
Vigas Secundarias	Acero Estructural (A36)
Losas	Placa colaborante y Hormigón
Mampostería perimetral y divisoria	Ladrillo Hueco

Elaboración: Propia

3.3. Configuración estructural

La edificación está conformada por 5 plantas, mismas que están destinadas para uso como aulas de establecimiento educativo e incluye corredores que están diseñados en voladizo. El diseño del edificio es regular y simétrico en su configuración.

- **Planta 1**

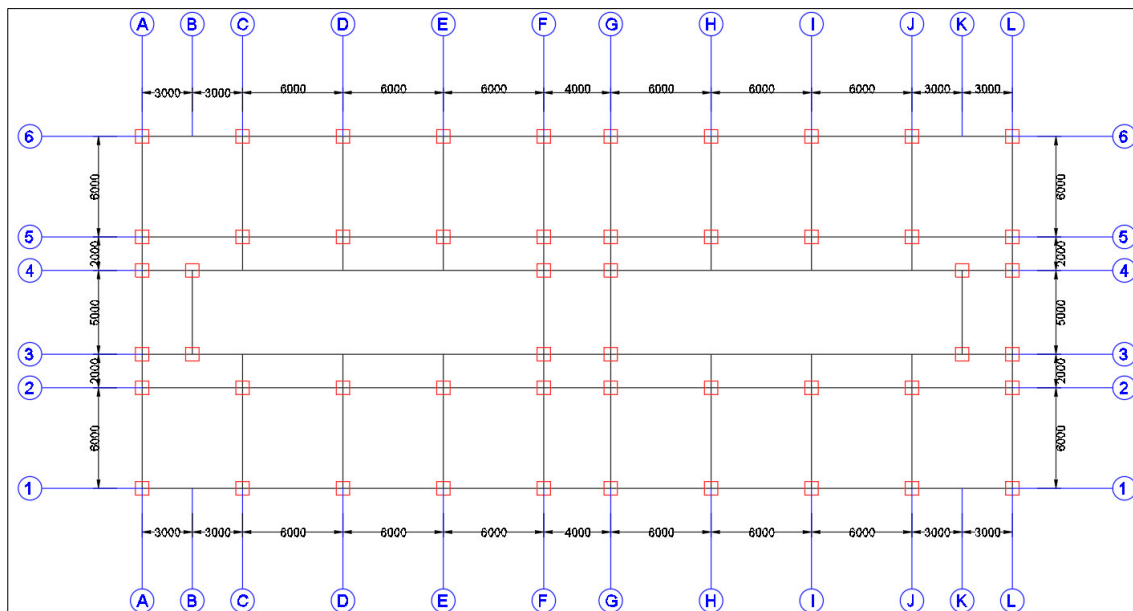


Figura 38. Emplazamiento planta 1.

Elaboración: Propia

- **Elevación frontal**

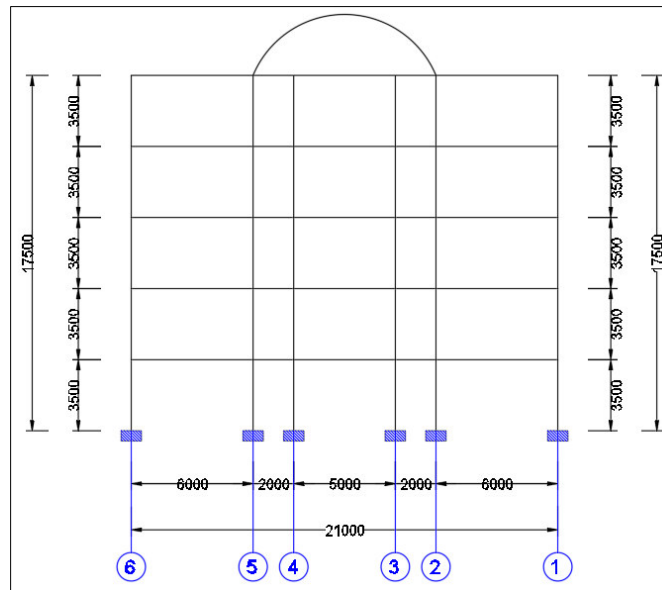


Figura 39. Elevación frontal.
Elaboración: Propia

- **Elevación lateral**

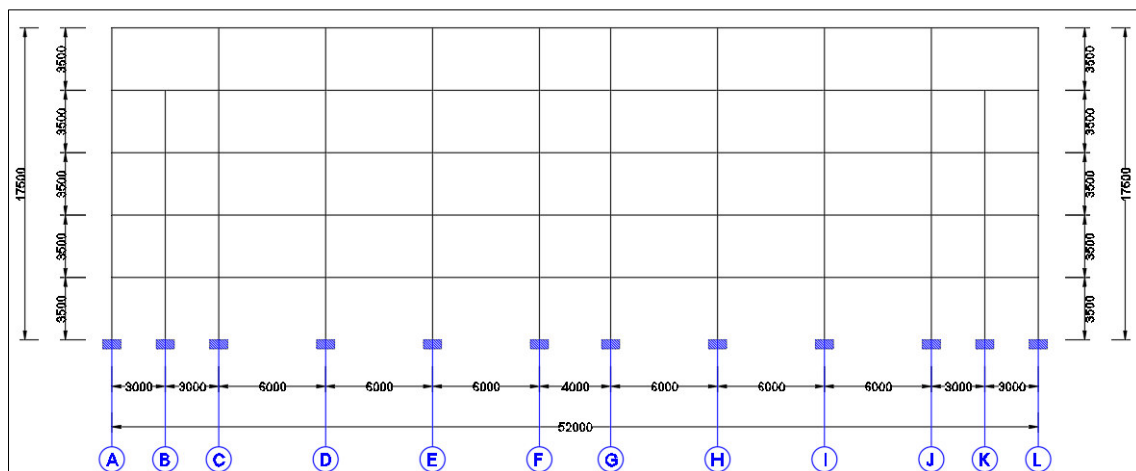


Figura 40: Elevación lateral.
Elaboración: Propia

3.4. Determinación de cargas

3.4.1. Cargas permanentes

- **Peso de placa colaborante**

Debido a que se está diseñando en acero estructural, para predimensionar la losa, se asume una losa de placa colaborante con las siguientes dimensiones:

$$\text{Espesor } (e_{P.C}) = 0.65\text{mm}$$

$$\text{Altura de onda } (h_{P.C}) = 5.5\text{mm}$$

La altura de onda de la placa colaborante es de 5.5 cm y el espesor de la losa por encima de la onda es de 6.5 cm.

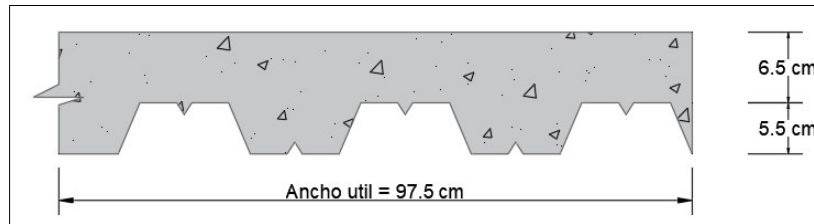


Figura 41. Sección transversal de placa colaborante y losa.
Elaboración: Propia

Para las dimensiones indicadas se tienen las siguientes especificaciones:

$$\text{Volumen del hormigón por } m^2 (V_{C.A}) = 0.09m^3/m^2$$

$$\text{Peso de la placa colaborante } (P_{P.C}) = 6.38kgf/m^2$$

- **Peso del Hormigón**

$$P_{C.A} = \rho_{C.A} * V_{C.A}$$

$$P_{C.A} = 2400 \frac{kgf}{m^3} * 0.09 \frac{m^3}{m^2}$$

$$P_{C.A} = 216 \frac{kgf}{m^2}$$

- **Peso de la Malla Electrosoldada R84**

En este caso se empleará la malla R – 84, misma que tiene un peso $P_{M.E}$ como se indica a continuación:

$$P_{M.E} = 1.32 \frac{kgf}{m^2}$$

- **Peso de piso y rasante**

En el peso de piso y rasante se interpreta que se tiene un espesor de 4 cm, y un peso específico de mortero de 2200 kgf/m³.

$$P_{P.R} = 0.04m * 2200 \frac{kgf}{m^3}$$

$$P_{P.R} = 88 \frac{kgf}{m^2}$$

- **Peso de Cielo Raso**

$$P_{C.R} = 20 \frac{kgf}{m^2}$$

- **Peso de Instalaciones**

$$P_I = P_{I.E} + P_{I.H}$$

$$P_{I.E} = 5 \frac{kgf}{m^2}$$

$$P_{I.H} = 5 \frac{kgf}{m^2}$$

$$P_I = 5 \frac{kgf}{m^2} + 5 \frac{kgf}{m^2}$$

$$P_I = 10 \frac{kgf}{m^2}$$

- **Peso de Mampostería**

Para el cálculo del peso de la mampostería se tiene que el tablero más desfavorable tiene unas dimensiones de 6m x 6m.

$$P_M = \frac{L_m * e_m * h_m * \rho_m}{A_t}$$

En este tablero, se tiene una mampostería con las siguientes especificaciones:

$$Longitud (L_m) = 8m$$

$$Espesor (e_m) = 0.15m$$

$$Altura de mampostería (h_m) = 3m$$

La mampostería es de ladrillo cerámico hueco (40 a 50% de huecos), para lo cual se tiene:

$$\rho_m = 1000 \frac{kgf}{m^3} \quad (\text{NEC-SE-CG, 2015, p. 22})$$

$$A_t = 6 * 6 = 36m^2$$

$$P_M = \frac{8m * 0.15m * 3m * 1000 \frac{kgf}{m^3}}{36m^2} = 100 \frac{kgf}{m^2}$$

- **Análisis de cargas permanentes**

Tabla 15

Resumen de cargas permanentes en la losa

TIPO DE CARGA	PESO (kgf/m ²)	GRUPO
Hormigón	216	
Placa Colaborante	6.38	P _{PL} = 223.7 kgf /m ²
Malla electrosoldada	1.32	
Piso y rasante	88	
Cielo Raso	20	C _{MS} = 218 kgf /m ²
Instalaciones (Eléctricas e Hidrosanitarias)	10	
Mampostería	100	
TOTAL	441.7	C_M = P_{PL} + C_{MS}

Elaboración: Propia

3.4.2. Cargas Variables

- **Carga Viva**

Debido a que el proyecto está destinado para el uso como establecimiento educativo se tienen las sobrecargas que se encuentran especificadas en la NEC-SE-CG, 2015.

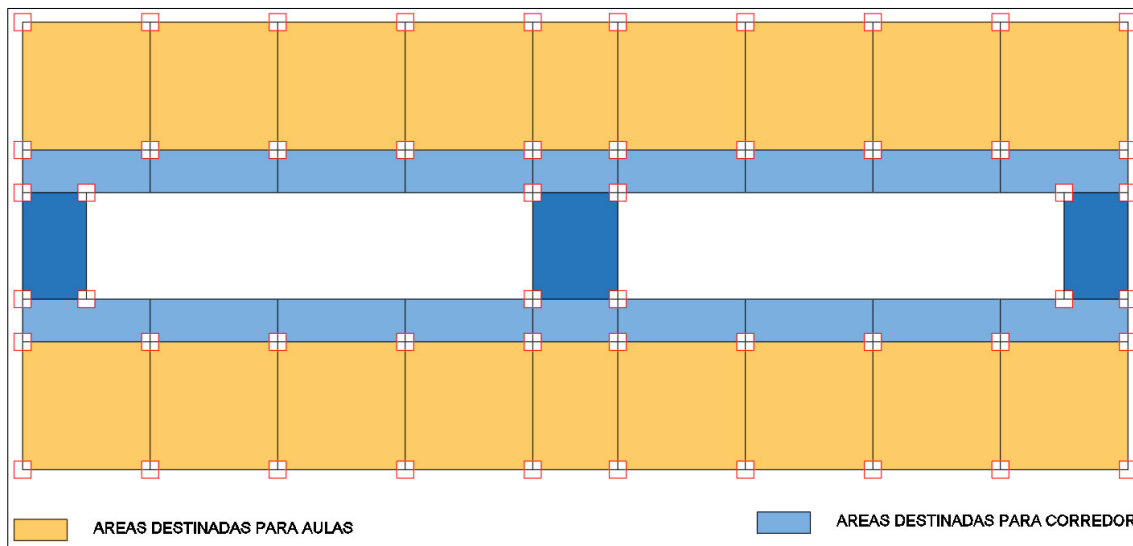


Figura 42. Distribución de áreas de servicio.

Elaboración: Propia

Las sobrecargas se indican en la tabla 3 de este proyecto, para aulas se tiene 200 kgf/m², para corredores en el primer piso es de 480 kgf/m² y desde el segundo piso en adelante es de 400 kgf/m². Para la cubierta se aplica una carga viva de 70 kgf/m².

3.4.3. Cargas Sísmicas

Los parámetros de diseño para sísmicas se indican en la siguiente tabla.

Tabla 16

Parámetros para el diseño sismorresistente.

PARÁMETRO	VALOR	NORMA
- Zona Sísmica	II	NEC-SE-DS, 2015, 3.1.1
- Factor de Zona, (Z)	0.25	NEC-SE-DS, 2015, 3.1.1
- Caracterización del peligro sísmico	Alta	NEC-SE-DS, 2015, 3.1.1
- Tipo de suelo	C	NEC-SE-DS, 2015, 3.2.1
- Coeficientes de perfil de suelo	F_a	1.3
	F_d	1.28
	F_s	0.94
- Razón entre la aceleración espectral S_a (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, (η)	2.48	NEC-SE-DS, 2015, 3.3.1
-Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica, (r)	1	NEC-SE-DS, 2015, 3.3.1
- Coeficiente de importancia, (I)	1.3	NEC-SE-DS, 2015, Tabla 6
- Coeficiente de configuración estructural	\emptyset_P	1
	\emptyset_E	1
- Factor de reducción de resistencia sísmica, (R)	6	NEC-SE-AC, 2015, pág. 46
- Configuración estructural: Sin arriostramientos	C_t	0.072
	α	0.8
- Altura máxima de la edificación, (h_n)	17.5 m	

Elaboración: Propia

- **Periodo fundamental de vibración (T)**

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

$$T = 0.072 * 17.5m^{0.8} = 0.7108s$$

- **Periodos límites de vibración para el espectro sísmico de aceleraciones (T_0) y (T_c)**

$$T_0 = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \qquad T_0 = 0.1 * 0.94 * \frac{1.28}{1.3} = 0.0925s$$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \qquad T_c = 0.55 * 0.94 * \frac{1.28}{1.3} = 0.5090s$$

- Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a)

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

$$S_a = 2.48 * 0.25 * 1.3 = 0.806g$$

- Cortante basal (V_E)

$$V_E = C_s * W$$

$$C_s = \frac{I * S_a}{R * \emptyset_P * \emptyset_E}$$

$$C_s = \frac{1.3 * 0.806}{6 * 1 * 1} = 0.174633$$

$$V_E = 0.174633 * W$$

Debido a que se tiene un periodo fundamental $T = 0.7108s$, se aplica la siguiente expresión de la tabla 4:

$$k = 0.75 + 0.5 * 0.7108s$$

$$k = 1.105413$$

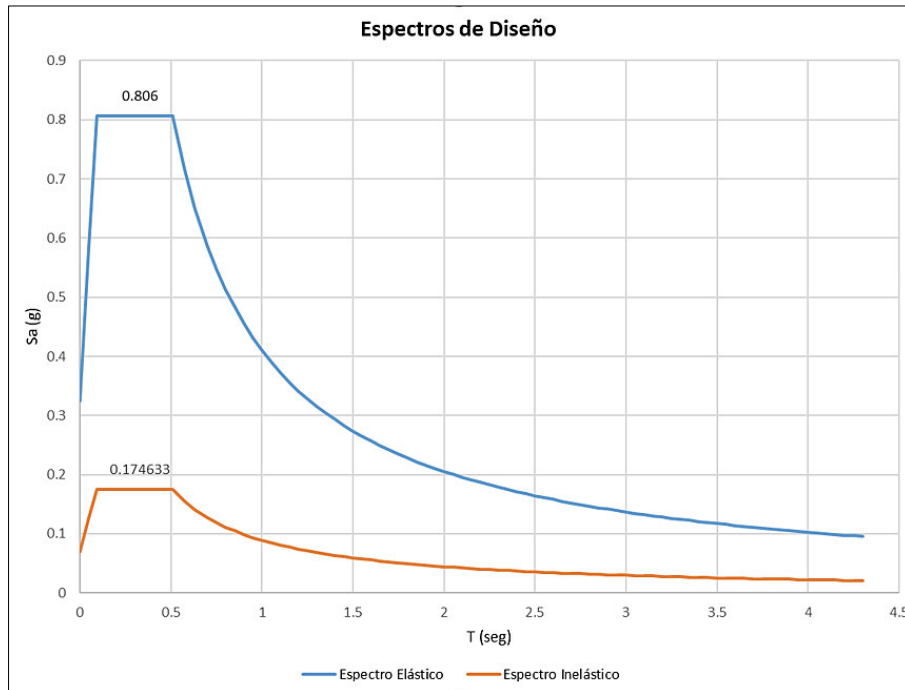


Figura 43. Espectro de diseño.
Elaboración: Propia

3.5. Combinaciones de carga

La combinación de carga más desfavorable para el diseño de las vigas secundarias en la edificación resulta:

$$C_u = 1.2C_M + 1.6C_V + 0.5C_{VC}$$

Esta combinación se aplica en las diferentes áreas, para lo cual se tiene:

Aulas:
$$C_u = 1.2 \left(441.7 \frac{kgf}{m^2} \right) + 1.6 \left(200 \frac{kgf}{m^2} \right) = 850.04 \frac{kgf}{m^2}$$

Corredores 2^{DO} piso y superior:
$$C_u = 1.2 \left(441.7 \frac{kgf}{m^2} \right) + 1.6 \left(400 \frac{kgf}{m^2} \right) = 1170.04 \frac{kgf}{m^2}$$

Corredores primer piso:
$$C_u = 1.2 \left(441.7 \frac{kgf}{m^2} \right) + 1.6 \left(480 \frac{kgf}{m^2} \right) = 1298.04 \frac{kgf}{m^2}$$

Estas combinaciones de carga se emplean principalmente para el diseño de vigas secundarias. Una vez determinado el perfil estructural que se empleará para las vigas secundarias, también se incrementará a la carga última el peso propio de perfil.

CAPITULO IV

4. ANÁLISIS COMPARATIVO Y CONCLUSIONES

4.1. Análisis Comparativo

Una vez realizado el diseño de la edificación por el método elástico y por el método plástico, se procede a realizar la comparación de los resultados obtenidos en dichos diseños, los apartados a comparar corresponden a los requerimientos sísmicos, los estados límites de resistencia, los estados límites de servicio y pesos de los diferentes elementos estructurales.

4.1.1. Requerimientos sísmicos

En esta sección se analizará los principales parámetros necesarios que se deben cumplir o verificar con respecto a las condiciones sísmicas de la estructura. A continuación, se presentan tablas y figuras con los valores calculados en el diseño elástico como en el diseño plástico, además del límite admisible determinado según las normas utilizadas.

Tabla 17

Requerimientos sísmicos en el diseño elástico y diseño plástico.

PARÁMETRO	DISEÑO ELÁSTICO	DISEÑO PLÁSTICO	VALOR ADMISIBLE
Periodo Fundamental (T)	0.838 sec	0.885 sec	0.9240 sec
Peso Sísmico (W)	2211078.55 kgf	2171591.128 kgf	-----
Cortante Basal Estática (V _E)	386128.0174 kgf	379232.1973 kgf	-----
Deriva Máx. Inelástica, Eje X (Δ_M)	0.01748 (h=7m)	0.01949 (h=7m)	0.02000
Deriva Máx. Inelástica, Eje Y (Δ_M)	0.01801 (h=7m)	0.02000 (h=7m)	0.02000
Deriva Máx. Elástica, Eje X (Δ_ϵ)	13.5994 mm	15.1652 mm	15.6315 mm
Deriva Máx. Elástica, Eje Y (Δ_ϵ)	14.0117 mm	15.6315 mm	15.6315 mm
Desplazamiento Máx. Lateral ($\Delta_{\epsilon-max}$)	59.2803 mm	66.1332 mm	70.0000 mm
Estabilidad Estructural, Eje X (θ)	0.0183 rad	0.0203 rad	0.0909 rad
Estabilidad Estructural, Eje Y (θ)	0.0188 rad	0.0210 rad	0.0909 rad

Elaboración: Propia

Tabla 18

Coefficientes de participación de la masa en los modos de vibración del diseño elástico.

Caso	Modo	Periodo (sec)	UX	UY	RZ	Suma UX	Suma UY	Suma RZ
Modal	1	0.8380	0.0000	0.8101	0.0000	0.0000	0.8101	0.0000
Modal	2	0.8230	0.8151	0.0000	0.0000	0.8151	0.8101	0.0000
Modal	3	0.7460	0.0000	0.0000	0.8142	0.8151	0.8101	0.8142
Modal	4	0.2670	0.0000	0.1109	0.0000	0.8151	0.9209	0.8142
Modal	5	0.2580	0.1125	0.0000	0.0000	0.9276	0.9209	0.8142
Modal	6	0.2390	0.0000	0.0000	0.1085	0.9276	0.9209	0.9227

Elaboración: Propia

Tabla 19

Coefficientes de participación de la masa en los modos de vibración del diseño plástico.

Caso	Modo	Periodo (sec)	UX	UY	RZ	Suma UX	Suma UY	Suma RZ
Modal	1	0.8850	0.0000	0.8039	0.0000	0.0000	0.8039	0.0000
Modal	2	0.8690	0.8087	0.0000	0.0000	0.8087	0.8039	0.0000
Modal	3	0.7860	0.0000	0.0000	0.8085	0.8087	0.8039	0.8085
Modal	4	0.2800	0.0000	0.1128	0.0000	0.8087	0.9167	0.8085
Modal	5	0.2690	0.1153	0.0000	0.0000	0.9241	0.9167	0.8085
Modal	6	0.2500	0.0000	0.0000	0.1103	0.9241	0.9167	0.9188

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

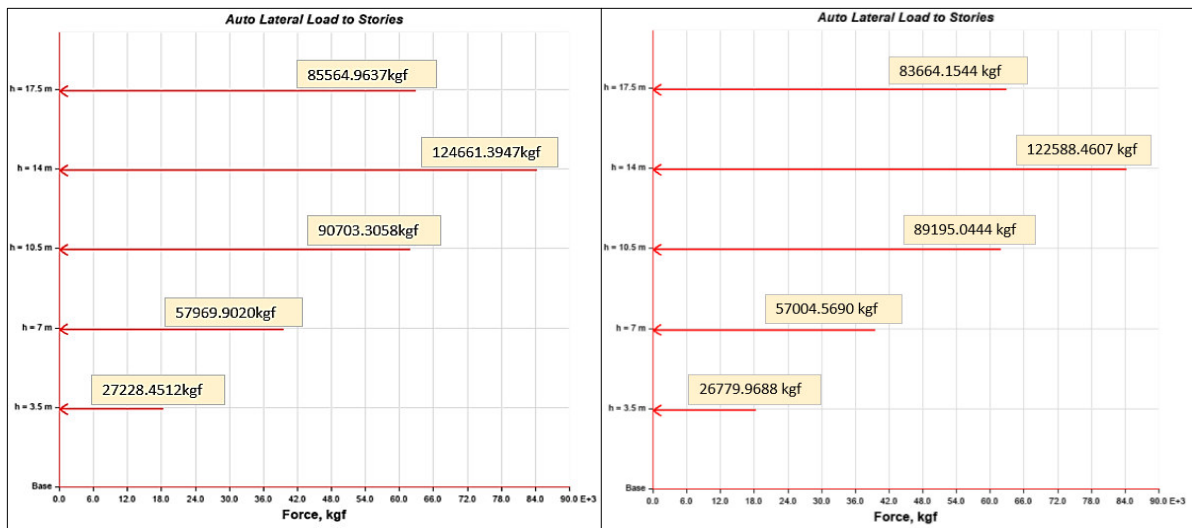


Figura 44. Distribución de fuerzas laterales en el eje Y del diseño elástico y plástico respectivamente.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

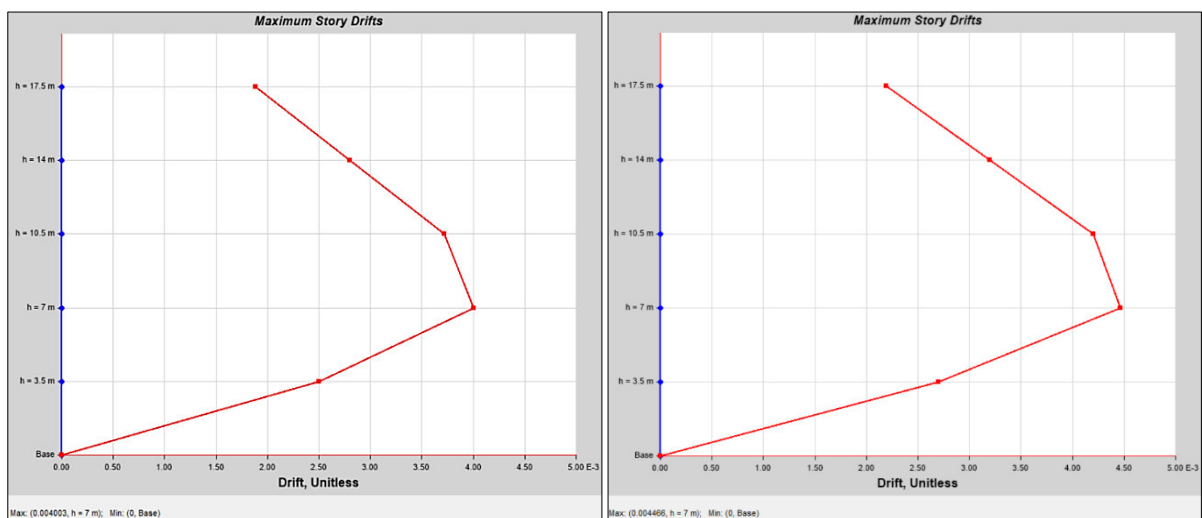


Figura 45. Derivas máximas en el eje Y del diseño elástico y plástico respectivamente.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

4.1.1.1. Interpretación de resultados

- El periodo fundamental (T) de la estructura en los dos diseños se encuentran por debajo del límite admisible, debido a que ambos diseños cuentan con una distribución uniforme de secciones en los elementos estructurales, por lo que la rigidez de la estructura es homogénea.
- En los dos diseños se alcanza la participación de al menos el 90% de la masa en el modo de vibrar número 6, como se puede apreciar en la tabla 18 y 19, además de generarse una translación en el eje Y en el primer modo de vibrar en ambos diseños.
- La cortante basal estática (VE) es superior en el diseño elástico debido a que cuenta con un peso sísmico mayor, por ende, la distribución de fuerzas sísmicas laterales será mayor en dicho diseño.
- La deriva Inelástica máxima se genera en el EJE Y en ambos diseños a una altura de 7m, como se puede apreciar en la figura 44. Además, en el diseño plástico el valor de la deriva alcanza el límite admisible.
- Tanto en el diseño elástico como en el plástico el coeficiente de estabilidad estructural cumple de manera significativa, y éstos valores son menores a 0.1 por lo que no resultó necesario incluir los efectos P-Delta en el diseño estructural.

4.1.2. Vigas secundarias

Tabla 20

Esfuerzos y condiciones de servicio en vigas secundarias.

PARÁMETRO	DISEÑO ELÁSTICO		DISEÑO PLÁSTICO	
	Valor Calculado	Valor Admisible	Valor Calculado	Valor Admisible
Perfil	IPE 240	-----	IPE 200	-----
Sección	Simple	-----	Compuesta	-----
Peso	30.7 kg/m	-----	22.4 kg/m	-----
Módulo de sección trans.	$S_x=324 \text{ cm}^3$	-----	$Z_x=209.7 \text{ cm}^3$	-----
Momento Máximo	5903.55 kgf-m	7377.48kgf-m	5858.73 kgf-m	8158.09 kgf-m
Cortante Máximo	4400.4801 kgf	22587.84 kgf	3905.82 kgf	17001.6 kgf
Deflexión Máxima	21.0144 mm	25 mm	23.5 mm	25 mm

Elaboración: Propia

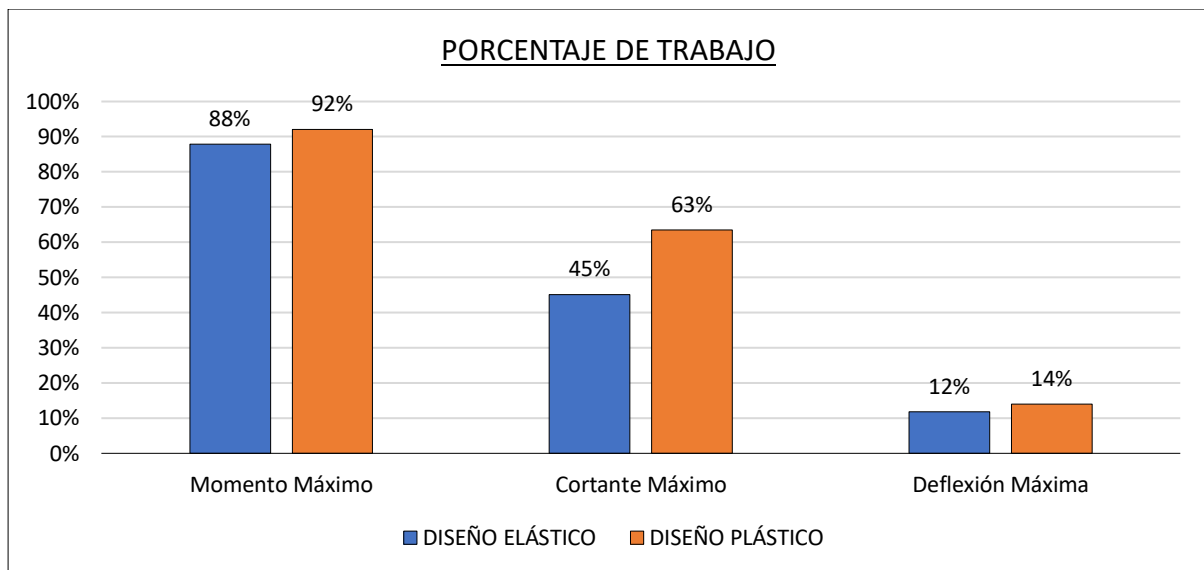


Figura 46. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en vigas secundarias.
Elaboración: Propia

4.1.2.1. Interpretación de resultados:

- Se puede observar en la figura 45 que las vigas secundarias en el diseño elástico trabajan más que las vigas secundarias en el diseño plástico con respecto a flexión (Momento Máximo), esto se debe a que las vigas del diseño plástico actúan de manera compuesta con la losa de hormigón mediante conectores de corte, lo que proporciona a la viga una mayor inercia y a su vez una mayor resistencia a flexión.
- Con respecto al diseño por cortante se puede apreciar lo contrario, en este caso las vigas del diseño plástico se encuentran más esforzadas ya que cuentan con un área transversal menor en el alma del perfil.
- La deflexión máxima se produce en las vigas del diseño plástico, por lo que este parámetro es el que condiciona el diseño de la sección, sin embargo, hay que tener en cuenta que, si se hubiera realizado el diseño de la viga sin sección compuesta, esta deflexión sería significativamente más grande y no cumpliría con la admisible.

4.1.3. Vigas principales

Viga W400

Tabla 21

Esfuerzos y condiciones de servicio en vigas principales W400.

PARÁMETRO	DISEÑO ELÁSTICO		DISEÑO PLÁSTICO	
	Valor Calculado	Valor Admisible	Valor Calculado	Valor Admisible
Perfil	IPE 400	-----	W400	-----
Sección	Simple	-----	Simple	-----
Peso	63.3 kg/m	-----	52.9875 kg/m	-----
Módulo de sección trans.	$S_x=1156.5 \text{ cm}^3$	-----	$Z_x=1082.8 \text{ cm}^3$	-----
Momento Máximo	23155.44 kgf-m	26333.50 kgf-m	22701.764 kgf-m	24655.356 kgf-m
Cortante Máximo	23563.58 kgf	52219.20 kgf	23120.6678 kgf	36432 kgf
Deflexión Máxima	2.9333 mm	25 mm	3.5088 mm	25 mm

Elaboración: Propia

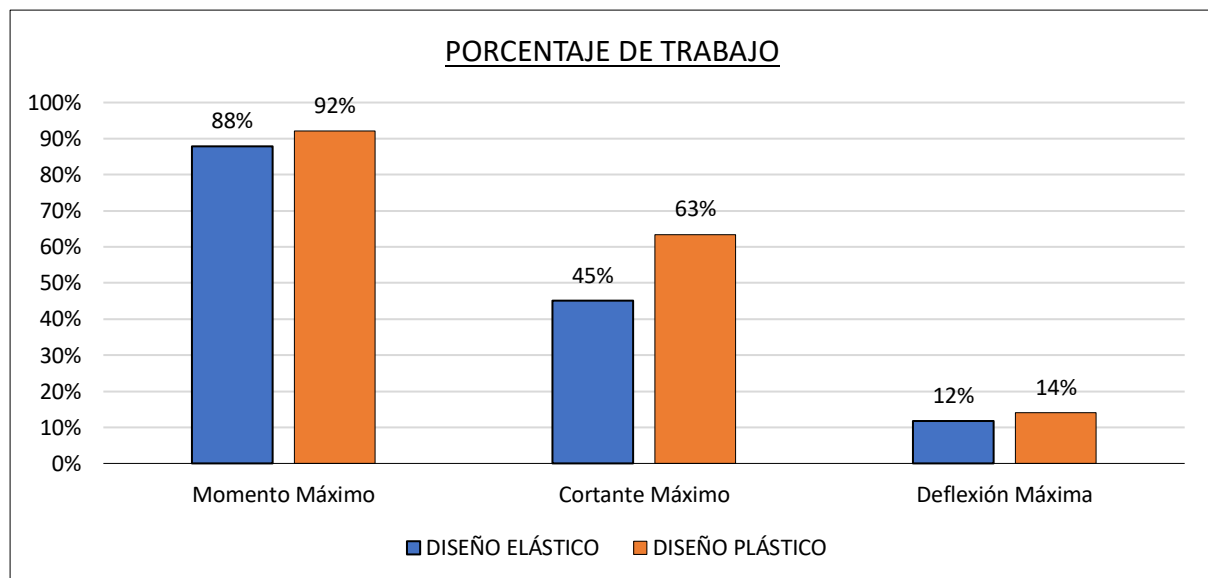


Figura 47. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en la viga W 400.

Elaboración: Propia

➤ Interpretación de resultados

- En la tabla 21 se observa que las solicitaciones máximas de flexión y corte son mayores en el diseño elástico, es decir, en este diseño las vigas principales se ven más afectadas por los efectos sísmicos, sin embargo, la figura 46, muestra que las vigas del diseño plástico se encuentran más esforzadas para dichas solicitaciones.
- En el caso de la deflexión al tener una sección transversal menor en el diseño plástico, se producen deflexiones mayores que en el diseño elástico, sin embargo, estas solicitaciones no superan el 15% de la deflexión máxima.

Viga W400 (RBS)

Tabla 22

Esfuerzos y condiciones de servicio en vigas principales W400 (RBS).

PARÁMETRO	DISEÑO ELÁSTICO		DISEÑO PLÁSTICO	
	Valor Calculado	Valor Admisible	Valor Calculado	Valor Admisible
Perfil	IPE 400	-----	W400	-----
Sección	Simple	-----	RBS	-----
Peso	63.3 kg/m	-----	52.9875 kg/m	-----
Módulo de sección trans.	$S_x=1156.5 \text{ cm}^3$	-----	$Z_x=1082.8 \text{ cm}^3$	-----
Momento Máximo	20107.17 kgf-m	26333.50 kgf-m	37647.821 kgf-m	41092.26 kgf-m
Cortante Máximo	9059.17 kgf	52219.20 kgf	16148.1489 kgf	36432 kgf
Deflexión Máxima	0.6908 mm	25 mm	0.8454 mm	25 mm

Elaboración: Propia

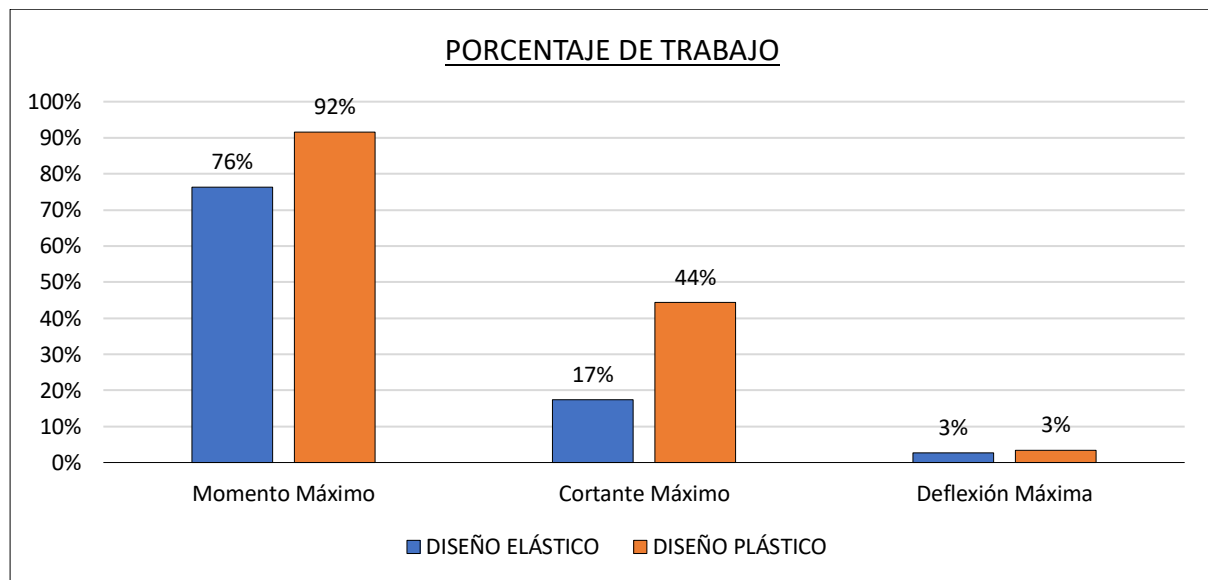


Figura 48. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en la viga W 400 RBS.

Elaboración: Propia

➤ Interpretación de resultados

- En la tabla 22 se observa que las vigas del diseño plástico al diseñarse con conexión RBS presentan un mayor esfuerzo de flexión y corte, ya que deben resistir las sollicitaciones que se generan en la rótula plástica, además se aprecia que el momento máximo admisible en dicho diseño es aproximadamente 1.56 veces más que en el diseño elástico, esto se debe a que al formarse las rotulas plásticas disminuyendo la sección de los patines en la viga, se asegura que la viga en ese punto no solo trabaje en la zona de plasticidad perfecta, sino también, incursione en la zona de endurecimiento por deformación, logrando que trabajen como fusible

generando un mecanismo de disipación de energía histerética garantizando la supervivencia sísmica.

- Al ser vigas en las cuales no están asentadas las vigas secundarias, las deflexiones que se generan por carga viva y carga muerta sobrepuesta son pequeñas generando un trabajo por deflexión menor del 5%, sin embargo, en este caso se deben tener en cuenta las deformaciones inelásticas que se generan por sismo en las vigas del diseño plástico.

4.1.3.1. Vigas principales de corredor

Tabla 23

Esfuerzos y condiciones de servicio en vigas principales de corredor.

PARÁMETRO	DISEÑO ELÁSTICO		DISEÑO PLÁSTICO	
	Valor Calculado	Valor Admisible	Valor Calculado	Valor Admisible
Perfil	IPE 400-240	-----	W400-200	-----
Sección	Variable	-----	Variable	-----
Peso	58 kg/m	-----	48.363 kg/m	-----
Módulo de sección trans.	$S_x=1156.5 \text{ cm}^3$	-----	$Z_x= 1082.8 \text{ cm}^3$	-----
Momento Máximo	17414.06 kgf-m	26333.50 kgf-m	17071.731 kgf-m	24655.356 kgf-m
Cortante Máximo	10721.67 kgf	52219.20 kgf	6517.1014 kgf	20037.6 kgf
Deflexión Máxima	5.3277 mm	8.33 mm	6.1503 mm	8.33 mm

Elaboración: Propia

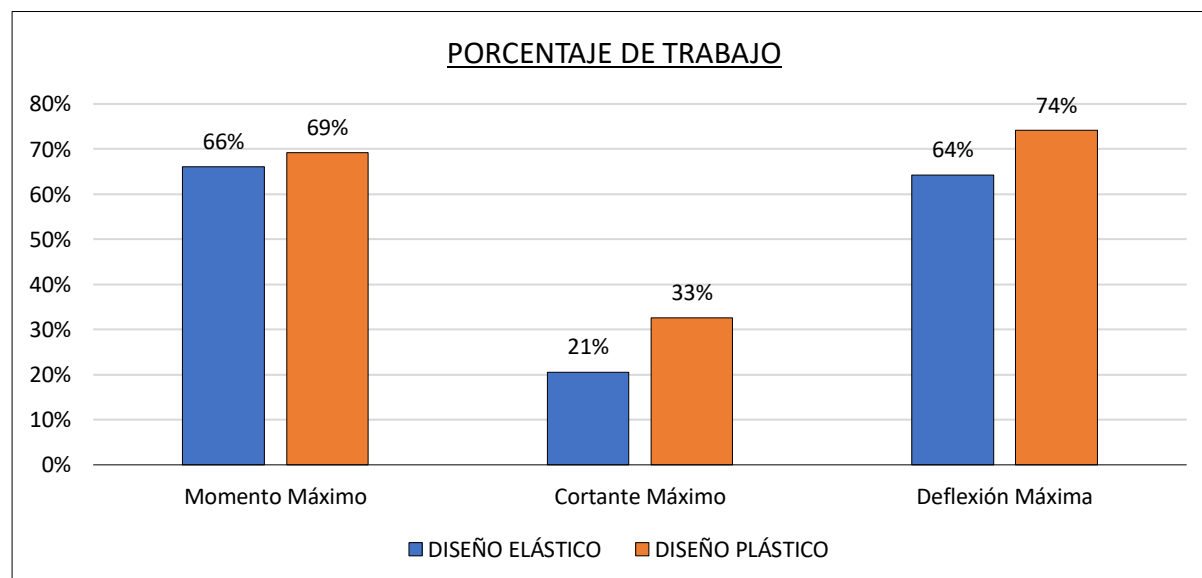


Figura 49. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en vigas principales de corredor.
Elaboración: Propia

➤ **Interpretación de resultados**

- Debido a que el perfil empleado en el diseño plástico tiene una sección transversal menor que en el diseño elástico, las vigas del diseño plástico se encuentran más esforzadas por flexión y corte, además de experimentar una mayor deflexión.

4.1.3.2. Vigas de borde de corredor

Tabla 24

Esfuerzos y condiciones de servicio en vigas de borde de corredor.

PARÁMETRO	DISEÑO ELÁSTICO		DISEÑO PLÁSTICO	
	Valor Calculado	Valor Admisible	Valor Calculado	Valor Admisible
Perfil	IPE 240	-----	IPE 200	-----
Sección	Simple	-----	Simple	-----
Peso	30.7 kg/m	-----	22.4 kg/m	-----
Módulo de sección trans.	$S_x=324 \text{ cm}^3$	-----	$Z_x=209.7 \text{ cm}^3$	-----
Momento Máximo	6215.4646 kgf-m	7377.48kgf-m	4275.687 kgf-m	4774.87 kgf-m
Cortante Máximo	5383.1227 kgf	22587.84 kgf	4005.913 kgf	17001.6 kgf
Deflexión Máxima	7.2039 mm	25 mm	13.0689 mm	25 mm

Elaboración: Propia

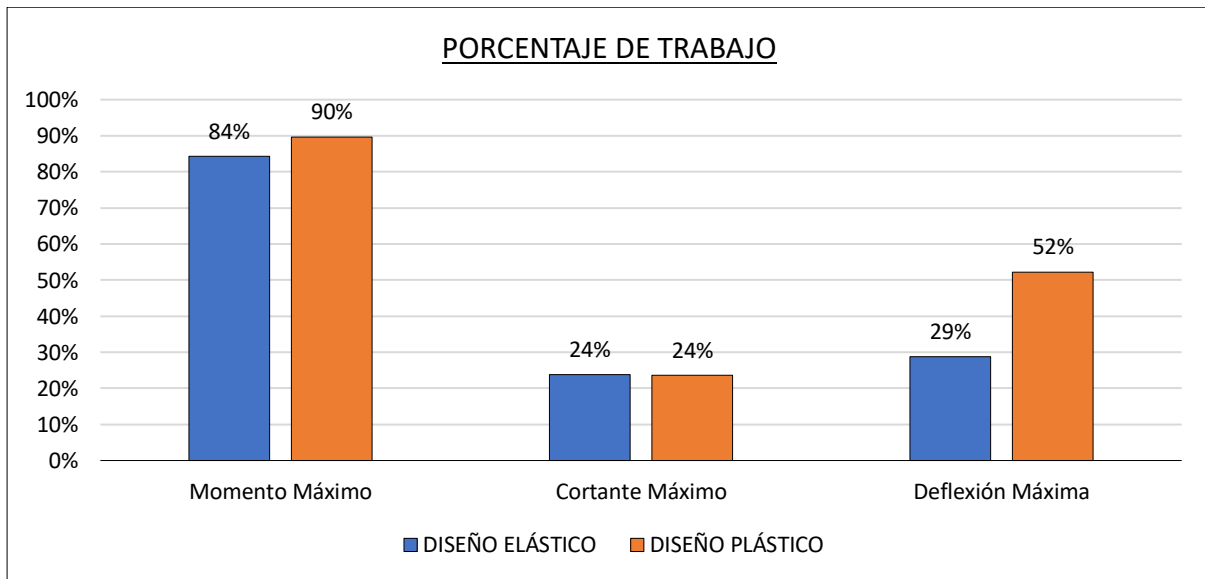


Figura 50. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en vigas de borde de corredor.

Elaboración: Propia

➤ **Interpretación de resultados**

- Como se observa en la figura 49 las vigas del diseño plástico se encuentran más esforzadas por flexión, y experimentan mayor deflexión, sin embargo, para cortante se encuentran trabajando con un porcentaje similar.

4.1.4. Columnas

Tabla 25

Esfuerzos y condiciones de servicio en columnas.

PARÁMETRO	DISEÑO ELÁSTICO		DISEÑO PLÁSTICO	
	Valor Calculado	Valor Admisible	Valor Calculado	Valor Admisible
Perfil	TUBO 400X400X10	-----	TUBO 400X400X10	-----
Sección	Simple	-----	Simple	-----
Peso	122.46 kg/m	-----	122.46 kg/m	-----
Módulo de sección trans.	$S_x=1978.6 \text{ cm}^3$	-----	$S_x=1978.6 \text{ cm}^3$	-----
Carga Axial Máxima	139060.99 kgf	439547.65 kgf	137070.0447 kgf	439547.65 kgf
Momento Máximo	26201.15 kgf-m	57589.13 kgf-m	27094.032 kgf-m	57589.13 kgf-m
Cortante Máximo	13176.36 kgf	132723.36 kgf	13140.313 kgf	132723.36 kgf

Elaboración: Propia

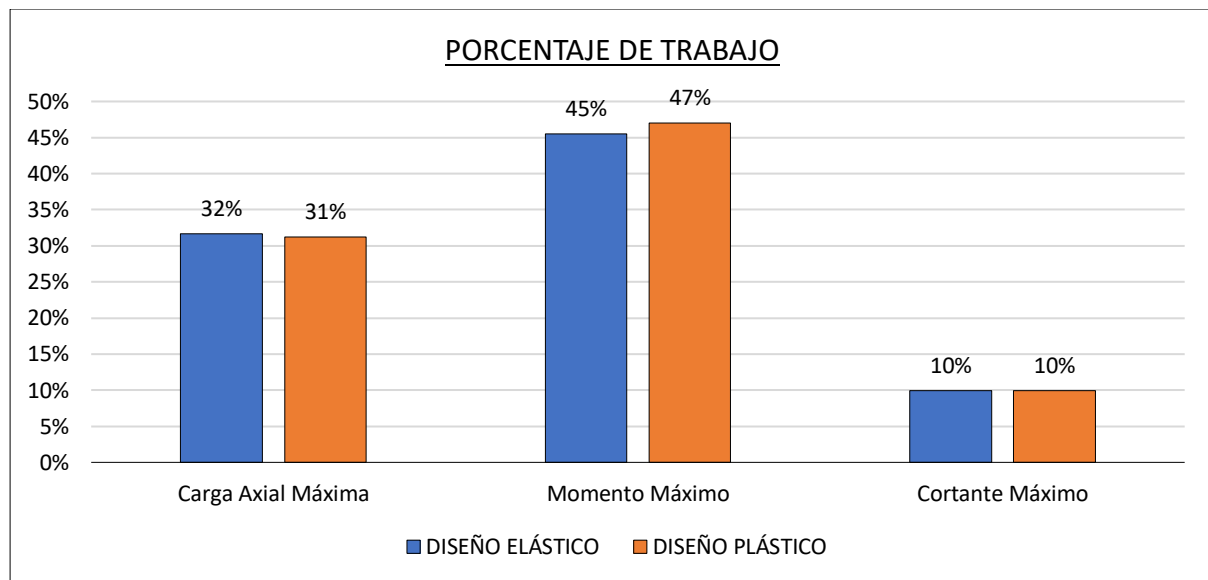


Figura 51. Representación gráfica de esfuerzos y condiciones de servicio en columnas.

Elaboración: Propia

➤ Interpretación de resultados:

- Las columnas diseñadas en el diseño elástico y en el diseño plástico son de la misma sección, por ende, los esfuerzos que se generan son similares, como se observa en la figura 50, se debe mencionar que las columnas en el diseños plástico fueron diseñadas en el rango elástico, es decir utilizando el módulo de sección transversal elástico, esto se debe, a que todas las vigas en ese diseño se diseñaron en la zona plástica por lo que plastificar las columnas resultaría demasiado ambicioso, además de ser necesario considerar parámetros como arriostramientos laterales en las columnas.

4.1.5. Pesos

A continuación, se presentan tablas y figuras con los pesos de los principales elementos estructurales de la edificación, teniendo tres grupos que son: vigas secundarias, vigas principales y columnas.

Dentro de las vigas principales hemos agrupado las vigas perimetrales de cada tablero como también las que conforman los corredores en volado (acarteladas y de borde).

Tabla 26

Comparación de pesos de los principales elementos estructurales.

ELEMENTO	DISEÑO ELÁSTICO	DISEÑO PLÁSTICO	DIFERENCIA	PORCENTAJE DE REDUCCIÓN
Vigas Secundarias	60172 kg	43904 kg	16268 kg	27%
Vigas Principales	134319.27kg	111099.848 kg	23219.422 kg	17%
Columnas	106295.28 kg	106295.28 kg	0	0%
TOTAL	300786.55 kg	263254.32 kg	39487.422 kg	13%

Elaboración: Propia

Tabla 27

Peso por m² de acero estructural.

DESCRIPCIÓN	DISEÑO ELÁSTICO	DISEÑO PLÁSTICO
Área	3960 m ²	3960 m ²
Peso por m ²	75.956 kg/m ²	65.984 kg/m ²

Elaboración: Propia

Tabla 28

Comparación de pesos de vigas secundarias y principales.

ELEMENTO	DISEÑO ELÁSTICO	DISEÑO PLÁSTICO	DIFERENCIA	PORCENTAJE DE REDUCCIÓN
Vigas Principales y Sec.	194491.27 kg	155003.848	39487.422	20%

Elaboración: Propia

Tabla 29

Distribución del peso diferencial en vigas secundarias y principales.

ELEMENTO	DIFERENCIA	PORCENTAJE EQUIVALENTE
Vigas Secundarias	16268 kg	41%
Vigas Principales	23219.422 kg	59%
TOTAL	39487.422 kg	100%

Elaboración: Propia

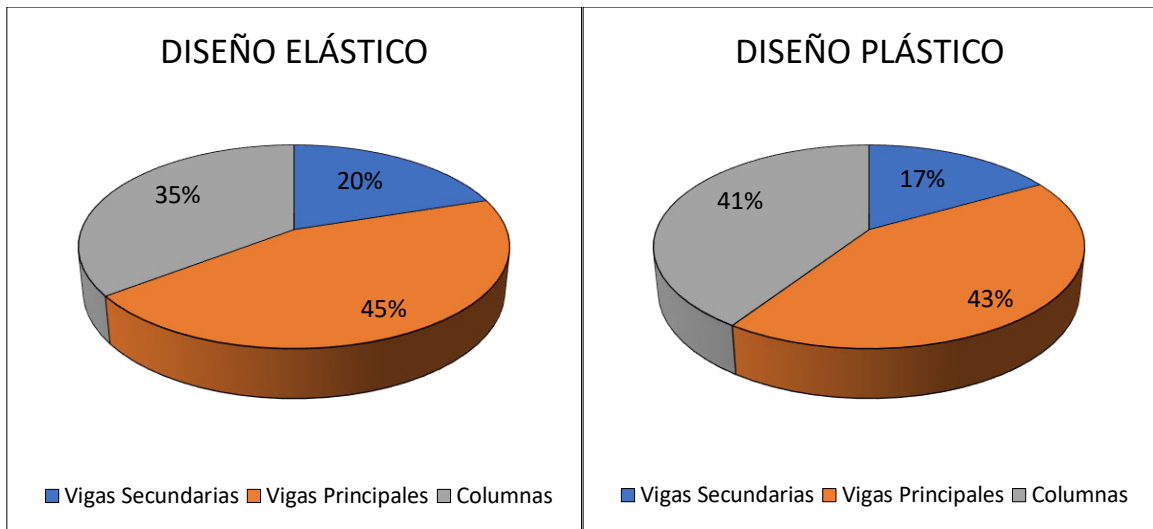


Figura 52. Pesos de los elementos estructurales para el diseño elástico y plástico respectivamente.
Elaboración: Propia

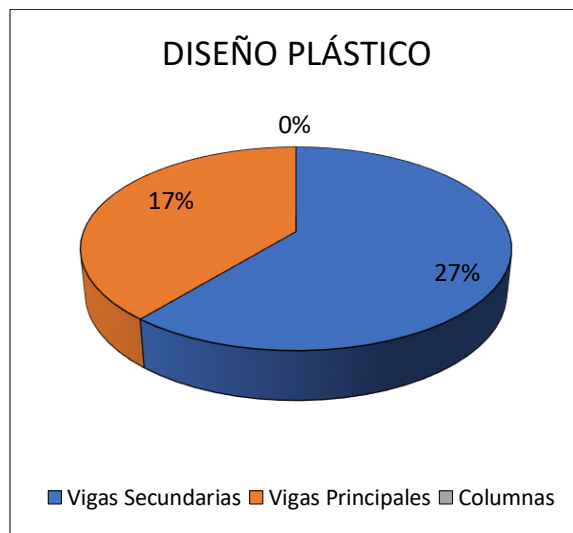


Figura 53. Optimización de peso del diseño plástico con respecto al diseño elástico.
Elaboración: Propia

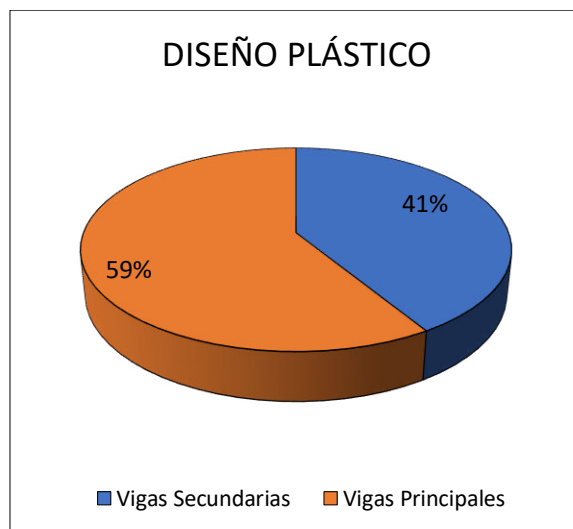


Figura 54. Distribución del peso diferencial del diseño plástico con respecto al diseño elástico.
Elaboración: Propia

4.1.5.1. Interpretación de resultados:

- Como se puede apreciar en la tabla 26 existe una diferencia apreciable del peso total entre el diseño elástico y el diseño plástico de 39487.422 kg.
- En el diseño plástico las vigas secundarias se reducen en un 27% del peso de las vigas secundarias del diseño elástico.
- En el diseño plástico las vigas principales se reducen en un 17% del peso de las vigas principales del diseño elástico.
- El peso de las columnas tanto en el diseño elástico como en el diseño plástico es el mismo, ya que fueron diseñadas con la misma sección.
- En el diseño plástico el peso total de los elementos estructurales de acero se reduce en un 13% del peso total del diseño elástico, sin embargo, al tener el mismo peso de las columnas en ambos diseños este peso se obviaría para determinar el porcentaje real de reducción como se observa en la tabla 28 obteniendo un 20% de reducción con respecto al diseño elástico.
- En la tabla 29 se observan los porcentajes referentes a las vigas secundarias y principales que equivalen a una fracción del peso total de diferencia entre los dos diseños, obteniendo como resultado que las vigas principales representan más del 50% del total del peso adicional del diseño elástico.

4.2. Conclusiones

- Un diseño estructural está condicionado por tres parámetros: requerimientos sísmicos, límites de resistencia y condiciones de servicio, los cuales determinan las propiedades físico – mecánicas de los elementos estructurales.
- Las cargas laterales por sismo resultan mayores en el diseño elástico, aunque las derivas máximas se producen en el diseño plástico, acercándose así al límite de la deriva máxima admisible, pero cumpliendo con lo especificado en la norma. Esto surge debido a que en el diseño plástico se tienen perfiles estructurales de una sección transversal menor, a diferencia del método elástico que posee un diseño más conservador.
- La losa de hormigón en el diseño plástico participa como un elemento estructural mediante conectores de cortante, con cual se aprovecha la resistencia del hormigón a la compresión, aumentando la rigidez a las vigas al trabajar en conjunto.
- Las vigas principales en el diseño elástico resultan de cierta forma más prácticas, debido a que, en el diseño plástico, en algunos elementos se deben realizar cortes en las alas del perfil de acero estructural para formar las rótulas plásticas.
- Las columnas tienen las mismas propiedades en los dos diseños, debido a que el periodo se acerca al límite admisible en el diseño plástico, por lo cual no resulta factible reducir la sección del perfil, además de ser demasiado ambicioso la plastificación de dichos elementos.
- Las deflexiones en el diseño plástico resultan mayores que en el diseño elástico, aunque se está cumpliendo con la norma en los dos diseños. Por tanto, los diseños garantizan seguridad y confiabilidad para los usuarios.
- Mediante la hoja de Excel creada para el diseño de vigas secundarias en sección compuesta, se determinó que se puede reducir aún más el peso de este elemento trabajando con vigas en cajón, sin embargo, el software Etabs solo se limita a vigas de sección I.
- El peso total de la estructura resulta menor en el diseño plástico, debido a que en el diseño plástico se redujeron de manera significativa los espesores de los perfiles estructurales que se emplean, por ende, el costo en acero estructural, resulta más favorable en dicho diseño.

4.3. Recomendaciones

- Aplicar estrictamente la norma y códigos en el diseño estructural (ANSI/AISC 360 – 16, ANSI/AISC 341 – 16, ANSI/AISC 358 – 16, NEC)
- Revisar y aplicar normas actualizadas, ya que la Norma Ecuatoriana de la Construcción está basada en normas internacionales anteriores.
- Al momento de la simulación de la edificación en el software estructural, es de gran importancia definir los parámetros necesarios para el diseño que se esté elaborando, de tal forma que los resultados que se obtengan sean los correctos.
- Realizar una ampliación del trabajo de tal forma que se incluya el diseño de muros de cortante, zapatas para muros de corte, zapatas de lindero y zapatas medianeras.
- Extender el trabajo a un análisis de costos y un cronograma, con la finalidad de determinar con mayor precisión los tiempos de ejecución de cada propuesta.

Futuras líneas de investigación:

- Realizar ensayos experimentales de la conexión viga RBS y columna cuadrada HSS, como la que se desarrolla en este trabajo, para alcanzar la plastificación en las rótulas plásticas, empleando elementos de conexión óptimos (placas de continuidad, placas de cortante, etc).
- Realizar un estudio que permita ampliar el conocimiento y caracterización de los diafragmas, en este caso el porcentaje de rigidez que aporta un sistema compuesto de vigas de acero y placa colaborante y así definir el tipo de diafragma a utilizar, ya sea infinitamente rígido, semirrígido o flexible.

4.4. Bibliografía

- American Institute of Steel Construction. (2016). *ANSI/AISC 360-16. Specification for Structural Steel Buildings.*
- American Institute of Steel Construction. (2016). *ANSI/AISC 341-16. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.*
- American Institute of Steel Construction. (2016). *ANSI/AISC 358-16. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.*
- American Welding Society. (2010). *AWS D1.1/D1.1M: Structural Welding Code – Stainless Steel. Committee on Structural Welding.*
- ASCE/SEI, 7-16. (2016). *ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.*
- ASTM A36 / A36M - 14. (2014). *Standard Specification for Carbon Structural Steel.* (W. Conshohocken, Ed.).
- *ASTM A572 / A572M-15, Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015.*
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero.* (ALFAOMEGA GRUPO EDITOR S.A, Ed.) (5th ed.).
- NEC-SE-AC. (2015). *NEC-SE-AC: Estructuras de Acero.* (Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, Ed.). 2014.
- NEC-SE-CG. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas no sísmicas.* (M. Dirección de Comunicación Social, Ed.). 2014.
- NEC-SE-DS. (2015). *NEC-SE-DS: Peligro Sísmico.* (M. Dirección de Comunicación Social, Ed.). 2014.
- ACI-318M. (2008). *American Concrete Institute 318M-08.*
- ACI-318S. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318S-14) and commentary (ACI 318SR-14).* ACI 318-14.
- NTE INEN 2397, N. T. E. (2015). *PLACA COLABORANTE DE ACERO.REQUISITOS Y METODOS DE ENSAYO.*
- IBC. (2018). *International Building Code.*

ANEXOS

5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

5.1. Diseño Elástico

5.1.1. Requisitos Sísmicos

5.1.1.1. Periodo fundamental de la estructura (T)

Como primer parámetro se realiza la comprobación del periodo calculado en el apartado de carga sísmica y el periodo del modelo matemático (ETABS), la norma (NEC-SE-DS, 2015, pág. 63) establece que el periodo fundamental que proporciona ETABS no debe ser mayor en un 30% al valor del periodo fundamental calculado según la norma.

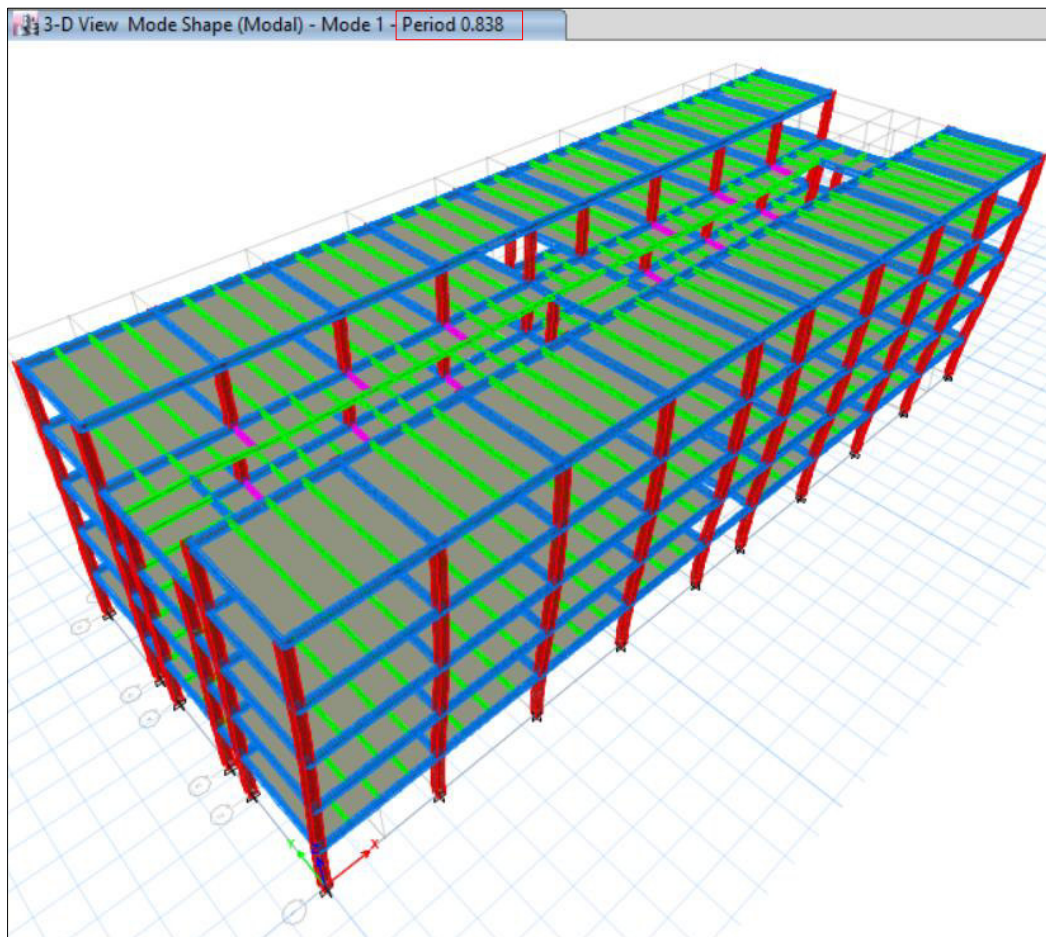


Figura 55. Periodo fundamental de la estructura.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$T = 0.7108s$$

$$T_{ETABS} = 0.839s$$

$$\% \text{ Variación} = 18.03\% \quad \text{CUMPLE}$$

Para la participación modal de masas se utilizó un total de 15 modos de vibración, 3 por cada planta, de tal manera que cumplamos con la condición; “todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.” (NEC-SE-DS, 2015, p. 58).

A continuación, se muestra una tabla con los valores de UX, UY y RY (coeficientes de participación de la masa en cada uno de los modos de vibración, los cuales implican traslación en X, traslación en Y y rotación en Z respectivamente), además el periodo que se genera en cada modo de vibración.

Como se observa en la tabla 30, a partir del modo 6 se satisface la condición antes citada.

Tabla 30
Coeficientes de participación de la masa en los modos de vibración

Caso	Modo	Periodo (sec)	UX	UY	RZ	Suma UX	Suma UY	Suma RZ
Modal	1	0.8380	0.0000	0.8101	0.0000	0.0000	0.8101	0.0000
Modal	2	0.8230	0.8151	0.0000	0.0000	0.8151	0.8101	0.0000
Modal	3	0.7460	0.0000	0.0000	0.8142	0.8151	0.8101	0.8142
Modal	4	0.2670	0.0000	0.1109	0.0000	0.8151	0.9209	0.8142
Modal	5	0.2580	0.1125	0.0000	0.0000	0.9276	0.9209	0.8142
<u>Modal</u>	<u>6</u>	0.2390	0.0000	0.0000	0.1085	<u>0.9276</u>	<u>0.9209</u>	<u>0.9227</u>
Modal	7	0.1520	0.0000	0.0456	0.0000	0.9276	0.9665	0.9227
Modal	8	0.1430	0.0452	0.0000	0.0000	0.9698	0.9665	0.9227
Modal	9	0.1380	0.0000	0.0000	0.0441	0.9698	0.9665	0.9668
Modal	10	0.1010	0.0000	0.0251	0.0000	0.9698	0.9916	0.9668
Modal	11	0.0990	0.0217	0.0000	0.0000	0.9915	0.9916	0.9668
Modal	12	0.0920	0.0000	0.0000	0.0248	0.9915	0.9916	0.9916
Modal	13	0.0760	0.0085	0.0000	0.0000	1.0000	0.9916	0.9916
Modal	14	0.0760	0.0000	0.0084	0.0000	1.0000	1.0000	0.9916
Modal	15	0.0700	0.0000	0.0000	0.0084	1.0000	1.0000	1.0000

Elaboración: Propia

5.1.1.2. Peso Sísmico (W)

El Peso Sísmico (W) es la suma del Peso Propio (P_P) de los elementos estructurales, más la Carga Muerta Sobreimpuesta (C_{MS}) y más el 25% de la Carga Viva de entrepiso (C_V) de toda la estructura.

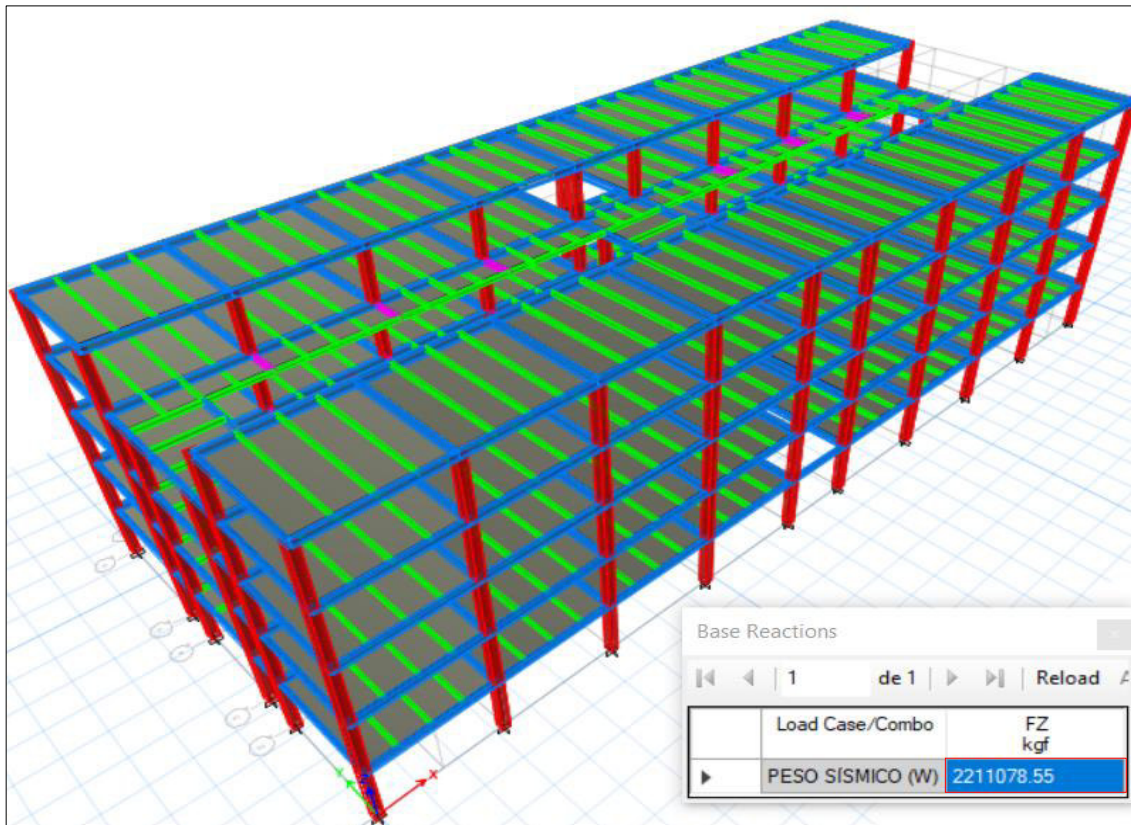


Figura 56. Peso sísmico de la edificación de acero estructural

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Cálculo manual del Peso Sísmico (W):

$$W = P_P + C_{MS} + 0.25C_V$$

Tabla 31

Peso total de vigas secundarias, principales y columnas.

ELEMENTO	SECCIÓN	N.º DE ELEMENTOS	PESO (kgf/m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO TOTAL (kgf)
Vigas secundarias	IPE240	476	30.7	1960	60172
Vigas principales	IPE400	340	63.3	1840	116472
Vigas principales	IPE240	84	30.7	400	12280
Vigas principales	IPE400-240	48	58	96	5567.27
Columnas	TUBO400X400X10	248	122.46	868	106295.280
ΣP_{P1}					300786.55

Elaboración: Propia

Tabla 32

Peso total de losas para el uso de aulas, corredores y cubiertas.

Elemento	Sección	N.º De Elementos	Peso (kgf/M2)	Área (M2)	Peso Total (kgf)
Losa aulas	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	64	223.7	2304	515404.80
Losa corredores	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	84	223.7	1032	230858.4
Losa cubierta	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	18	223.7	624	139588.8
ΣP_{P2}					885852

Elaboración: Propia

$$Peso Propio (P_p) = P_{P1} + P_{P2}$$

$$P_p = 300786.55kgf + 885852kgf = 1186638.55kgf$$

Tabla 33

Carga muerta sobreimpuesta C_{MS}

Elemento	Sección	N.º De Elementos	Carga (kgf /M2)	Área (M2)	Carga Total (kgf)
Losa aulas	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	64	218	2304	502272
Losa corredores Piso 1,2,3,4	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	84	218	1032	224976
Losa cubierta	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	18	118	624	73632
ΣC_{MS}					800880

Elaboración: Propia

$$C_{MS} = 800880kgf$$

Tabla 34

Carga viva de entrepiso C_v .

Elemento	Sección	N.º De Elementos	Carga (kgf /M2)	Área (M2)	Carga Total (kgf)
Losa aulas	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	64	200	2304	460800
Losa corredores Piso 1	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	21	480	258	123840
Losa corredores Piso 2,3,4	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	63	400	774	309600
ΣC_v					894240

Elaboración: Propia

$$C_v = 894240kgf$$

$$W = P_p + C_{MS} + 0.25C_v$$

$$W = 1186638.55kgf + 800880kgf + 0.25 * 894240kgf$$

$$W = 2211078.55 kgf$$

5.1.1.3. Cortante basal estática (V_E)

$$V_E = 0.174633 * W$$

$$V_E = 0.174633 * 2211078.55 \text{ kgf} = 386128.0174 \text{ kgf}$$

Se procede a comparar la cortante basal estática V_E con la cortante que proporciona el programa ETABS y en caso de ser necesario se realizará su corrección, para ello ingresamos en ETABS los datos de carga sísmica obtenidos anteriormente.

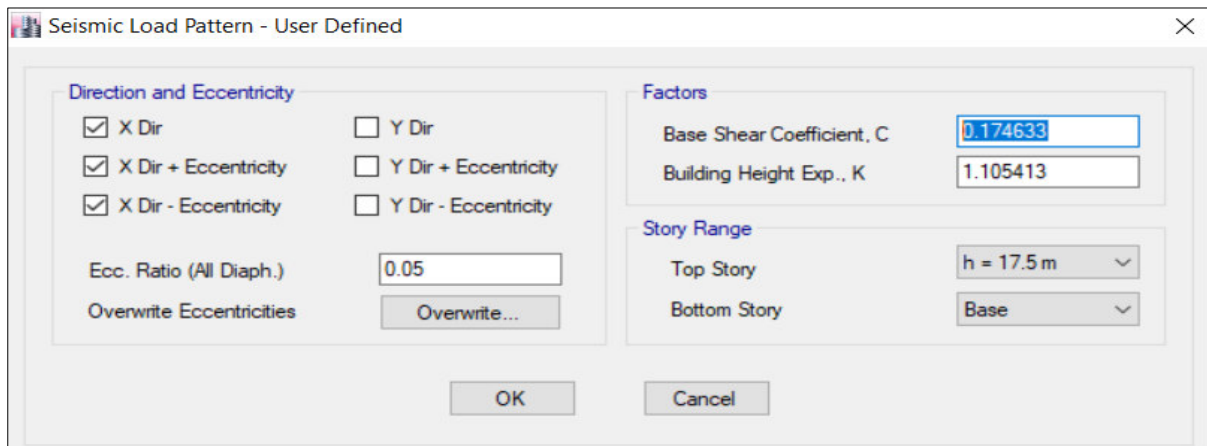


Figura 57. Ingreso de coeficientes Cs y k en el sentido X

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

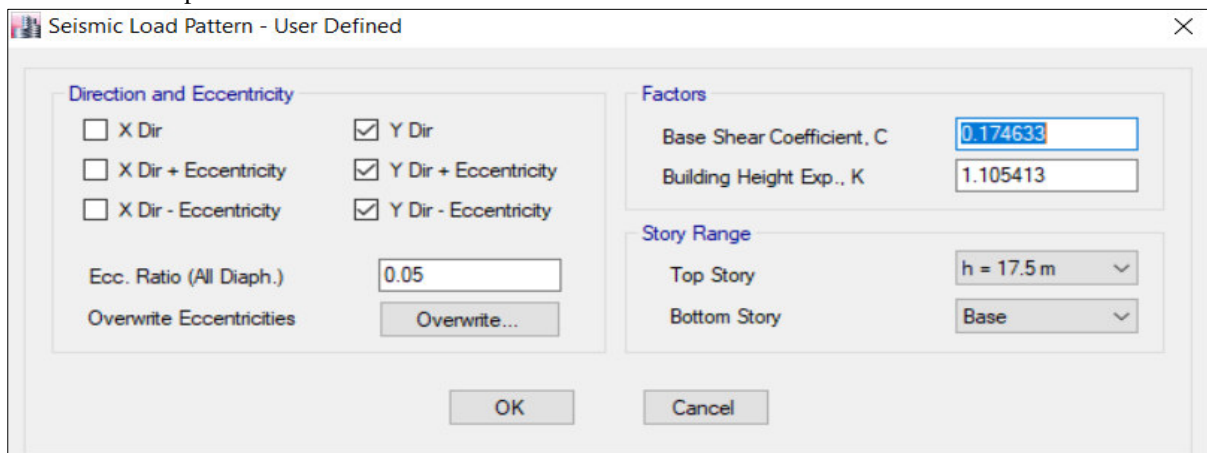


Figura 58. Ingreso de coeficientes Cs y k en el sentido Y

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Load Pattern	Type	Direction	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
SISMO X (EST)	Seismic	X	0.174633	1.105413	2194367.5666	383209.722
SISMO Y (EST)	Seismic	Y	0.174633	1.105413	2194367.5666	383209.722

Figura 59. Cortante basal estática V_E obtenida del programa

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_{E-ETABS} = 383209.7227 \text{ kgf}$$

Como los valores de V_E y $V_{E-ETABS}$ son diferentes, se debe realizar su corrección, para lo cual se determina un factor de corrección del coeficiente sísmico (C_s) que será modificado en el programa.

$$\text{Factor de corrección} = \frac{V_E}{V_{E-ETABS}}$$

$$\text{Factor de corrección} = \frac{386128.0174 \text{ kgf}}{383209.7227 \text{ kgf}} = 1.007615398$$

$$\text{Coeficiente sísmico corregido } (C_s) = 1.007615398 * 0.174633 = 0.1759632$$

Con el coeficiente sísmico corregido se ingresa al programa y se obtiene la cortante basal.

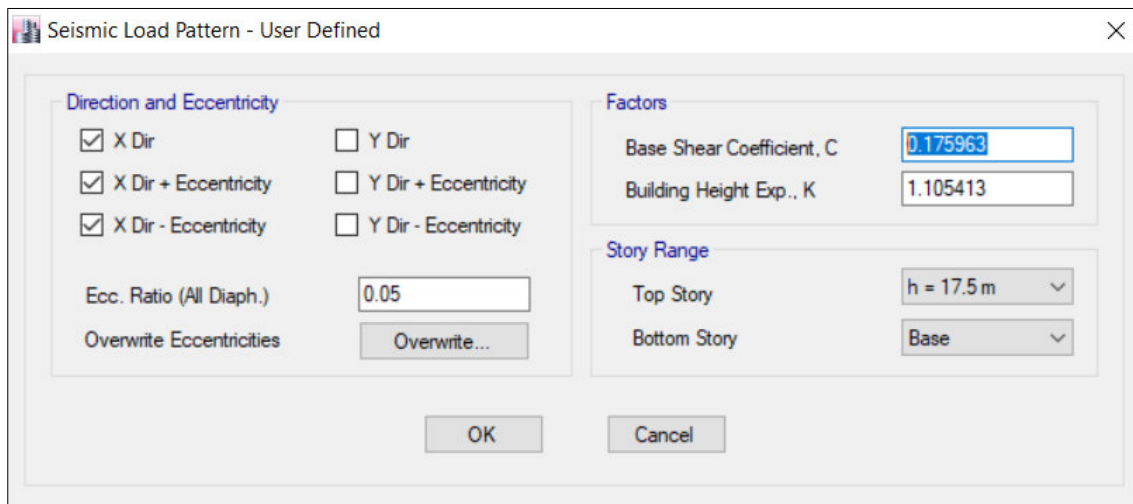


Figura 60. Ingreso de coeficiente sísmico corregido C_s en sentido X

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

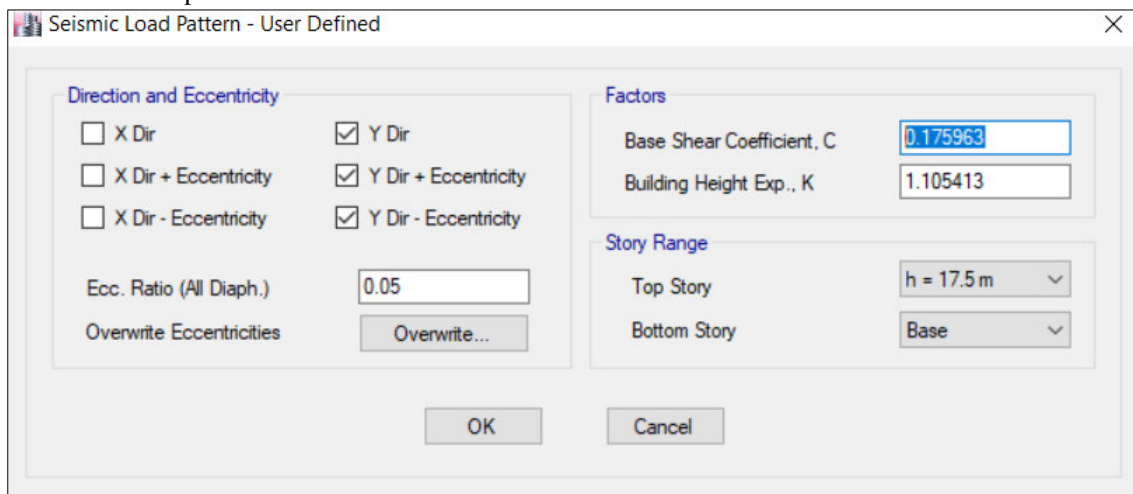


Figura 61. Ingreso de coeficiente sísmico corregido C_s en sentido Y

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Load Pattern	Type	Direction	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
SISMO X (EST)	Seismic	X	0.175963	1.105413	2194367.5666	386128.0174
SISMO Y (EST)	Seismic	Y	0.175963	1.105413	2194367.5666	386128.0174

Figura 62. Cortante basal estática VE-ETABS corregida en sentido X y Y.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_E = V_{E-ETABS} = 386128.0174 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

5.1.1.4. Cortante basal dinámica (V_D)

De acuerdo a la (NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.2.2, literal b.) se debe cumplir que el valor del cortante dinámico total no debe ser menor que el 80% del cortante basal estático para estructuras regulares, pero lo ideal es que éstos sean iguales, por lo que consideraremos como condición que el cortante basal dinámico tiene que ser igual al cortante basal estático.

Story	Load Case/Combo	Location	VX kgf	VY kgf
h = 3.5 m	SISMO X (DIN) ...	Bottom	199473.2938	0
h = 3.5 m	SISMO Y (DIN) ...	Bottom	0	195027.989

Figura 63. Cortante basal dinámico VD en sentido X y Y

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_D \text{ Resultante} \neq V_E$$

V_D Resultante y V_E son diferentes por lo cual procedemos a realizar su corrección, determinando un factor de corrección de la aceleración que será modificado en el programa.

Tabla 35

Aceleración corregida para el sismo en X y Y

	V_D eje X-X (kgf)	V_D eje Y-Y (kgf)	V_D Resultante (kgf)	V_E (kgf)	Factor de corrección (V_E/V_D Resultante)	Aceleración corregida (m/s^2)
SISMO X (DIN)	199473.2938	0	199473.2938	386128.0174	1.935737913	18.98320099
SISMO Y (DIN)	0	195027.989	195027.989	386128.0174	1.979859503	19.41588819

Elaboración: Propia

Una vez obtenido el valor de la aceleración corregida, ingresamos dicho valor en el programa y obtenemos los nuevos valores del cortante basal dinámico V_D .

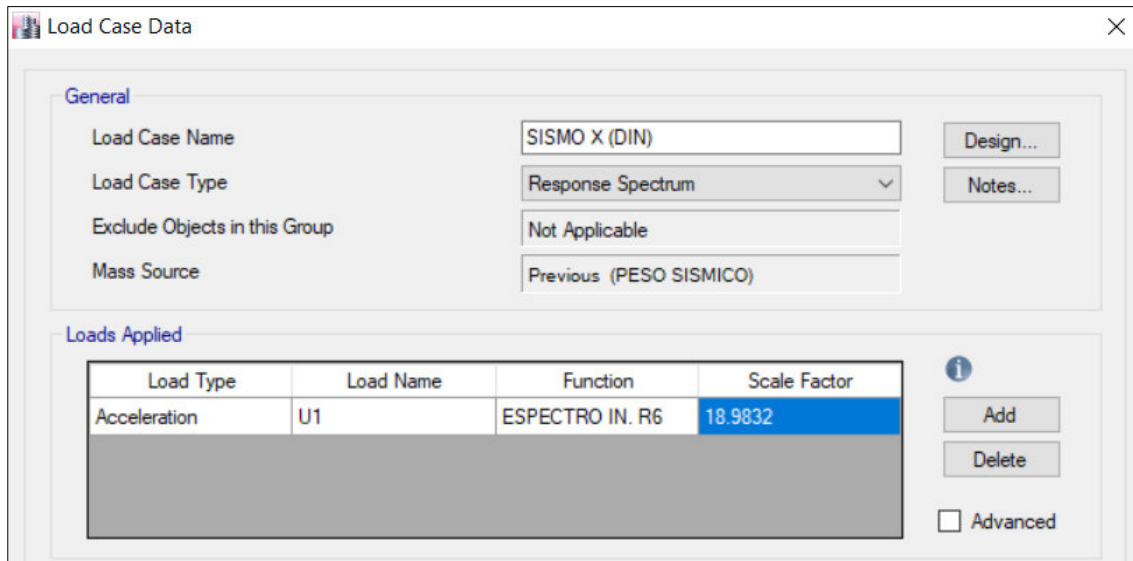


Figura 64. Ingreso de aceleración corregida en el sentido X

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

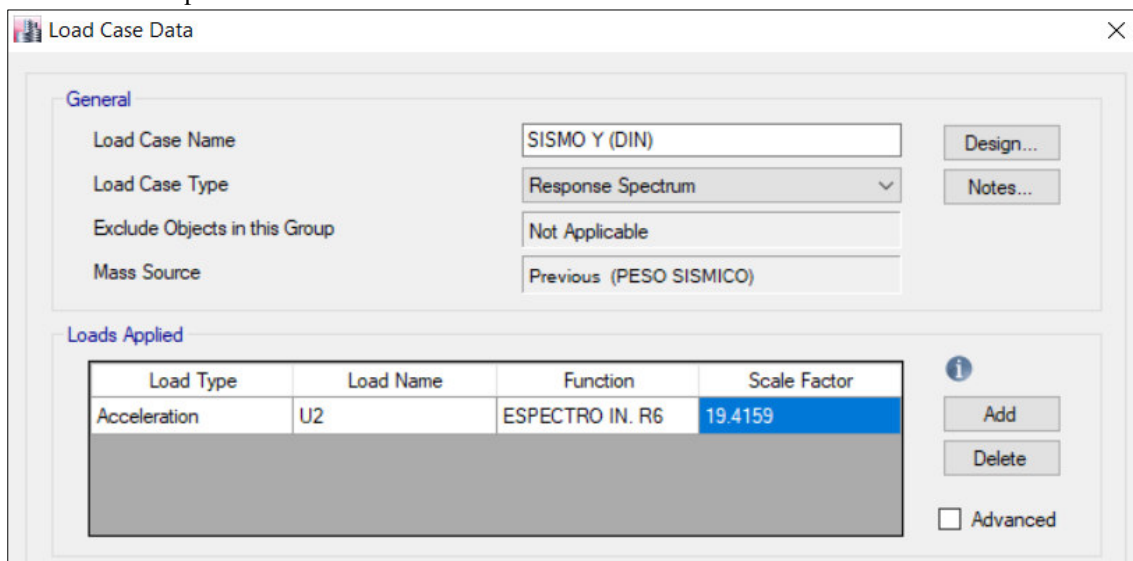


Figura 65. Ingreso de aceleración corregida en el sentido Y

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Story Forces					
1 de 2 Reload Apply					
	Story	Load Case/Combo	Location	VX kgf	VY kgf
▶	h = 3.5 m	SISMO X (DIN) ...	Bottom	386128.0174	0
	h = 3.5 m	SISMO Y (DIN) ...	Bottom	0	386128.0173

Figura 66. Cortante basal dinámica V_D corregida en sentido X y Y

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Tabla 36

Cortante Basal dinámica corregida VD

SISMO	V _D Resultante (kgf)
SISMO X (DIN)	386128.0174
SISMO Y (DIN)	386128.0173

Elaboración: Propia

$$V_E = V_D = 386128.0174 \text{ kgf}$$

CUMPLE

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales (NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.5)

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V_E$$

Dónde:

V_E = Cortante total en la base de la edificación. (kgf)

F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la edificación. (kgf)

n = Número de pisos de la edificación.

h_x = Altura de cada piso. (m)

w_x = Peso aginado al piso x de la edificación, fracción de la carga W . (kgf)

w_i = Peso aginado al piso i de la edificación, fracción de la carga W . (kgf)

k = Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T .

Story	Load Case/Combo	Location	P (kgf)
h = 17.5 m	PESO SÍSMICO (W)	Bottom	260747.2803
h = 14 m	PESO SÍSMICO (W)	Bottom	746909.669
h = 10.5 m	PESO SÍSMICO (W)	Bottom	1233072.0576
h = 7 m	PESO SÍSMICO (W)	Bottom	1719495.3038
h = 3.5 m	PESO SÍSMICO (W)	Bottom	2211078.55

Figura 67. Peso sísmico acumulado por niveles

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Tabla 37

Determinación de cargas laterales

Piso	h_x (m)	w_x (kgf)	k	$w_x h_x^k$	V_E (kgf)	F_x (kgf)
1	3.5	491583.2462	1.1054	1963436.2180	386128.0174	27228.4512
2	7	486423.2462	1.1054	4180193.8889	386128.0174	57969.9020
3	10.5	486162.3886	1.1054	6540590.7395	386128.0174	90703.3058
4	14	486162.3887	1.1054	8989299.3113	386128.0174	124661.3947
5	17.5	260747.2803	1.1054	6170066.2908	386128.0174	85564.9637
$\sum_{i=1}^n w_i h_i^k$				27593559.58		

Elaboración: Propia

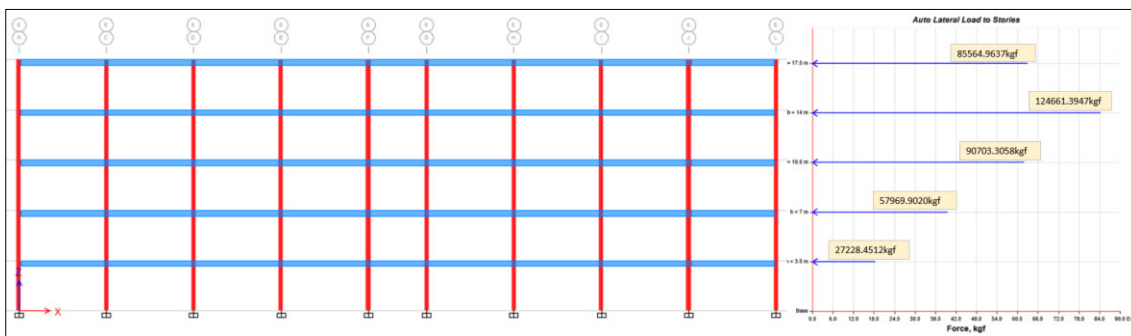


Figura 68. Distribución de fuerzas sísmicas laterales en el eje X

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

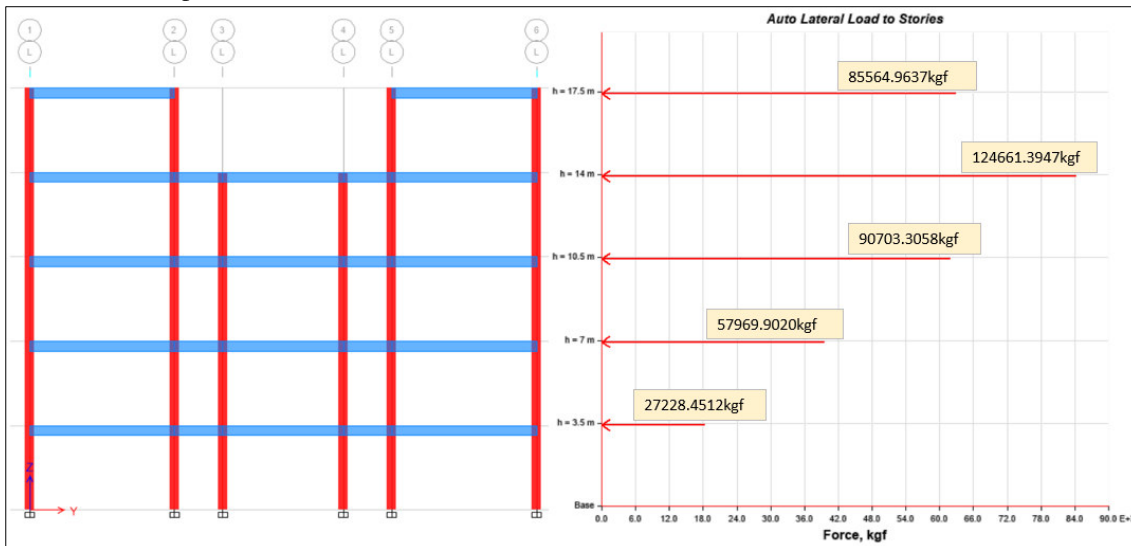


Figura 69. Distribución de fuerzas sísmicas laterales en el eje Y

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

5.1.1.5. Derivas inelásticas máximas de piso (Δ_M)

Una vez cumplidos los requerimientos sísmicos se procede a verificar las derivas de piso máximas admisibles.

- Deriva máxima en el eje X

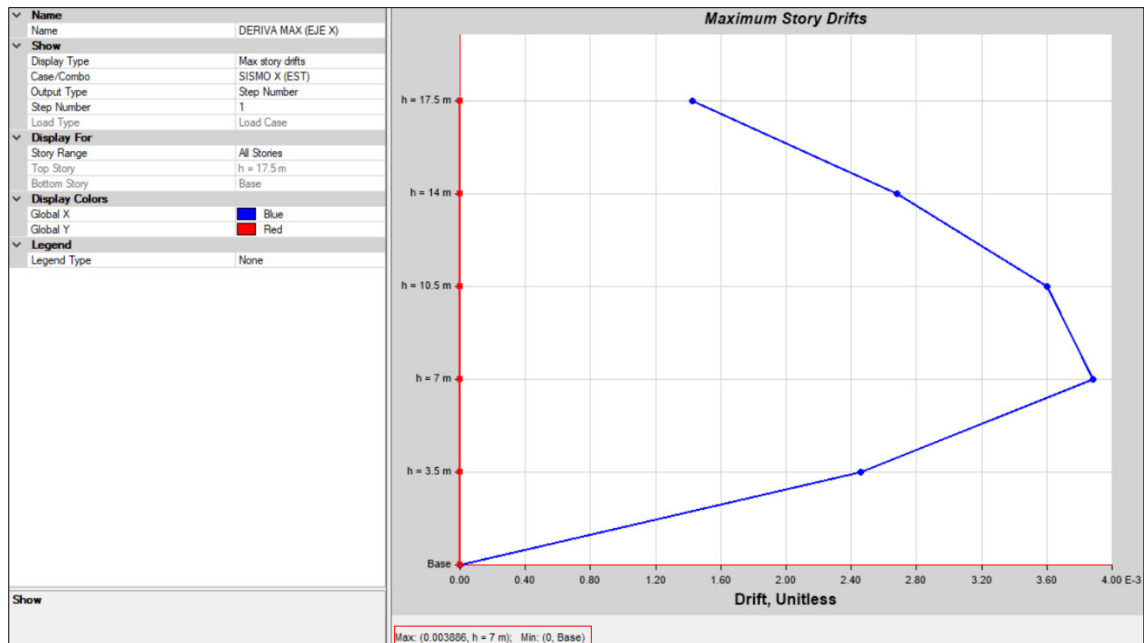


Figura 70. Deriva máxima por sismo en el sentido X

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.9})$$

Dónde:

$\Delta_M =$ Deriva máxima inelástica.

$\Delta_E =$ Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales.

$R =$ Factor de reducción de resistencia.

$$\Delta_M = 0.75 * 6 * 0.003886$$

$$\Delta_M = 0.017487$$

Se comprueba que $\Delta_M \leq \Delta_M$ admisible.

Dónde:

$$\Delta_M \text{ admisible} = 0.02 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 4.2.2})$$

$$0.017487 \leq 0.02 \quad \text{CUMPLE}$$

- Deriva máxima en el eje Y

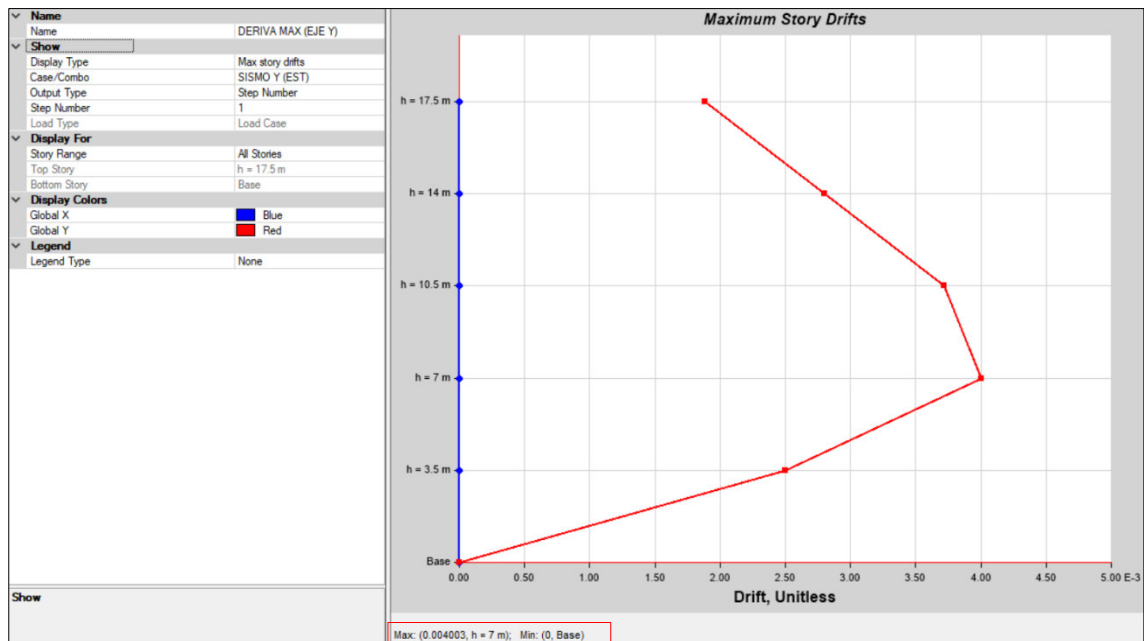


Figura 71. Deriva máxima por sismo en el sentido Y

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.9})$$

Dónde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica.

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales.

R = Factor de reducción de resistencia.

$$\Delta_M = 0.75 * 6 * 0.004003$$

$$\Delta_M = 0.0180135$$

Se comprueba que $\Delta_M \leq \Delta_M$ admisible.

Dónde:

$$\Delta_M \text{ admisible} = 0.02 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 4.2.2})$$

$$0.0180135 \leq 0.02 \quad \text{CUMPLE}$$

Resumen de derivas en cada piso de la edificación

Tabla 38

Derivas de piso de la edificación.

Piso	Altura	Carga	Dirección	Δ_E	Δ_M	$\Delta_{M\text{admisible}}$	$\Delta_M \leq \Delta_{M\text{admisible}}$
5	17.5m	SISMO X (EST)	X	0.001424	0.006408	0.02	CUMPLE
		SISMO Y (EST)	Y	0.001886	0.008487	0.02	CUMPLE
4	14m	SISMO X (EST)	X	0.002680	0.012060	0.02	CUMPLE
		SISMO Y (EST)	Y	0.002802	0.012609	0.02	CUMPLE
3	10.5m	SISMO X (EST)	X	0.003599	0.016196	0.02	CUMPLE
		SISMO Y (EST)	Y	0.003714	0.016713	0.02	CUMPLE
2	7m	SISMO X (EST)	X	0.003886	0.017487	0.02	CUMPLE
		SISMO Y (EST)	Y	0.004003	0.018014	0.02	CUMPLE
1	3.5m	SISMO X (EST)	X	0.002457	0.011057	0.02	CUMPLE
		SISMO Y (EST)	Y	0.002503	0.011264	0.02	CUMPLE

Elaboración: Propia

Tabla 39

Desplazamientos laterales Δ_x y derivas de piso elásticas Δ_ε en el sentido X.

Piso	Altura	Carga	Δ_x (mm)	$\Delta_\varepsilon = \Delta_x - \Delta_{x-1}$ (mm)
5	h = 17.5m	SISMO X (EST)	49.1577	4.9842
4	h = 14m	SISMO X (EST)	44.1735	9.3802
3	h = 10.5m	SISMO X (EST)	34.7933	12.5948
2	h = 7m	SISMO X (EST)	22.1985	13.5994
1	h = 3.5m	SISMO X (EST)	8.5991	8.5991
base	h = 0m	SISMO X (EST)	0.0000	0.0000

Elaboración: Propia

Tabla 40

Desplazamientos laterales Δ_x y derivas de piso elásticas Δ_ε en el sentido Y.

Piso	Altura	Carga	Δ_x (mm)	$\Delta_\varepsilon = \Delta_x - \Delta_{x-1}$ (mm)
5	h = 17.5m	SISMO Y (EST)	52.1803	6.6018
4	h = 14m	SISMO Y (EST)	45.5785	9.8072
3	h = 10.5m	SISMO Y (EST)	35.7713	12.9978
2	h = 7m	SISMO Y (EST)	22.7735	14.0117
1	h = 3.5m	SISMO Y (EST)	8.7618	8.7618
base	h = 0m	SISMO Y (EST)	0.0000	0.0000

Elaboración: Propia

El desplazamiento máximo que ocurre en la edificación es producido por la carga de SISMO Y (EST) en el piso 2 y es igual a 14.0117, obtenido este valor se procede a determinar la deriva de piso máxima según el método de ASCE 7-16.

$$\Delta = \frac{Cd\Delta_{\varepsilon-max}}{l} \quad (\text{ASCE/SEI, 2016, Capítulo 12.12.2})$$

Donde:

$C_d = 5.5$, Factor de amplificación de flexión. (ASCE/SEI, 2016, Tabla 12.2 – 1).

$\Delta_{\varepsilon-max}$ = Desplazamiento máximo ocurrido en edificación.

$I = 1.3$, Factor de importancia. (NEC – SE – DS, 2015, Tabla 6).

$$\Delta = \frac{5.5 * 14.0117mm}{1.3}$$

$$\Delta = 59.280269mm$$

La deriva máxima admisible es:

$$\Delta_{max} = 0.020h_{sx}$$

Dónde:

$h_{sx} = 3500mm$, altura de entrepiso.

$$\Delta_{max} = 0.020 * 3500mm$$

$$\Delta_{max} = 70mm$$

Entonces,

$$59.280269mm \leq 70mm \quad \text{CUMPLE}$$

5.1.1.6. Chequeo de estabilidad estructural

Para evaluar los efectos en pórticos resistentes a momento, la (ASCE 7-16, sección 12.8.7), brinda un método que se basa en el coeficiente de estabilidad estructural θ , que debe ser chequeado para cada piso. No es necesario tener en cuenta los efectos P-delta cuando el coeficiente de estabilidad es igual o menor que 0.10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I}{V_x h_{sx} C_d}$$

Dónde;

P_x = Carga vertical de cada piso. (kgf)

V_x = Cortante sísmico de cada piso. (kgf)

h_{sx} = Altura de entre piso. (mm)

$C_d = 5.5$, Factor de amplificación de flexión. (ASCE/SEI, 2016, Tabla 12.2 – 1)

$I = 1.3$, Factor de importancia. (NEC – SE – DS, 2015, Tabla 6)

$\beta = 1$, Razón de corte y capacidad de corte de cada nivel analizado.

Δ = Deriva de piso máxima ocurrida en cada nivel. (mm)

El valor máximo de θ se calcula con la siguiente ecuación;

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \quad (\text{ASCE/SEI, 2016, 12.8.7})$$

Dónde;

$\beta = 1$, Razón de corte y capacidad de corte de cada nivel analizado.

En la norma ASCE 7-16, no se establece factores de carga gravitacionales para calcular P_x , pero en la sección 12.8.7, se indica que ningún factor de carga individual puede exceder el valor de 1.0. Entonces para nuestro análisis se utilizará la siguiente combinación de carga $1C_M + 1C_V + 1C_{VC}$. A continuación, se indica el chequeo de estabilidad estructural por piso.

Tabla 41

Chequeo de estabilidad estructural en sentido X

Piso	Δ_e (mm)	Δ (mm)	P_x (kgf)	V_x (kgf)	h_{sx} (mm)	θ (rad)	$\theta/(\theta + 1)$ (rad)	θ_{max} (rad)	θ_{max} P – D (rad)	Chequeo
5	4.9842	21.087	260747.2803	83678.7653	3500	0.0044	0.0044	0.0909	0.1000	CUMPLE
4	9.3802	39.6854	746909.669	208731.781	3500	0.0096	0.0095	0.0909	0.1000	CUMPLE
3	12.594	53.2856	1233072.058	300205.2766	3500	0.0148	0.0146	0.0909	0.1000	CUMPLE
2	13.599	57.5359	1719495.304	358667.5014	3500	0.0186	0.0183	0.0909	0.1000	CUMPLE
1	8.5991	36.3808	2211078.55	386128.0174	3500	0.0141	0.0139	0.0909	0.1000	CUMPLE

Elaboración: Propia

Tabla 42

Chequeo de estabilidad estructural en sentido Y

Piso	Δ_e (mm)	Δ (mm)	P_x (kgf)	V_x (kgf)	h_{sx} (mm)	θ (rad)	$\theta/(\theta + 1)$ (rad)	θ_{max} (rad)	θ_{max} P – D (rad)	Chequeo
5	6.6018	27.9306	260747.2803	83678.7653	3500	0.0059	0.0058	0.0909	0.1000	CUMPLE
4	9.8072	41.492	746909.669	208731.781	3500	0.0100	0.0099	0.0909	0.1000	CUMPLE
3	12.997	54.9906	1233072.058	300205.2766	3500	0.0153	0.0150	0.0909	0.1000	CUMPLE
2	14.011	59.2802	1719495.304	358667.5014	3500	0.0192	0.0188	0.0909	0.1000	CUMPLE
1	8.7618	37.0691	2211078.55	386128.0174	3500	0.0143	0.0141	0.0909	0.1000	CUMPLE

Elaboración: Propia

No se requiere un rediseño por estabilidad y tampoco se necesita incluir los efectos P-Delta en el diseño. Una vez cumplidos todos los requerimientos sísmicos procedemos al diseño de los elementos estructurales de la edificación.

5.1.2. Vigas secundarias

El cálculo y diseño estructural en el rango elástico de todos los elementos se basa principalmente en la configuración que tiene la edificación, debido a que la mayoría de tableros tienen las mismas dimensiones, se toma en consideración para el análisis un tablero 6m x 6m.



Figura 72. Distribución de vigas secundarias.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

En el diseño de las vigas secundarias se tomarán en cuenta las vigas de mayor longitud, las cuales se consideran que son las más desfavorables, debido a que las vigas de mayor longitud se encuentran destinadas en los tableros que servirán para el uso de aulas, la carga se tiene que

$$\text{es igual a: } C_u = 850.04 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

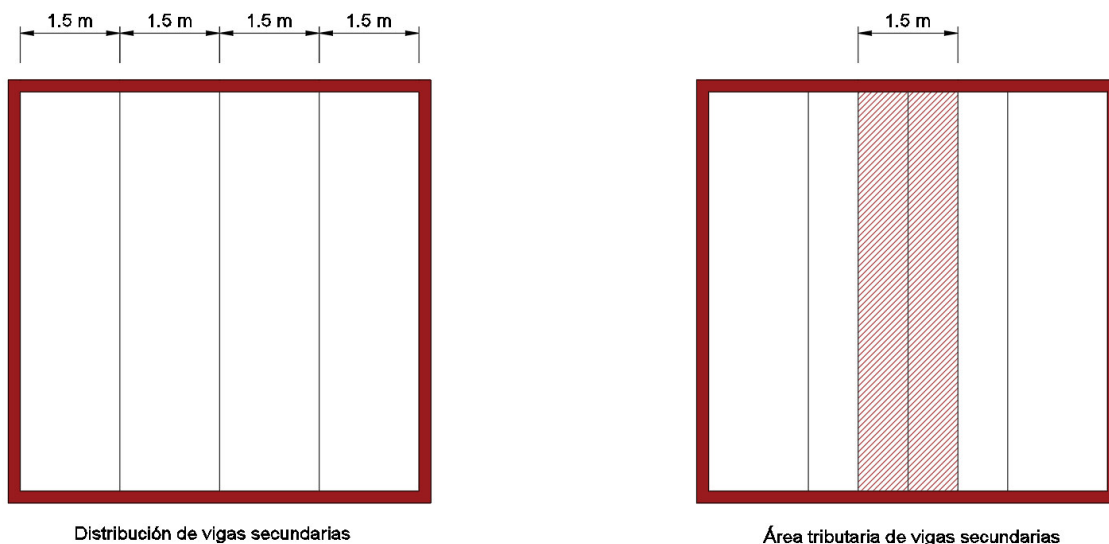


Figura 73. Áreas tributarias de vigas secundarias.

Elaboración: Propia

La distribución de las vigas principales se realiza con una separación como se indica en la figura 72.

$$S_v = 1.5 \text{ m}$$

Para el diseño de estas vigas se emplea un perfil IPE 240, el cual tiene las siguientes características:

5.1.2.1. Propiedades del perfil

Tabla 43

Propiedades del perfil IPE 240

Datos del Material:					
Acero	A36	Tipo de acero			
F_y	2530 kgf /cm ²	Esfuerzo de fluencia			
F_u	4080 kgf /cm ²	Esfuerzo de fractura			
E	2039000 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad			
R_y	1.5	Relación entre F_{ye}/F_y			
Datos de la Sección:					
h	240 mm	Altura total			
b	120 mm	Ancho patín			
e_p	0.98 mm	Espesor patín			
e_a	0.62 mm	Espesor alma			
					
			Propiedades de la Sección:		
			A	37.1848 cm ²	Área sección
			I_x	3890 cm ⁴	Inercia eje fuerte (x)
			I_y	284 cm ⁴	Inercia eje débil (y)
			r_x	102.2803 mm	Radio de giro x
			r_y	27.6361 mm	Radio de giro y
			J	9.4 cm ⁴	Constante Torsional
			S_x	324 cm ³	Módulo de sección elástico en x
			S_y	47.3 cm ³	Módulo de sección elástico en y
			Z_x	346.0082 cm ³	Módulo de sección plástico en x
			Z_y	72.7 cm ³	Módulo de sección plástico en y

Elaboración: Propia

Para el análisis se considera el peso propio de la viga, por lo que la carga ultima incluirá dicho peso con su factor de mayoración.

$$C_u = 850.04 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} * 1.5\text{m} + 1.2 * 30.7 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$C_u = 1311.9 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

5.1.2.2. Estados límites de resistencia

5.1.2.2.1. Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local

De acuerdo a la norma (ANSI/AISC-341-16) las secciones de los elementos de un pórtico no arriostrado tienen que ser sísmicamente compactos, es decir, que la relación ancho-espesor de la sección no supere las máximas relaciones para miembros de alta ductilidad definidas en (ANSI/AISC-341-16, Tabla D1.1)

Relación ancho espesor del ala:

$$\lambda = \frac{b}{2e_p}$$
$$\lambda = \frac{120mm}{2 * 9.8mm} = 6.122$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$
$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{2039000kgf/cm^2}{1.5 * 2530kgf/cm^2}}$$
$$\lambda_{lim} = 7.4174$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$
$$6.122 < 7.4174$$

CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda = \frac{h - 2e_p}{e_a}$$
$$\lambda = \frac{240mm - 2 * 9.8mm}{6.2mm} = 35.548$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (2.68 - C_a)$$

Para carga axial nula, $C_a = 0$

Como $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}}$$

$$\lambda_{lim} = 59.6711$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$35.548 < 59.9711$$

CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO

El perfil IPE 240 satisface el requerimiento para elementos de alta ductilidad.

5.1.2.2.2. Resistencia de diseño a flexión

$$M_n = M_e = F_y S_x$$

$$M_n = 2530 \text{kgf/cm}^2 * 324 \text{cm}^3 = 819720 \text{kgf} - \text{cm} = 8197.2 \text{kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 8197.2 \text{kgf} - \text{m} = 7377.48 \text{kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n > M_u$$

Entonces:

$$M_u = \frac{C_u * L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{1311.9 \frac{kgf}{m} * (6m)^2}{8}$$

$$M_u = 5903.55 \text{ kgf} - m$$

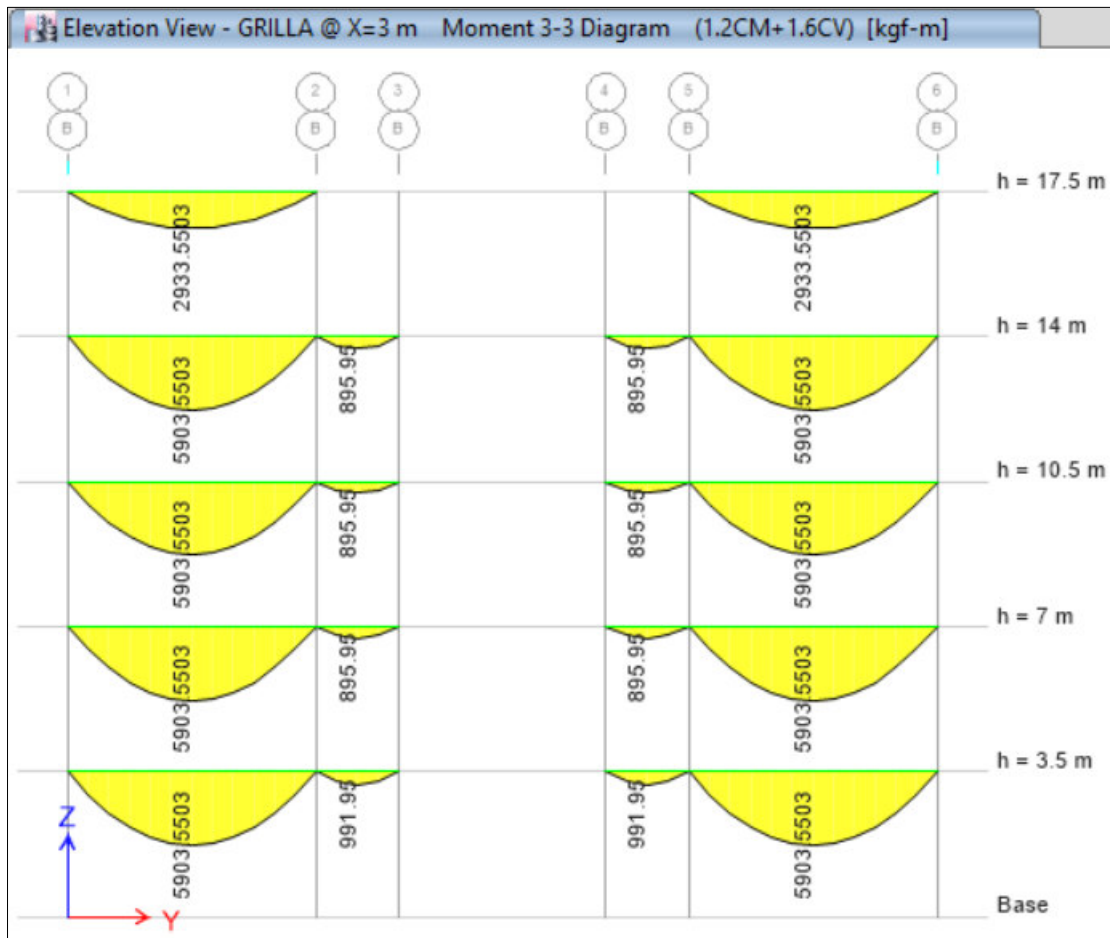


Figura 74. Diagrama de momentos flectores en vigas secundarias.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$7377.48 \text{ kgf} - m > 5903.55 \text{ kgf} - m \quad \text{CUMPLE}$$

5.1.2.2.3. Resistencia de Diseño a Corte

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

$$A_w = 24 \text{ cm} * 0.62 \text{ cm} = 14.88 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * 2530 \text{ kgf/cm}^2 * 14.88 \text{ cm}^2 * 1$$

$$\phi V_n = 22587.84 \text{ kgf}$$

Debido a que la mayor fuerza cortante se encuentra localizada en el primer piso, en el tablero F-G – 3-4, se analiza con la siguiente combinación:

Corredores primer piso:
$$C_u = 1.2 \left(441.7 \frac{kgf}{m^2} \right) + 1.6 \left(480 \frac{kgf}{m^2} \right) = 1298.04 \frac{kgf}{m^2}$$

$$C_u = 1298.04 \frac{kgf}{m^2} * 1.667m + 1.2 * 30.7 \frac{kgf}{m} = 2200.24 \frac{kgf}{m}$$

$$V_u = \frac{C_u * L}{2}$$

$$V_u = \frac{2200.24 \frac{kgf}{m} * 4m}{2} = 4400.48kgf$$

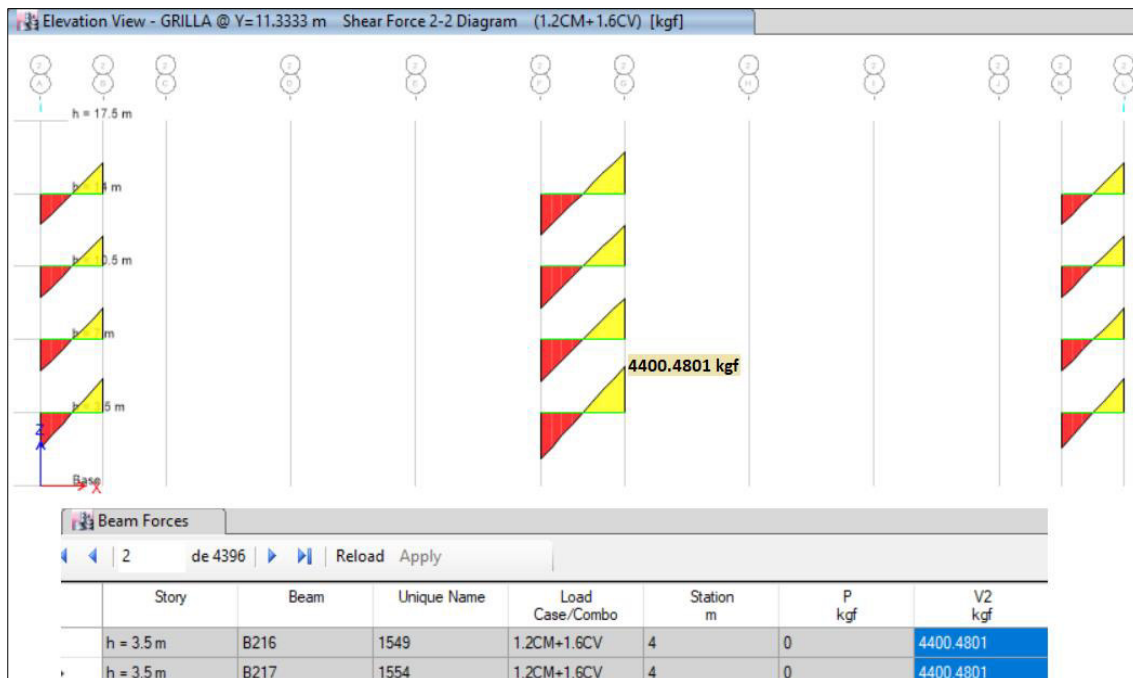


Figura 75. Diagrama de fuerzas cortantes de vigas secundarias.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$22587.84kgf > 4400.4801kgf \quad \text{CUMPLE}$$

Además, se determina si es necesario colocar atiesadores transversales cumpliendo la siguiente condición:

Si $h/e_a \leq 2.46\sqrt{E/F_y}$ no se requiere de atiesadores transversales.

$$\frac{24}{0.62} \leq 2.46 \sqrt{\frac{2039000kgf/cm^2}{2530kgf/cm^2}} \quad 38.7096 < 69.8366$$

No requiere atiesadores transversales.

5.1.2.3. Condiciones de servicio

5.1.2.3.1. Deflexiones

La verificación de la deflexión máxima se efectuará a la viga de mayor longitud, el (IBC 2018, Tabla 1604.3) recomienda utilizar la combinación de carga C_M+C_V , y la deflexión vertical máxima admisible será igual a $L/240$. Los resultados de las flechas máximas obtenidos a partir del análisis estructural se muestran a continuación.

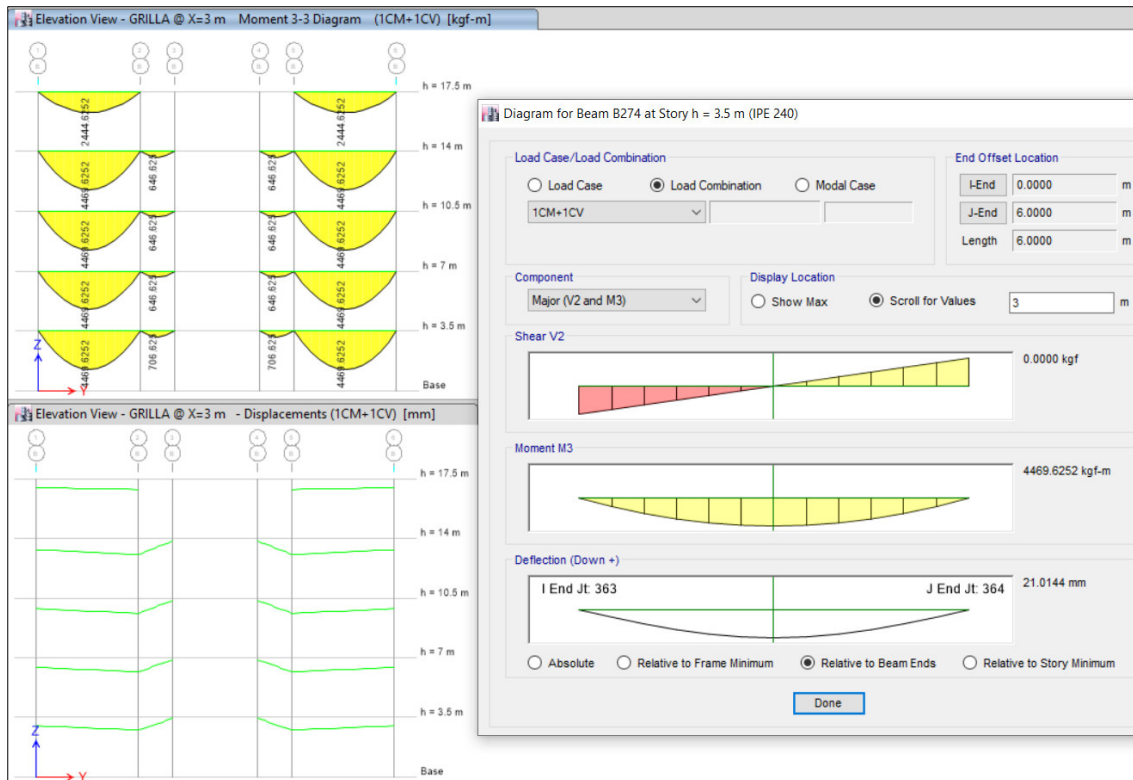


Figura 76. Deflexión en vigas secundarias.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$f = 21.0144mm$$

$$f_{adm} = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25mm$$

$$21.0144mm < 25mm$$

CUMPLE

5.1.3. Vigas principales

Para la verificación de las vigas principales en primer lugar se determina la resistencia requerida a corte y flexión. En este caso tenemos tres diferentes elementos como vigas principales que analizaremos a continuación.

5.1.3.1. Viga IPE 400

Estas vigas forman parte del sistema principal de la estructura ya que se encuentran enlazadas directamente con las columnas. Estas vigas son aquellas que reciben la carga de las vigas secundarias.

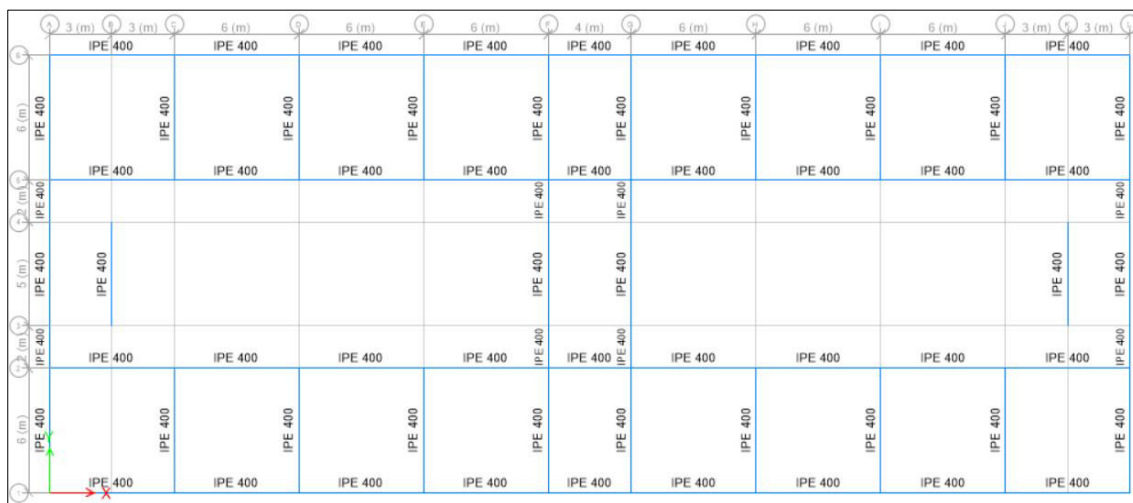


Figura 77. Distribución de vigas principales IPE 400 en losas inferiores.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

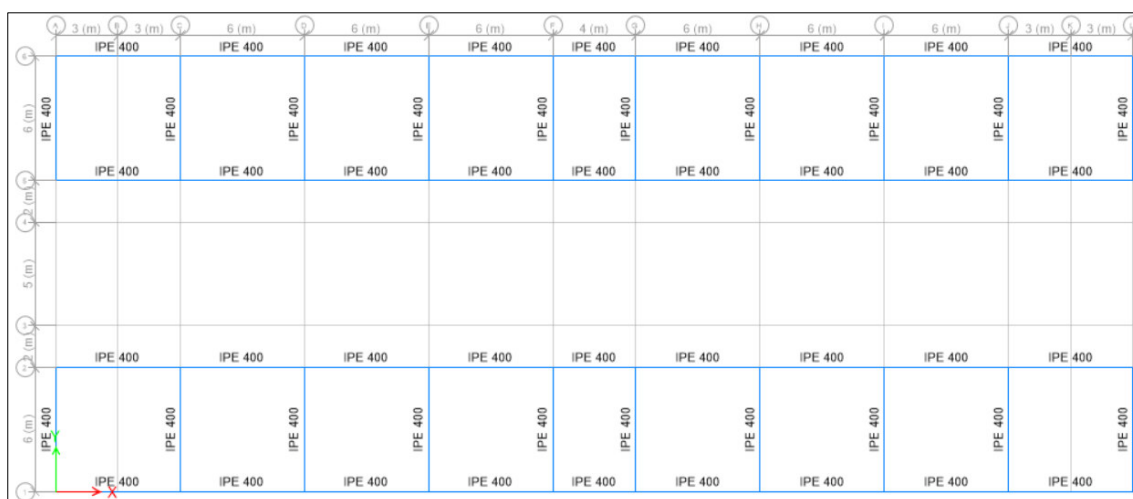


Figura 78. Distribución de vigas principales IPE 400 en losa superior.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

A partir de los resultados del análisis estructural, se presentan a continuación las sollicitaciones máximas producidas por las diferentes combinaciones de carga.

Las vigas que están más esforzadas por cortante están ubicadas en los ejes A y L, entre los ejes 2-3 y 4-5 del segundo piso, y están afectadas por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + C_V \pm S_Y$

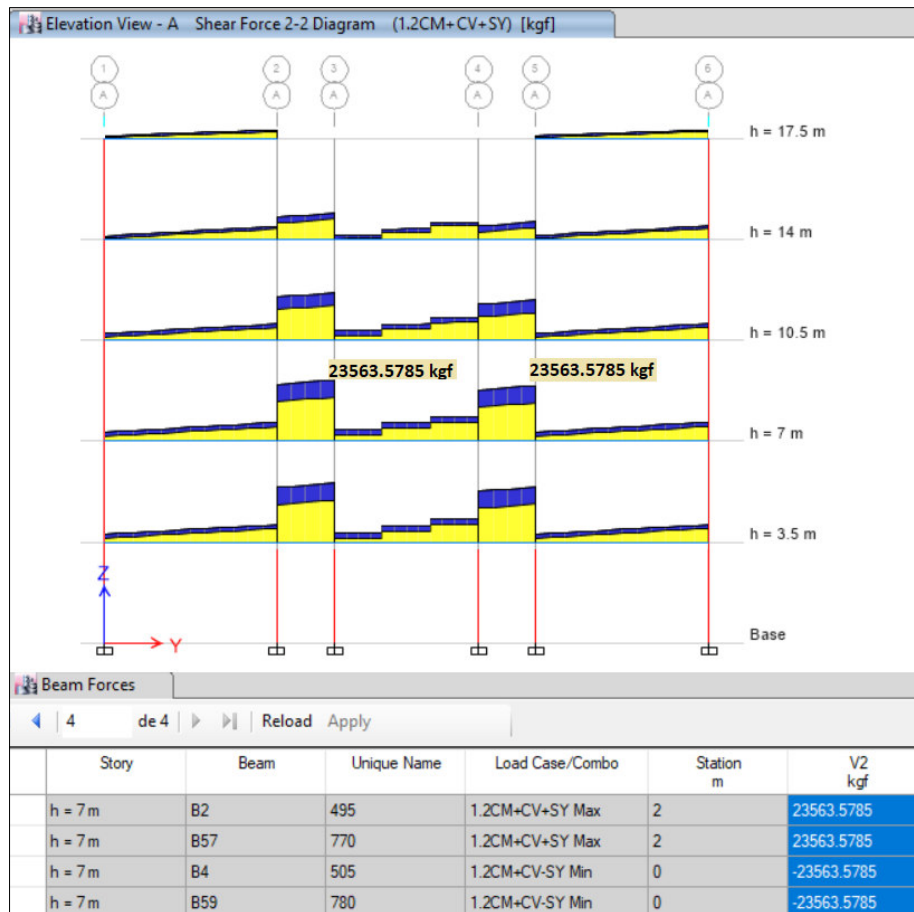


Figura 79. Diagrama de fuerzas cortantes de vigas IPE 400.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Como se indica en la figura 78, la fuerza cortante máxima es igual a:

$$V_u = 23563.5785 \text{ kgf}$$

Las vigas que soportan el máximo esfuerzo para flexión están localizadas en el segundo piso en los ejes 2 y 5, entre los ejes A-C y J-L, cuyo esfuerzo máximo es negativo (apoyos) y es provocado por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + C_V \pm S_X$

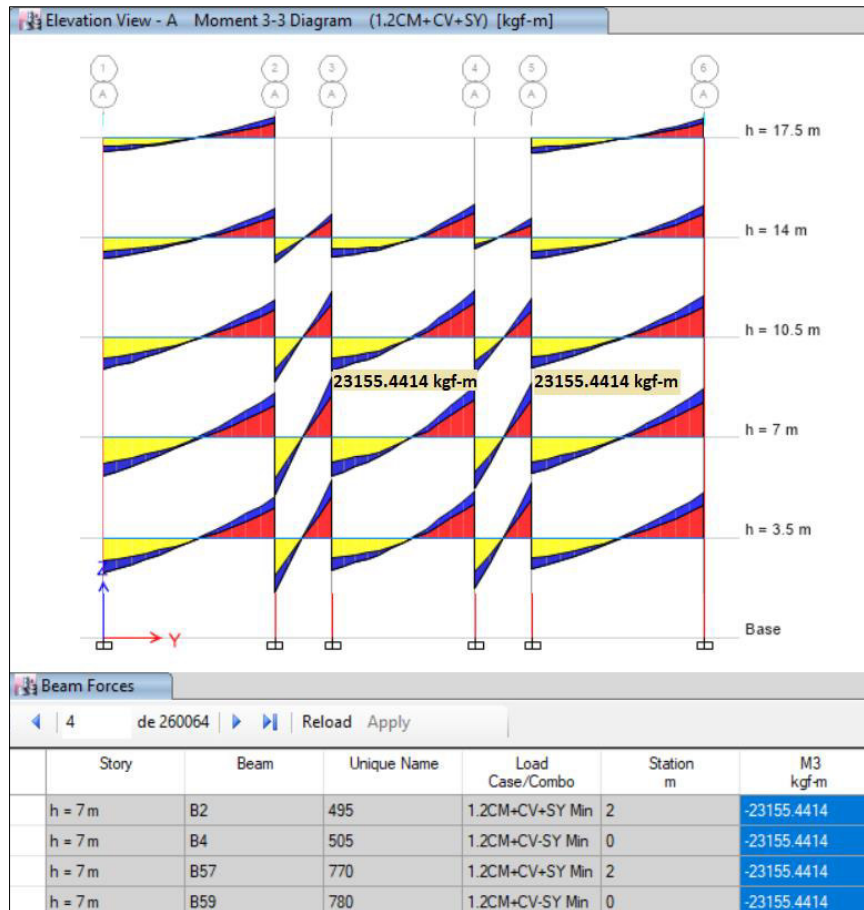


Figura 80. Diagrama de momentos flectores en viga IPE 400
 Fuente: ETABS 2016
 Elaboración: Propia

$$M_u = 23155.4414 \text{ kgf} - \text{m}$$

5.1.3.1.1. Propiedades del perfil

Tabla 44

Propiedades del perfil IPE 400

Datos del Material:		
Acero	A36	Tipo de acero
F_y	2530 kgf /cm ²	Esfuerzo de fluencia
F_u	4080 kgf /cm ²	Esfuerzo de fractura
E	2039000 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad
R_y	1.5	Relación entre F_{ye}/F_y
Datos de la Sección:		
h	400 mm	Altura total
b	180 mm	Ancho patín
e_p	13.5 mm	Espesor patín
e_a	8.6 mm	Espesor alma
		
Propiedades de la Sección:		
A	80.678 cm ²	Área sección
I_x	23130 cm ⁴	Inercia eje fuerte (x)
I_y	1320 cm ⁴	Inercia eje débil (y)
r_x	169.3208 mm	Radio de giro x
r_y	40.4492 mm	Radio de giro y
J	37.7 cm ⁴	Constante Torsional
S_x	1156.5 cm ³	Módulo de sección elástico en x
S_y	146.7 cm ³	Módulo de sección elástico en y
Z_x	1238.3223 cm ³	Módulo de sección plástico en x
Z_y	225.6342 cm ³	Módulo de sección plástico en y

Elaboración: Propia

5.1.3.1.2. Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local

De acuerdo a la norma (ANSI/AISC-341-16) las secciones de los elementos de un pórtico no arriostrado tienen que ser sísmicamente compactos, es decir, que la relación ancho-espesor de la sección no supere las máximas relaciones para miembros de alta ductilidad definidas en (ANSI/AISC-341-16, Tabla D1.1)

Relación ancho espesor del patín:

$$\lambda = \frac{b}{2e_p}$$

$$\lambda = \frac{180\text{mm}}{2 * 13.5\text{mm}} = 6.67$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}} = 7.4174$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$6.67 < 7.4174 \quad \text{CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO}$$

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda = \frac{h - 2e_p}{e_a}$$

$$\lambda = \frac{400 \text{mm} - 2 * 13.5 \text{mm}}{8.6 \text{mm}} = 43.372$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (2.68 - C_a)$$

Para carga axial nula, $C_a = 0$

Como $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}}$$

$$\lambda_{lim} = 59.6711$$

Entonces:

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$43.372 < 59.9711 \quad \text{CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO}$$

El perfil IPE 400 satisface el requerimiento para elementos de alta ductilidad.

5.1.3.1.3. Resistencia de diseño a Flexión

En este caso, la sección de la viga es sísmicamente compacta, de modo que no es necesario considerar los estados límites de pandeo local. Además, el perfil está sujeto a la losa de hormigón armado por lo que tampoco se considera el estado límite de pandeo lateral-torsional.

Entonces la flexión nominal, M_n , será calculado de acuerdo al estado límite de fluencia. Al considerarse un diseño elástico el valor de M_n será igual al momento elástico M_e que estará en función del módulo de sección elástico S_x y del esfuerzo de fluencia mínimo F_y .

$$M_n = M_e = F_y S_x$$

$$M_n = 2530 \text{kgf/cm}^2 * 1156.5 \text{cm}^3 = 2925945 \text{kgf} - \text{cm} = 29259.45 \text{kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 29259.45 \text{kgf} - \text{m} = 26333.505 \text{kgf} - \text{m}$$

Entonces,

$$\phi M_n > M_u$$

$$26333.505 \text{kgf} - \text{m} > 23155.4414 \text{kgf} - \text{m} \quad \text{CUMPLE}$$

5.1.3.1.4. Resistencia de Diseño a Corte

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

$$A_w = 40 \text{cm} * 0.86 \text{cm} = 34.4 \text{cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * 2530 \text{kgf/cm}^2 * 34.4 \text{cm}^2 * 1 = 52219.2 \text{kgf}$$

$$\phi V_n = 52219.2 \text{kgf}$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_u$$

$$52219.2 \text{kgf} > 23563.5785 \text{kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

Además, se determina si es necesario colocar atiesadores transversales:

Si $h/e_a \leq 2.46 \sqrt{E/F_y}$ no se requiere de atiesadores transversales.

$$\frac{40}{0.86} \leq 2.46 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{2530 \text{kgf/cm}^2}}$$

46.5116 < 69.8366 No se requiere atiesadores transversales.

5.1.3.1.5. Deflexiones

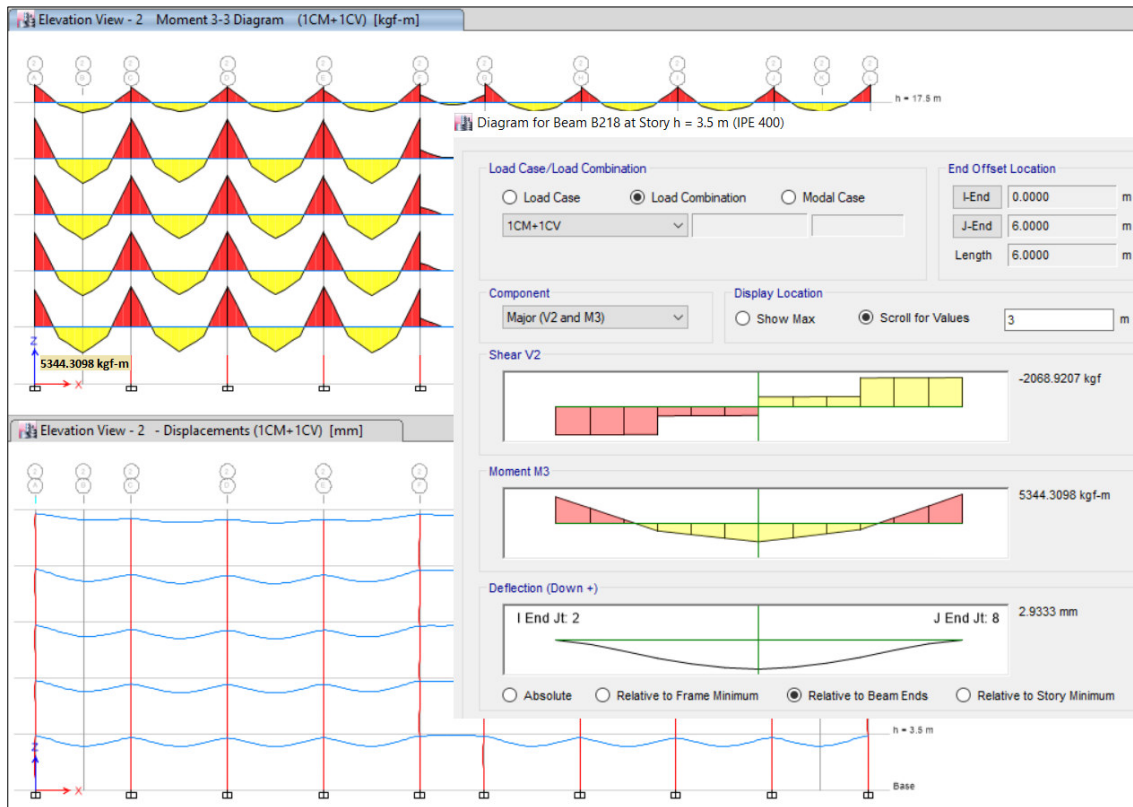


Figura 81. Deflexión en viga IPE 400.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$f = 2.9333mm$$

$$adm = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25mm$$

$$2.9333mm < 25mm$$

CUMPLE

5.1.3.1.6. Requerimientos Adicionales

La separación máxima entre arriostramientos es:

$$L_b = 0.095r_yE/(R_yF_y)$$

$$L_b = 0.095 * 4.2438cm * \frac{2039000kgf/cm^2}{1.5 * 2530kgf/cm^2} = 216.61cm = 2.16 m$$

Para las vigas de 6m de longitud se colocará 2 arriostramientos cada 2m, y para las vigas de 4m se colocará un arriostramiento intermedio. Estos arriostramientos se ubicarán solo en las vigas principales que no estén arriostradas lateralmente por las vigas secundarias.

5.1.3.2. Viga IPE 400-240

Son vigas acarteladas o de sección variable y se encuentran en los voladizos de los corredores. A partir de los resultados del análisis estructural, se presentan a continuación las solicitaciones máximas producidas por diferentes combinaciones de carga.

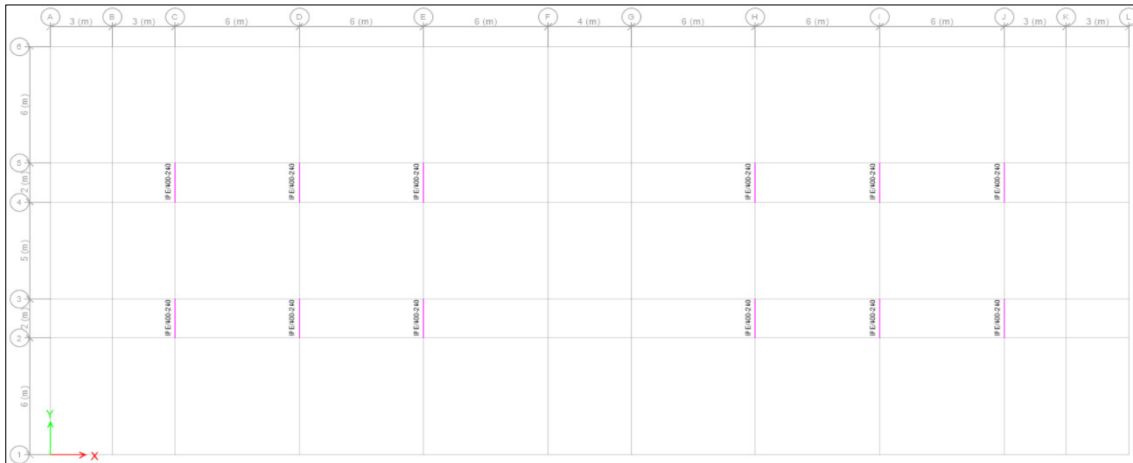


Figura 82. Distribución de vigas IPE 400-240.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Las vigas más esforzadas por cortante se ubican en los ejes D e I, entre los ejes 2-3 y 4-5 del primer piso, y están afectadas por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + 1.6C_V + 0.5C_{VC}$

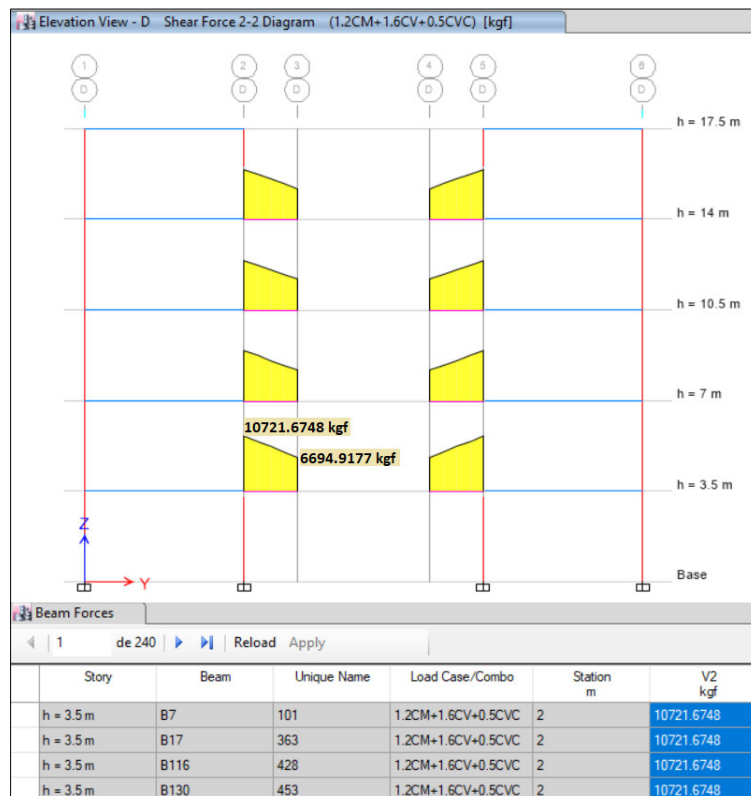


Figura 83. Diagrama de fuerzas cortantes en viga IPE 400-240.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_{u-apoyo} = 10721.6748kgf$$

$$V_{u-extremo} = 6694.9177kgf$$

Las vigas que soportan el máximo esfuerzo para flexión están localizadas en el primer piso en los ejes D e I, entre los ejes 2-3 y 4-5, cuyo esfuerzo máximo es negativo (apoyos) y es provocado por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + 1.6C_V + 0.5C_{VC}$

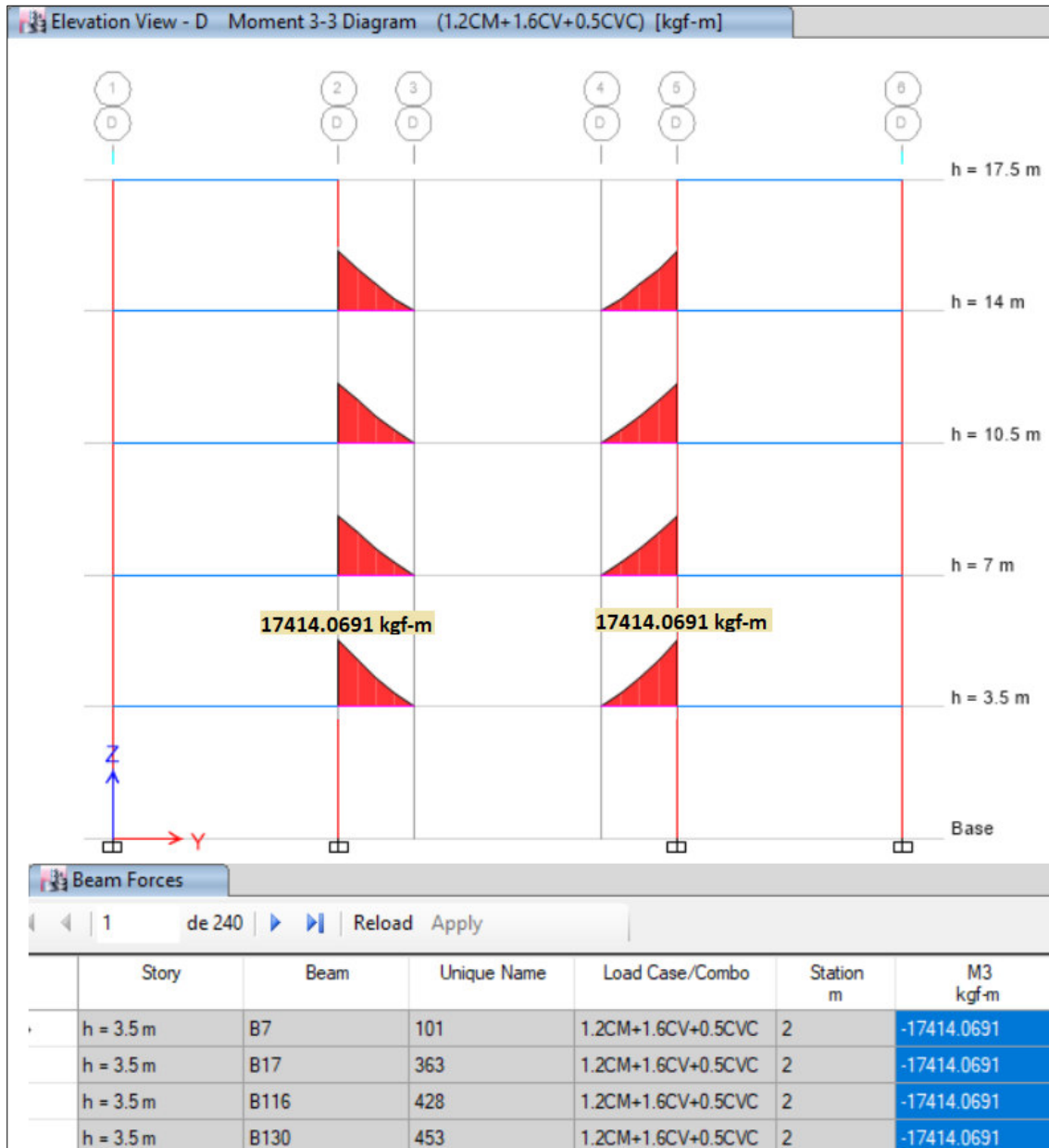


Figura 84. Diagrama de momentos flectores en viga IPE 400-240.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$M_u = 17414.0691kgf - m$$

5.1.3.2.1. Propiedades del Perfil

Tabla 45

Propiedades del perfil IPE 400-240.

Datos del Material:					
Acero	A36		Tipo de acero		
F_y	2530 kgf /cm ²		Esfuerzo de fluencia		
F_u	4080 kgf /cm ²		Esfuerzo de fractura		
E	2039000 kgf /cm ²		Módulo de elasticidad		
R_y	1.5		Relación entre F_{ye}/F_y		
Datos de la Sección:					
Apoyo:			Extremo:		
h	400 mm	Altura total	h	240 mm	Altura total
b	180 mm	Ancho patín	b	120 mm	Ancho patín
e_p	13.5 mm	Espesor patín	e_p	13.5 mm	Espesor patín
e_a	8.6 mm	Espesor alma	e_a	8.6 mm	Espesor alma
Propiedades de la Sección:					
Apoyo:					
A	80.678 cm ²		Área sección		
I_x	23130 cm ⁴		Inercia eje fuerte (x)		
I_y	1320 cm ⁴		Inercia eje débil (y)		
r_x	169.3208 mm		Radio de giro x		
r_y	40.4492 mm		Radio de giro y		
J	37.7 cm ⁴		Constante Torsional		
S_x	1156.5 cm ³		Módulo de sección elástico en x		
S_y	146.7 cm ³		Módulo de sección elástico en y		
Z_x	1238.3223 cm ³		Módulo de sección plástico en x		
Z_y	225.6342 cm ³		Módulo de sección plástico en y		

Elaboración: Propia

5.1.3.2.2. Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local

De acuerdo a la norma (ANSI/AISC-341-16) las secciones de los elementos de un pórtico no arriostrado tienen que ser sísmicamente compactos, es decir, que la relación ancho-espesor de la sección no supere las máximas relaciones para miembros de alta ductilidad definidas en (ANSI/AISC-341-16, Tabla D1.1)

- **Sección en el apoyo**

Relación ancho espesor del patín:

$$\lambda = \frac{b}{2ep}$$

$$\lambda = \frac{180mm}{2 * 13.5mm} = 6.67$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{2039000kgf/cm^2}{1.5 * 2530kgf/cm^2}} = 7.4174$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

6.67 < 7.4174 CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda = \frac{h - 2e_p}{e_a}$$

$$\lambda = \frac{400mm - 2 * 13.5mm}{8.6mm} = 43.372$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (2.68 - C_a)$$

Para carga axial nula, $C_a = 0$

Como $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}}$$

$$\lambda_{lim} = 59.6711$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$43.372 < 59.6711 \quad \text{CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO}$$

- **Sección en el extremo**

Relación ancho espesor del patín:

$$\lambda = \frac{b}{2ep}$$

$$\lambda = \frac{120 \text{mm}}{2 * 13.5 \text{mm}} = 4.44$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}} = 7.4174$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$4.44 < 7.4174 \quad \text{CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO}$$

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda = \frac{h - 2e_p}{e_a}$$

$$\lambda = \frac{240 \text{mm} - 2 * 13.5 \text{mm}}{8.6 \text{mm}} = 24.7674$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (2.68 - C_a)$$

Para carga axial nula, $C_a = 0$

Como $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}} = 59.6711$$

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

24.7674 < 59.9711 CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO

El perfil IPE 400-240 satisface el requerimiento para elementos de alta ductilidad.

5.1.3.2.3. Resistencia de diseño a Flexión

La flexión nominal, M_n , será calculado de acuerdo al estado límite de fluencia. En este caso al considerar un diseño elástico el valor de M_n será igual al momento elástico M_e que estará en función del módulo de sección elástico S_x y del esfuerzo de fluencia mínima F_y . Al estar la viga en voladizo el máximo momento es negativo y se encuentra en el apoyo por lo que el valor de S_x corresponde a la sección en ese punto.

$$M_n = M_e = F_y S_x$$

$$M_n = 2530 \text{kgf/cm}^2 * 1156.5 \text{cm}^3 = 2925945 \text{kgf} - \text{cm} = 29259.45 \text{kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 29259.45 \text{kgf} - \text{m} = 26333.505 \text{kgf} - \text{m}$$

Entonces:

$$\phi M_n > M_u$$

26333.505kgf - m > 17414.0691kgf - m CUMPLE

5.1.3.2.4. Resistencia de Diseño a Corte

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

Corte en el apoyo:

$$A_w = 40cm * 0.86cm = 34.4cm^2$$

$$V_n = 0.6 * 2530kgf/cm^2 * 34.4cm^2 * 1 = 52219.2kgf$$

$$\phi V_n = 52219.2kgf$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_{u-apoyo}$$

$$52219.2kgf > 10721.6748kf \quad \text{CUMPLE}$$

Corte en el extremo:

$$A_w = 24cm * 0.86cm = 20.64cm^2$$

$$V_n = 0.6 * 2530kgf/cm^2 * 20.64cm^2 * 1 = 31331.52kgf$$

$$\phi V_n = 31331.52kgf$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_{u-extremo}$$

$$31331.52kgf > 6694.9177kgf \quad \text{CUMPLE}$$

Además, se determina si es necesario colocar atiesadores transversales cumpliendo la siguiente condición:

Si $h/e_a \leq 2.46\sqrt{E/F_y}$ no se requiere de atiesadores transversales.

$$\frac{40}{0.86} \leq 2.46 \sqrt{\frac{2039000kgf/cm^2}{2530kgf/cm^2}} 46.5116 < 69.8366$$

No se requiere atiesadores transversales.

5.1.3.2.5. Deflexiones

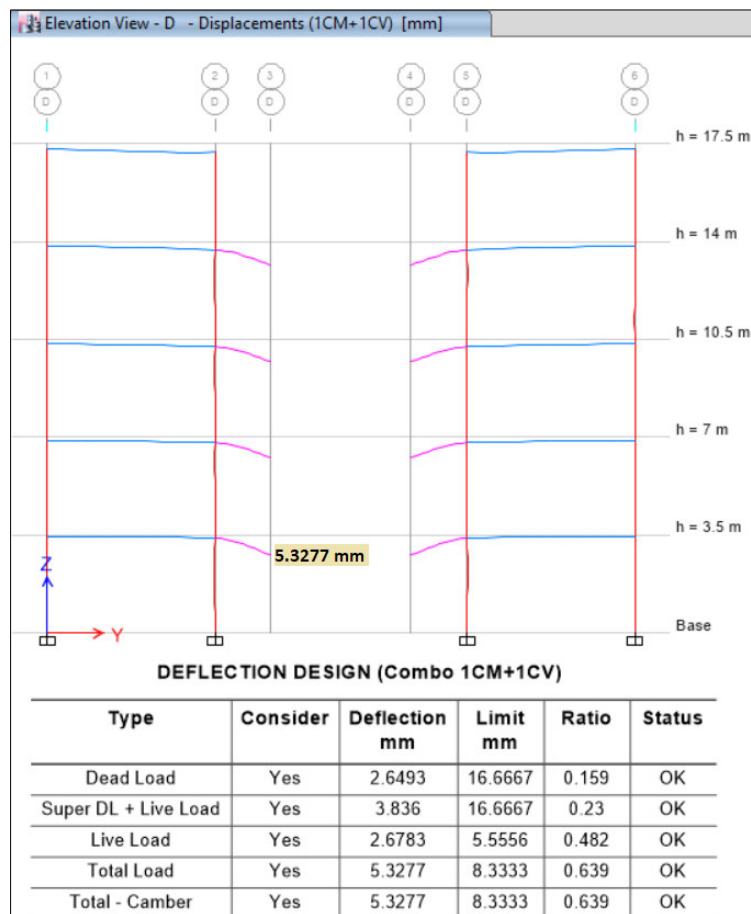


Figura 85. Deflexión en viga IPE 400-240.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$f = 5.3277mm$$

$$f_{adm} = \frac{L}{240} = \frac{2000}{240} = 8.33mm$$

$$5.3277 < 8.33mm$$

CUMPLE

5.1.3.2.6. Requerimientos Adicionales

La separación máxima entre arriostramientos es:

$$L_b = 0.095r_y E / (R_y F_y)$$

$$L_b = 0.095 * 4.2438cm * \frac{2039000kgf/cm^2}{1.5 * 2530kgf/cm^2} = 216.61cm = 2.16 m$$

En este caso no es necesario colocar arriostramientos laterales ya que la viga tiene una longitud de 2m.

5.1.3.3. Viga IPE 240

Son vigas de borde y están ubicadas en los voladizos de los corredores. A partir de los resultados del análisis estructural, se presentan a continuación las solicitaciones máximas producidas por las diferentes combinaciones de carga.

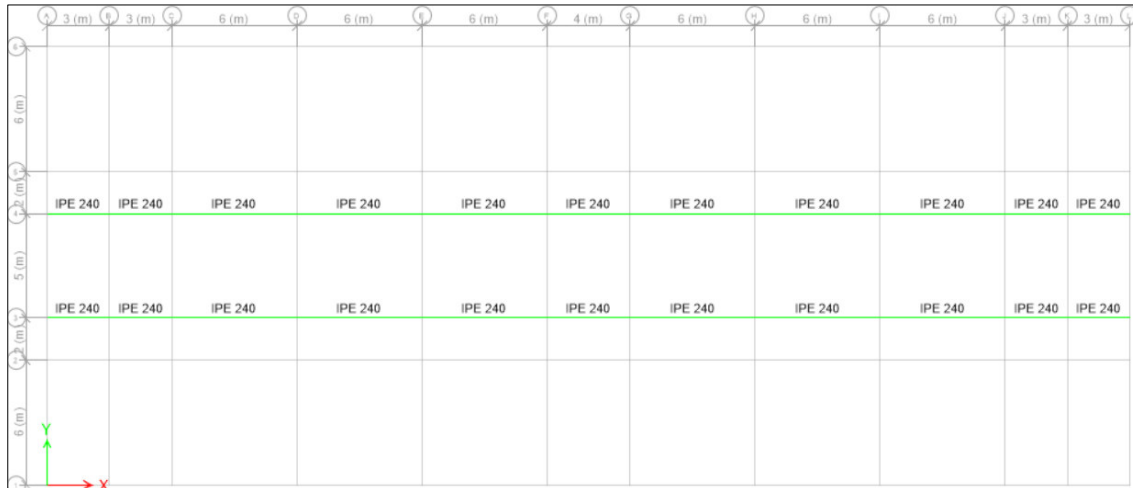


Figura 86. Distribución de vigas IPE 240.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Las vigas más esforzadas por cortante se ubican en los ejes 3 y 4, entre los ejes A-B y K-L del primer piso, y están afectadas por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + C_V \pm S_x$



Figura 87. Diagrama de fuerzas cortantes en vigas IPE 240.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_u = 5383.1227 \text{ kgf}$$

Las vigas que soportan el máximo esfuerzo para flexión están localizadas en el segundo piso en los ejes 3 y 4, entre los ejes E-F y G-H, cuyo esfuerzo máximo es negativo (apoyos) y es provocado por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + 1.6C_V + 0.5C_{VC}$

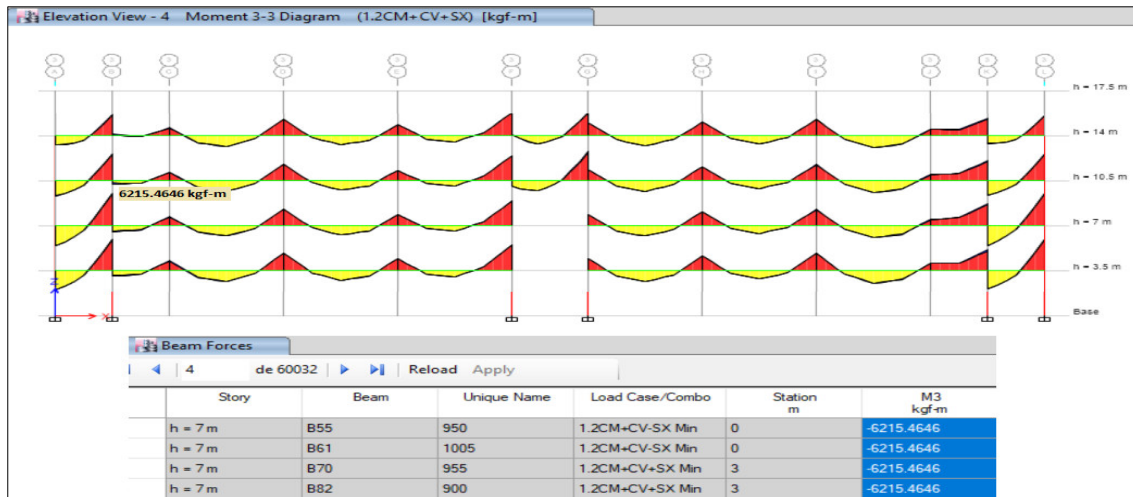


Figura 88. Diagrama de momentos flectores de vigas IPE 240.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$M_u = 6215.4646 \text{ kgf}$$

5.1.3.3.1. Propiedades del Perfil

Tabla 46

Propiedades del perfil IPE 240.

Datos del Material:		
Acero	A36	Tipo de acero
F_y	2530 kgf /cm ²	Esfuerzo de fluencia
F_u	4080 kgf /cm ²	Esfuerzo de fractura
E	2039000 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad
R_y	1.5	Relación entre F_{ye}/F_y
Datos de la Sección:		
h	240 mm	Altura total
b	120 mm	Ancho patín
e_p	0.98 mm	Espesor patín
e_a	0.62 mm	Espesor alma
Propiedades de la Sección:		
A	37.1848 cm ²	Área sección
I_x	3890 cm ⁴	Inercia eje fuerte (x)
I_y	284 cm ⁴	Inercia eje débil (y)
r_x	102.2803 mm	Radio de giro x
r_y	27.6361 mm	Radio de giro y
J	9.4 cm ⁴	Constante Torsional
S_x	324 cm ³	Módulo de sección elástico en x
S_y	47.3 cm ³	Módulo de sección elástico en y
Z_x	346.0082 cm ³	Módulo de sección plástico en x
Z_y	72.7 cm ³	Módulo de sección plástico en y

Elaboración: Propia

5.1.3.3.2. Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local

De acuerdo a la norma (ANSI/AISC-341-16) las secciones de los elementos de un pórtico no arriostrado tienen que ser sísmicamente compactos, es decir, que la relación ancho-espesor de la sección no supere las máximas relaciones para miembros de alta ductilidad definidas en (ANSI/AISC-341-16, Tabla D1.1)

Relación ancho espesor del patín:

$$\lambda = \frac{b}{2e_p}$$

$$\lambda = \frac{120mm}{2 * 9.8mm}$$

$$\lambda = 6.122$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{2039000kgf/cm^2}{1.5 * 2530kgf/cm^2}}$$

$$\lambda_{lim} = 7.4174$$

Entonces:

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$6.122 < 7.4174$$

CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda = \frac{h - 2e_p}{e_a}$$
$$\lambda = \frac{240\text{mm} - 2 * 9.8\text{mm}}{6.2\text{mm}}$$
$$\lambda = 35.548$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (2.68 - C_a)$$

Para carga axial nula, $C_a = 0$

Como $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{2039000\text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530\text{kgf/cm}^2}}$$
$$\lambda_{lim} = 59.6711$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$
$$35.548 < 59.9711$$

CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO

El perfil IPE 240 satisface el requerimiento para elementos de alta ductilidad.

5.1.3.3.3. Resistencia de diseño a Flexión

La flexión nominal, M_n , será calculado de acuerdo al estado límite de fluencia. En este caso al considerar un diseño elástico el valor de M_n será igual al momento elástico M_e que estará en función del módulo de sección elástico S_x y del esfuerzo de fluencia mínima F_y .

$$M_n = M_e = F_y S_x$$

$$M_n = 2530 \text{kgf/cm}^2 * 324 \text{cm}^3 = 819720 \text{kgf} - \text{cm} = 8197.2 \text{kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 8197.2 \text{kgf} - \text{m} = 7377.48 \text{kgf} - \text{m}$$

Entonces,

$$\phi M_n > M_u$$

$$7377.48 \text{kgf} - \text{m} > 6215.4646 \text{kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

5.1.3.3.4. Resistencia de Diseño a Corte

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

$$A_w = 24 \text{cm} * 0.62 \text{cm} = 14.88 \text{cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * 2530 \text{kgf/cm}^2 * 14.88 \text{cm}^2 * 1$$

$$\phi V_n = 22587.84 \text{kgf}$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_u$$

$$22587.84 \text{kgf} > 5383.1227 \text{kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

Además, se determina si es necesario colocar atiesadores transversales:

Si $h/e_a \leq 2.46 \sqrt{E/F_y}$ no se requiere de atiesadores transversales.

$$\frac{24}{0.62} \leq 2.46 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{2530 \text{kgf/cm}^2}}$$

$$38.7096 < 69.8366$$

Entonces, no se requiere atiesadores transversales.

5.1.3.3.5. Deflexiones

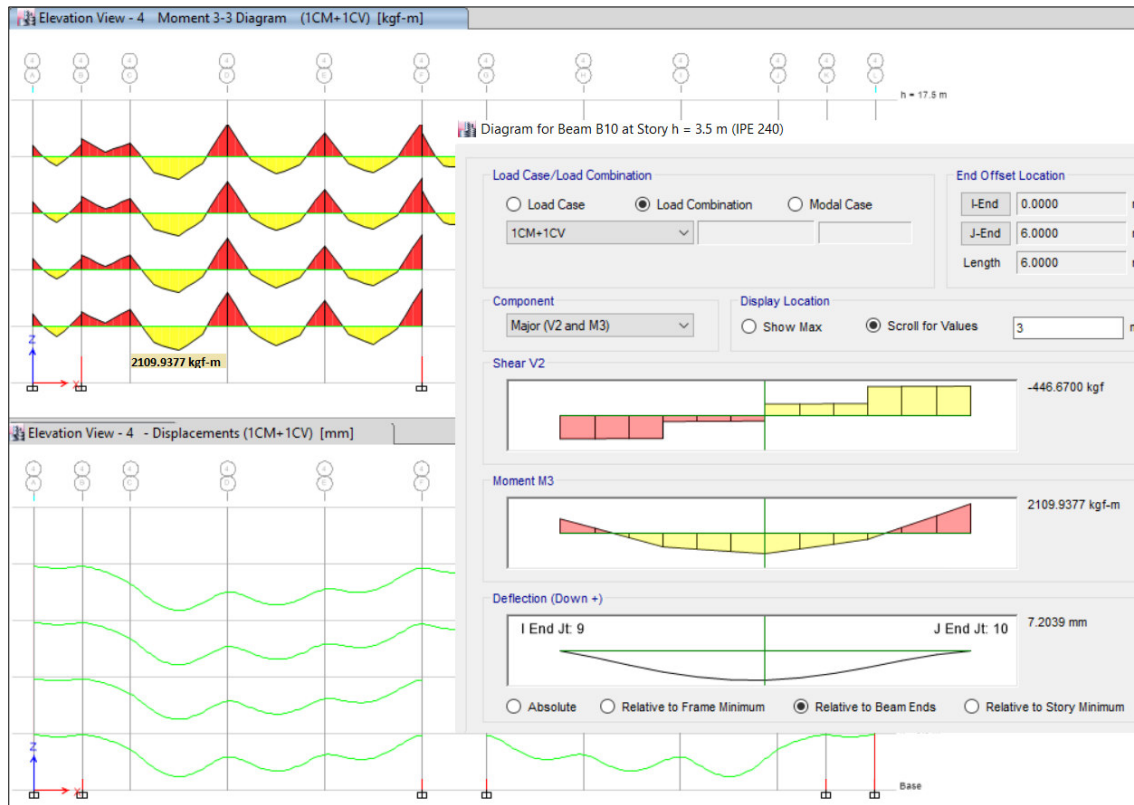


Figura 89. Deflexión de viga IPE 240.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$f = 7.2039mm$$

$$f_{adm} = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25mm$$

$$7.2039mm < 25mm$$

CUMPLE

5.1.3.3.6. Requerimientos Adicionales

La separación máxima entre arriostramientos es:

$$L_b = 0.095r_yE/(R_yF_y)$$

$$L_b = 0.095 * 2.763cm * \frac{2039000kgf/cm^2}{1.5 * 2530kgf/cm^2} = 141.029cm = 1.41 m$$

Para las vigas de 6m de longitud se colocará 2 arriostramientos cada 2m, y para las vigas de 4m se colocará un arriostramiento intermedio. Estos arriostramientos se ubicarán solo en las vigas principales que no estén arriostradas lateralmente por las vigas secundarias.

5.1.4. Columnas

Las columnas más esforzadas axialmente están localizadas en el primer piso, en los ejes D-2, D-5, I-2, I-5, en las cuales la combinación de carga preponderante para resistencia axial es la siguiente, Combinación 2: $1.2C_M + 1.6C_V + 0.5C_{VC}$

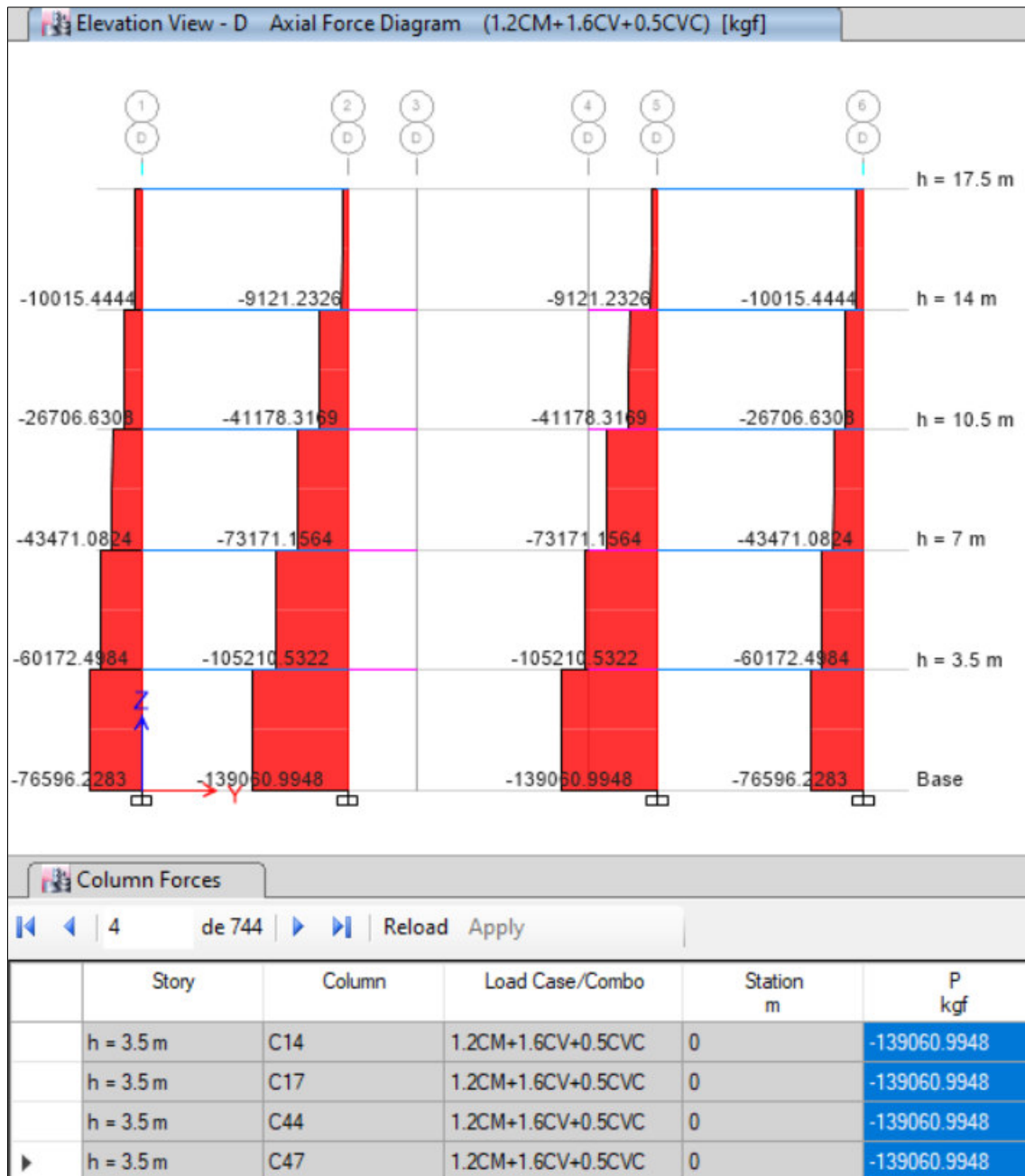


Figura 90. Diagrama de carga axial en columnas.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$P_u = 139060.9948 \text{ kgf}$$

Las columnas que soportan el máximo esfuerzo para cortante están localizadas en el segundo piso, en los ejes A-3, A4, L3 y L-4, y la combinación de carga preponderante para resistencia cortante involucra Sismo Sy. Combinación 4: $1.2C_M + C_V \pm S_Y$

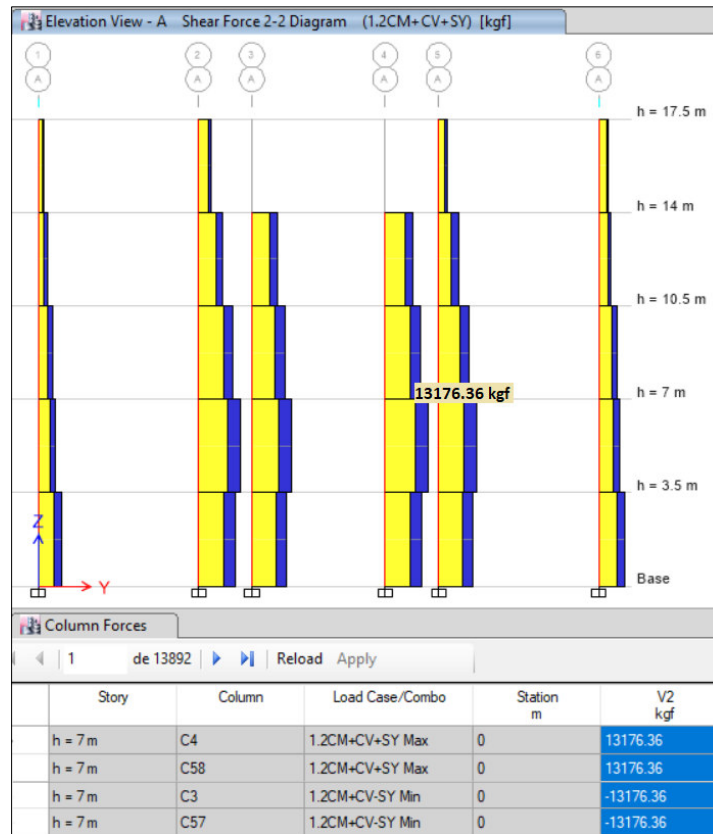


Figura 91. Diagrama de fuerzas cortantes en columnas.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_u = 13176.36 \text{ kgf}$$

La combinación más desfavorable para el análisis por flexo-compresión, corresponde a la Combinación 4: $1.2C_M + C_V + S_{(x-y)}$

Story	Column	Load Case/Combo	Station m	P kgf
h = 3.5 m	C14	1.2CM+CV+SY Min	0	-137823.6958
h = 3.5 m	C17	1.2CM+CV-SY Min	0	-137823.6958
h = 3.5 m	C44	1.2CM+CV+SY Min	0	-137823.6958
h = 3.5 m	C47	1.2CM+CV-SY Min	0	-137823.6958

Figura 92. Combinaciones de carga más desfavorables en columnas.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$P_r = 137823.6958 \text{ kgf}$$

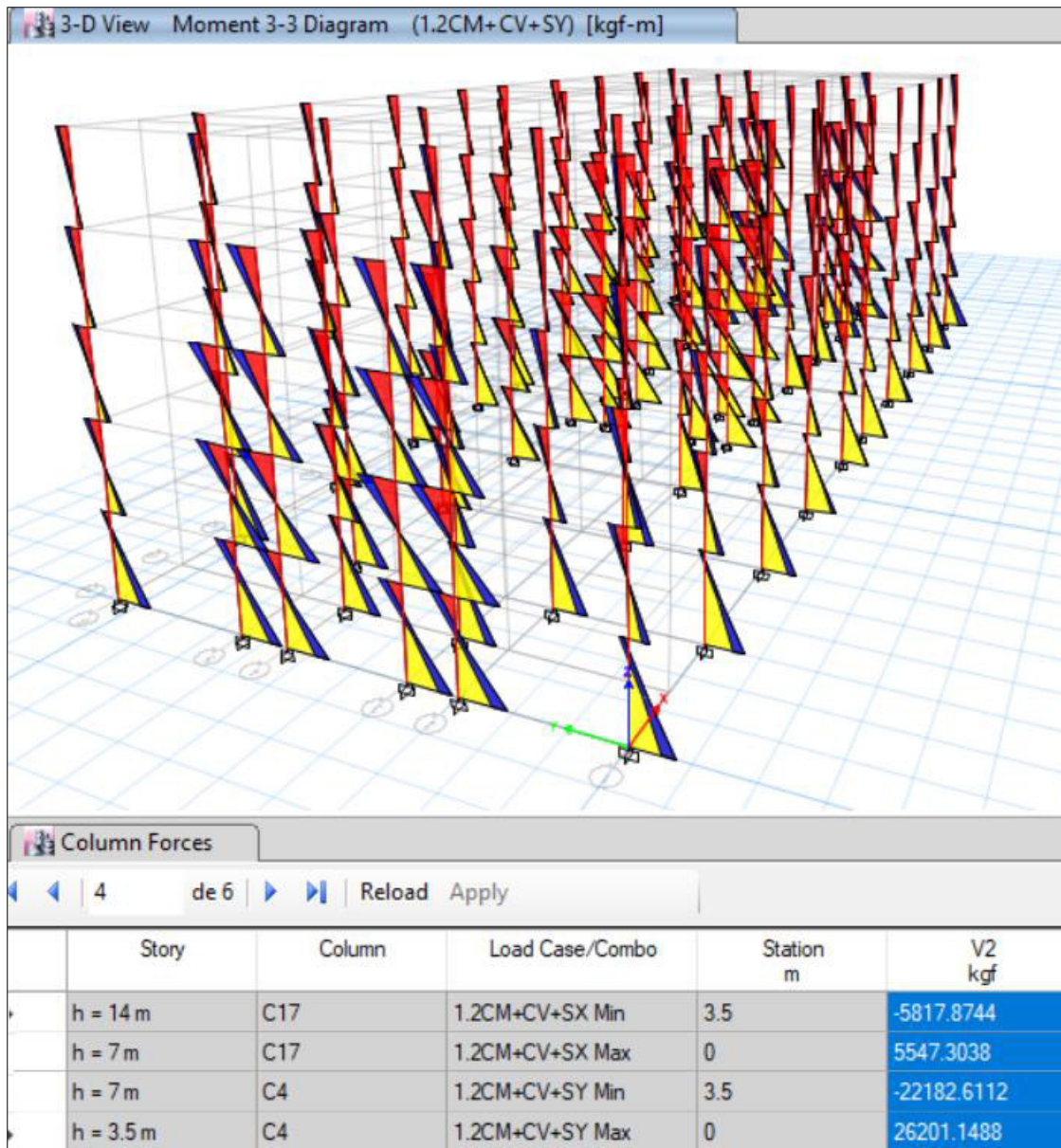


Figura 93. Diagrama de momentos flectores en columnas.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$M_{rx-abajo} = 5547.3038 \text{kgf} - m$$

$$M_{rx-arriba} = 5817.8744 \text{kgf} - m$$

$$M_{ry-abajo} = 26201.1488 \text{kgf} - m$$

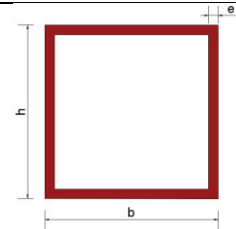
$$M_{ry-arriba} = 22182.6112 \text{kgf} - m$$

5.1.4.1. Propiedades del Perfil

Tabla 47

Propiedades del perfil HSS 400x400x10mm

Datos del Material:		
Acero	A500 Gr _B	Tipo de acero
F _y	3234 kgf/cm ²	Esfuerzo de fluencia
F _u	4080 kgf /cm ²	Esfuerzo de fractura
E	2039000 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad
R _y	1.4	Relación entre F _{ye} /F _y
Datos de la Sección:		
h	400 mm	Altura total
b	400 mm	Ancho total
e	10 mm	Espesor
Propiedades de la Sección:		
A	156 cm ²	Área sección
I _x	39572 cm ⁴	Inercia eje fuerte (x)
I _y	39572 cm ⁴	Inercia eje débil (y)
r _x	159.2692 mm	Radio de giro x
r _y	159.2692 mm	Radio de giro y
J	59319 cm ⁴	Constante Torsional
S _x	1978.6 cm ³	Módulo de sección elástico en x
S _y	1978.6 cm ³	Módulo de sección elástico en y
Z _x	2282 cm ³	Módulo de sección plástico en x
Z _y	2282 cm ³	Módulo de sección plástico en y



Elaboración: Propia

5.1.4.2. Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local

De acuerdo a la norma (ANSI/AISC-341-16) las secciones de los elementos de un pórtico no arriostrado tienen que ser sísmicamente compactos, es decir, que la relación ancho-espesor de la sección no supere las máximas relaciones para miembros de alta ductilidad definidas en (ANSI/AISC-341-16, Tabla D1.1)

$$\text{Relación ancho espesor: } \lambda = \frac{b-2e}{e}$$

$$\lambda = \frac{40\text{cm} - 2 * 1}{1\text{cm}} = 38$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$$

Dónde;

$$C_a = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{139060.9948 \text{kgf}}{0.9 * 3234 \text{kgf/cm}^2 * 156 \text{cm}^2}$$

$$C_a = 0.3062$$

Como $C_a > 0.125$

$$\lambda_{lim} = 0.88 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.4 * 3234 \text{kgf/cm}^2}} (2.68 - 0.3062)$$

$$\lambda_{lim} = 44.3303$$

Entonces,

$$38 \leq 44.3303 \quad \text{CUMPLE SISMICAMENTE COMPACTA}$$

La columna satisface el requerimiento para elementos de alta ductilidad.

5.1.4.3. Resistencia de diseño a Compresión

La relación de esbeltez global de la columna se determina con la siguiente fórmula:

$$\frac{KL}{r} \quad (\text{ANSI/AISC-360-16, Capítulo E.2})$$

Dónde:

$K = 1$, Factor de longitud efectiva. (NEC-SE-AC, sección 6.2)

$L = 3500 \text{mm}$, Longitud no arriostrada de la columna.

$r =$ Radio de giro de la sección transversal. (mm)

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1 * 3500 \text{mm}}{159.3 \text{mm}} = 21.971$$

5.1.4.4. Pandeo por flexión

La resistencia de compresión nominal, P_n , se determina con la siguiente fórmula:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{ANSI/AISC-360-16, Capítulo E.3})$$

Dónde;

$P_n =$ Compresión Nominal. (kgf)

$F_{cr} =$ Tensión de Pandeo por Flexión. (kgf)

$A_g =$ Área Bruta de la sección transversal. (cm²)

$\phi = 0.9$, Coeficiente de reducción de resistencia por compresión.

$$\text{Para } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y$$

$$\text{Para } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Dónde;

$F_e =$ Tensión de Pandeo Elástico. (kgf/cm²)

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

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2039000 \text{kgf/cm}^2}{(21.971)^2} = 41688.6012 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{3234 \text{kgf/cm}^2}} = 118.2658$$

Como $21.971 < 118.2658$

$$F_{cr} = \left(0.658 \sqrt{\frac{3234}{1688.6012}}\right) 3234 = 3130.681 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$P_n = 3130.681 \frac{kgf}{cm^2} * 156cm^2 = 488386.2835kgf$$

$$\phi P_n = 0.9 * 488386.2835kgf = 439547.6551kgf$$

Entonces,

$$\phi P_n > P_u$$

$$439547.6551kgf > 139060.9948kgf \quad \text{CUMPLE}$$

5.1.4.5. Resistencia de diseño a Flexión

La flexión nominal M_n , será calculado de acuerdo al estado límite de fluencia y será igual al Momento elástico M_e .

Fluencia

$$M_n = M_e = F_y S \quad (\text{ANSI/AISC-360-16, Capítulo F.7})$$

$$M_n = 3234 \frac{kgf}{cm^2} * 1978.6cm^3 = 6398792.4kgf - cm = 63987.924kgf - m$$

$$\phi M_n = 0.9 * 63987.924kgf - m = 57589.1316kgf - m$$

Entonces,

$$57589.1316kgf - m > 26201.1488kgf - m \quad \text{CUMPLE}$$

5.1.4.6. Diseño de miembros solicitados a carga axial y flexión

La interacción de compresión y flexión en miembros deben satisfacer las siguientes ecuaciones según (ANSI/AISC-360-16, Capítulo H.1):

Para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Como $\frac{P_r}{P_c} = \frac{137823.6958kgf}{439547.6551kgf} = 0.3135 > 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx-abaajo}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry-abaajo}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$0.3135 + \frac{8}{9} \left(\frac{5547.3038kgf - m}{57589.1316kgf - m} + \frac{26201.1488kgf - m}{57589.1316kgf - m} \right) = 0.8035$$

$$0.803 \leq 1.0 \quad \text{CUMPLE}$$

5.1.4.7. Resistencia de Diseño a Corte

La resistencia nominal de corte, V_n , es:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v2} \quad (\text{ANSI/AISC-360-16, Capítulo G.4})$$

Dónde;

$F_y =$ Esfuerzo de fluencia mínimo. (kgf/cm^2)

$A_w = 2ht.$ (cm^2)

$C_{v2} = 1$, Coeficiente de resistencia de corte del alma en pandeo.

$h =$ Distancia libre entre alas. (cm)

$t =$ Espesor de diseño de la pared. (cm)

$\phi = 0.9$, Coeficiente de reducción de resistencia por corte.

$$A_w = 2 * 38cm * 1cm = 76cm^2$$

$$V_n = 0.6 * 3234 * 76cm^2 * 1 = 147470.4kgf$$

$$\phi V_n = 0.9 * 147470.4kgf = 132723.36kgf$$

Entonces,

$$132723.36kgf > 13176.36kgf \quad \text{CUMPLE}$$

5.1.5. Criterio columna fuerte – viga débil

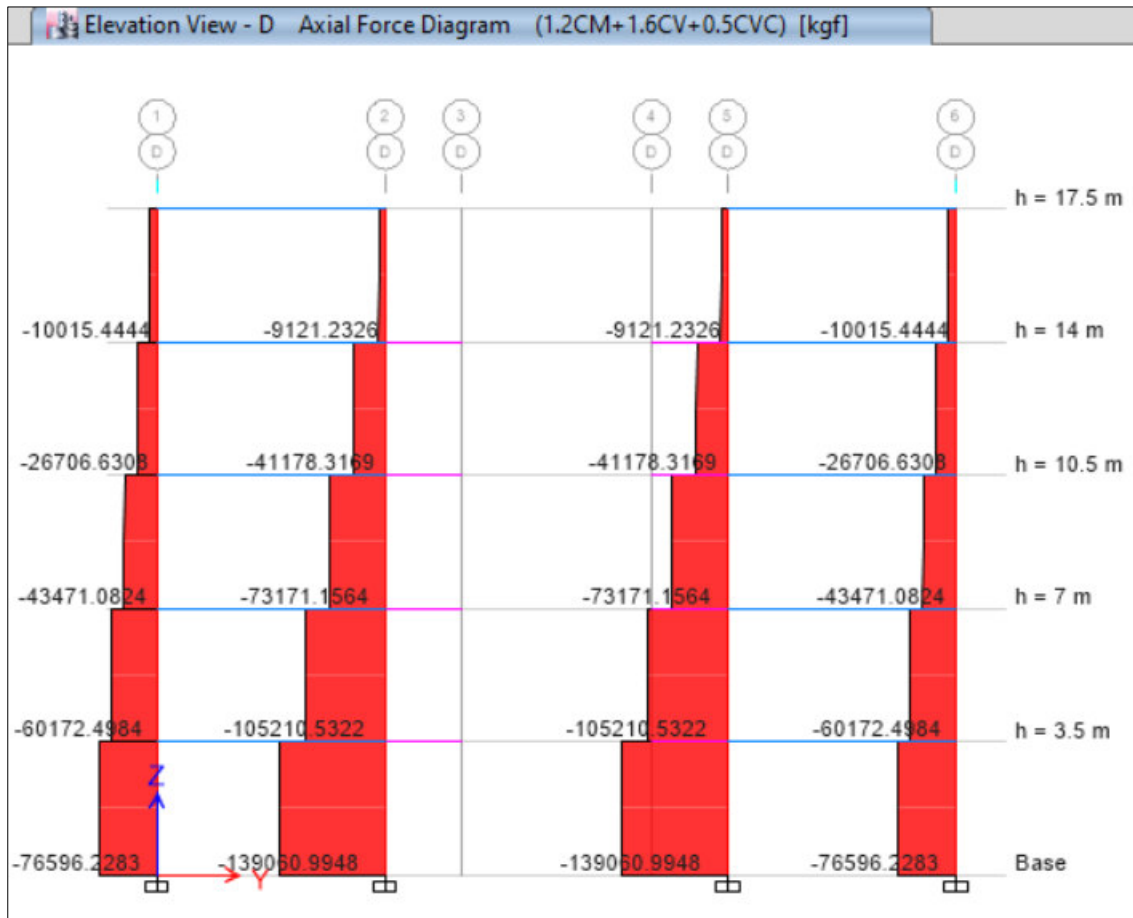


Figura 94. Diagrama de cargas axiales en columnas.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}} \geq 1$$

(NEC-SE-AC, 2015, p. 42)

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

Momento plástico de la columna en el nivel 1:

$$P_{uc1} = 139060.9948 \text{ kgf}$$

$$M_{pc1} = \left[2282 \text{ cm}^3 \left(3234 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - \frac{139060.9948 \text{ kgf}}{156 \text{ cm}^2} \right) \right]$$

$$M_{pc1} = 5345775.243 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Momento plástico de la columna en el nivel 2:

$$P_{uc2} = 105210.5322 \text{ kgf}$$

$$M_{pc2} = \left[2282 \text{ cm}^3 \left(3234 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - \frac{105210.5322 \text{ kgf}}{156 \text{ cm}^2} \right) \right]$$

$$M_{pc2} = 5840946.753 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{pc} = M_{pc1} + M_{pc2}$$

$$\Sigma M_{pc} = 5345775.243 \text{ kgf} - \text{cm} + 5840946.753 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{pc} = 11186722 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{pc} = 111867.22 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$\Sigma M_{pv} = \Sigma(1.1R_y F_{yv} Z_v + M_{uv}) \quad (\text{NEC-SE-AC, 2015, p. 43})$$

Debido a que en las vigas se está empleando un acero A36 se tiene:

$$R_y = 1.5$$

$$F_{yv} = 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\Sigma M_{pv} = 2(1.1 * 1.5 * 2530 * 1238.3223)$$

$$\Sigma M_{pv} = 10338752.88 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{pv} = 103387.5288 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$\frac{112211.2162 \text{ kgf} - \text{m}}{103387.5288 \text{ kgf} - \text{m}} \geq 1$$

$$1.0853 \geq 1 \quad \text{CUMPLE}$$

5.1.6. Placa Base

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

$$A_1 = \frac{139060.9948 \text{ kgf}}{0.65 * 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_1 = 1198.5434 \text{ cm}^2 \approx 1200 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A_1} = \sqrt{1200 \text{ cm}^2} = 34.641 \text{ cm}$$

Debido a que la longitud mínima es 40 cm, se analiza una nueva área.

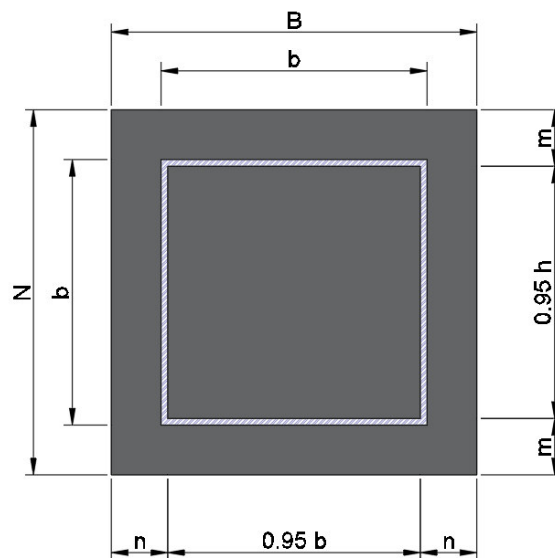


Figura 95. Dimensionamiento de placa base

Elaboración: Propia

$$\sqrt{A_1} = \sqrt{1600 \text{ cm}^2} = 40 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta$$

Se aumenta 7.5 cm a cada lado de los bordes de la columna de acero estructural.

$$\Delta = 7.5 \text{ cm}$$

$$N = 40 \text{ cm} + 2(7.5 \text{ cm})$$

$$N = 55 \text{ cm}$$

$$A_{pb} = 55 \text{ cm} * 55 \text{ cm} = 3025 \text{ cm}^2$$

$$B = \frac{A_{pb}}{N}$$

$$B = \frac{3025 \text{ cm}}{55 \text{ cm}}$$

$$B = 55 \text{ cm}$$

$$m = \frac{N - 0.95h}{2}$$

$$m = \frac{55 \text{ cm} - 0.95(40 \text{ cm})}{2}$$

$$m = 8.5 \text{ cm}$$

Debido a que la columna es cuadrada $m = n$

$$n = \frac{B - 0.95b}{2}$$

$$n = \frac{55 \text{ cm} - 0.95(40 \text{ cm})}{2}$$

$$n = 8.5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$X = \left[\frac{4hb}{(h + b)^2} \right] \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c A_1}$$

$$X = \left[\frac{4(40 \text{ cm})(40 \text{ cm})}{(40 \text{ cm} + 40 \text{ cm})^2} \right] \frac{139060.9948 \text{ kgf}}{0.6 * 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 3025 \text{ cm}^2}$$

$$X = 0.4292 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0.4292 \text{ cm}}}{1 + \sqrt{1 - 0.4292 \text{ cm}}} \leq 1$$

$$\lambda = 0.7464 \leq 1$$

$$0.7464 \leq 1 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\lambda_{n'} = \frac{\lambda\sqrt{hb}}{4}$$

$$\lambda_{n'} = \frac{0.7464 \text{ cm} \sqrt{40 \text{ cm} * 40 \text{ cm}}}{4}$$

$$\lambda_{n'} = 7.4641 \text{ cm}$$

$$t_{req} = l_{max} \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

Donde:

l_{max} = Máximo valor entre $m, n, \lambda_{n'}$. (cm)

$$B = 55 \text{ cm}$$

$$N = 55 \text{ cm}$$

$$t_{req} = 8.5 \text{ cm} \sqrt{\frac{2 * 139060.9948 \text{ kgf}}{0.9 * 3234 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 55 \text{ cm} * 55 \text{ cm}}}$$

$$t_{req} = 1.5107 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm}$$

5.1.6.1. Diseño de placa base resistente a momento

$$f_{pb} = -\frac{P_u}{A} \pm \frac{P_u e c}{I}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{22197.9812 \text{ kgf} - \text{m}}{139060.9948 \text{ kgf}}$$

$$e = 0.1596 \text{ m} \approx 16 \text{ cm}$$

$$c = \frac{t_{req}}{2} = \frac{2 \text{ cm}}{2} = 1 \text{ cm}$$

$$f_{pb} = -\frac{139060.9948 \text{ kgf}}{(55 \text{ cm})(55 \text{ cm})} \pm \frac{(139060.9948 \text{ kgf})(16 \text{ cm})(1 \text{ cm})}{\frac{(55 \text{ cm})(55 \text{ cm})^3}{12}}$$

$$f_{pb1} = -43.0527 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ Compresión}$$

$$f_{pb2} = -48.8884 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ Compresión}$$

$$M_u = \left(48.0926 \frac{kgf}{cm}\right) (8.5 \text{ cm}) \left(\frac{8.5 \text{ cm}}{2}\right) + \left(48.888 \frac{kgf}{cm} - 48.0926 \frac{kgf}{cm}\right) (8.5 \text{ cm}) \left(\frac{2}{3} * 8.5 \text{ cm}\right)$$

$$M_u = 1775.6762 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$t_{req} \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi F_y}}$$

$$2 \text{ cm} \geq \sqrt{\frac{6(1775.6762 \text{ kgf} - \text{cm})}{(0.9)(2530 \text{ kgf}/\text{cm}^2)}}$$

$$2 \text{ cm} \geq 2.1631 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Debido a que el espesor inicial de la placa base de 2 cm no cumple, se analiza con un espesor de 1 plg (2.54 cm).

$$f_{pb} = -\frac{139060.9948 \text{ kgf}}{(55 \text{ cm})(55 \text{ m})} \pm \frac{(139060.9948 \text{ kgf})(16 \text{ cm})(1.27 \text{ cm})}{\frac{(55 \text{ cm})(55 \text{ cm})^3}{12}}$$

$$f_{pb1} = -42.2649 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{Compresión}$$

$$f_{pb2} = -49.6762 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{Compresión}$$

$$M_u = \left(48.6656 \frac{kgf}{cm}\right) (8.5 \text{ cm}) \left(\frac{8.5 \text{ cm}}{2}\right) + \left(49.676 \frac{kgf}{cm} - 48.6656 \frac{kgf}{cm}\right) (8.5 \text{ cm}) \left(\frac{2}{3} * 8.5 \text{ cm}\right)$$

$$M_u = 1806.7124 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$t_{req} \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi F_y}}$$

$$2.54 \text{ cm} \geq \sqrt{\frac{6(1806.7124 \text{ kgf} - \text{cm})}{(0.9)(2530 \text{ kgf}/\text{cm}^2)}}$$

$$2.54 \text{ cm} \geq 2.1819 \quad \text{CUMPLE}$$

Espesor de placa base = 1plg

5.1.7. Pernos de Anclaje

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{26201.1488 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{70281.7741 \text{ kgf}}$$

$$e = 0.3728 \text{ m} \approx 37.28 \text{ cm}$$

Se analiza la excentricidad crítica:

$$e_{cr} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

$$q_{max} = f_{pmax} * B$$

$$f_{pmax} = \phi * 0.85f'c < 1.7f'c$$

$$f_{pmax} = 0.65 * 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 1.7 \left(210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$

$$f_{pmax} = 116.025 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 357 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{max} = 116.025 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 55 \text{ cm}$$

$$q_{max} = 6381.375 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$

$$e_{cr} = \frac{55 \text{ cm}}{2} - \frac{70281.7741 \text{ kgf}}{2 \left(6381.375 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \right)}$$

$$e_{cr} = 21.9932 \text{ cm}$$

$$T_u = (q_{max} * Y) - P_u$$

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}}$$

$$Y = \left(24cm + \frac{55cm}{2}\right) \pm \sqrt{\left(24cm + \frac{55cm}{2}\right)^2 - \frac{2 * 70281.7741 \text{ kgf} (37.28 \text{ cm} + 24cm)}{6381.375 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}}}$$

$$Y_1 = 87.5891cm$$

$$Y_2 = 15.4108 \text{ cm}$$

$$T_u = \left(6381.375 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} * 15.4108 \text{ cm}\right) - 70281.7741 \text{ kgf}$$

$$T_u = 28060.3197 \text{ kgf}$$

$$L_c = d_{min} - \frac{D}{2}$$

$$L_c = 3.18 \text{ cm} - \frac{2.54 \text{ cm}}{2}$$

$$L_c = 1.91 \text{ cm}$$

$$R_u = \phi 1.5 L_c t_{req} F_u \leq \phi 3 D t_{req} F_u$$

$$F_u = 105 \text{ ksi} \approx 7382.0998 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{ASTM F3125/ F3125})$$

$$R_u = 0.75 * 1.5 * 1.91 * 2.54 * 4077.98 \leq 0.75 * 3 * 2.54 * 2.54 * 4077.98$$

$$40290.2088 \text{ kgf} \leq 107159.2989 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

$$R_u = \phi F'_{nt} A_{ba}$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} F_v$$

$$F_{nt} = 6320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{ANSI/AISC 360 - 16, p. 184})$$

$$F_{nv} = 3800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{ANSI/AISC 360 - 16, p. 184})$$

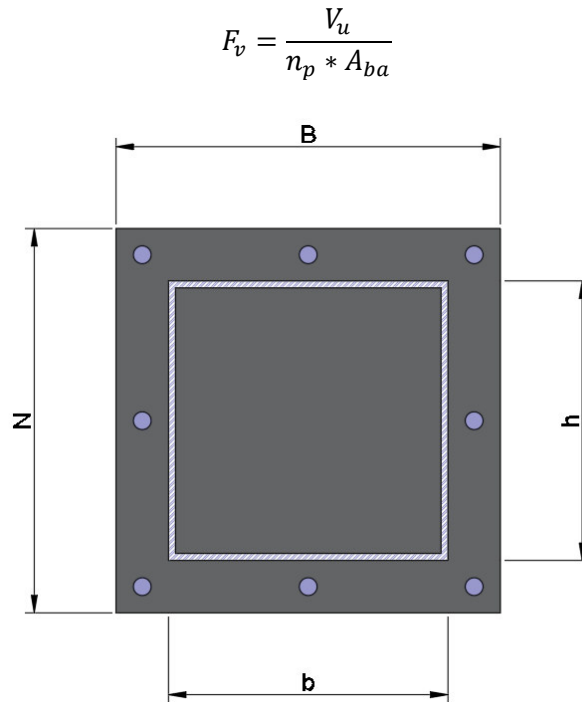


Figura 96. Distribución de pernos de anclaje sobre placa base.
Elaboración: Propia

$$F_v = \frac{13176.36 \text{ kgf}}{8 * 5.067 \text{ cm}^2}$$

$$F_v = 324.4769 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F'_{nt} = 1.3 * 6320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - \frac{6320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.75 * 3800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 324.4769 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F'_{nt} = 7496.4582 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$ft_a = \frac{T_u}{n_p * A_{ba}}$$

Donde:

ft_a = Esfuerzo por tracción. (kgf/cm^2)

$$ft_a = \frac{28060.3197 \text{ kgf}}{8 * 5.067 \text{ cm}^2}$$

$$ft_a = 692.2321 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Brazo de palanca} = [(t_{req} + 1.25) * 0.5]$$

$$\text{Brazo de palanca} = [(2.54 \text{ cm} + 1.25) * 0.5]$$

$$\text{Brazo de palanca} = 1.895 \text{ cm}$$

$$M_I = \frac{V_u * \text{Brazo de palanca}}{n_p}$$

$$M_I = \frac{13176.36 \text{ kgf} * 1.895 \text{ cm}}{8}$$

$$M_I = 3121.1503 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$Z = \frac{D^3}{6}$$

$$Z = \frac{(2.54 \text{ cm})^3}{6} = 2.7311 \text{ cm}^3$$

$$ftb = \frac{M_I}{Z}$$

$$ftb = \frac{3121.1503 \text{ kgf} - \text{cm}}{2.7311 \text{ cm}^3}$$

$$ftb = 1142.818 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$ft = 692.2321 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + 1142.818 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$ft = 1835.0501 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$ft \leq \phi F'_{nt}$$

$$1835.0501 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq 0.75(7496.4582) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$1835.0501 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq 5622.3436 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{CUMPLE}$$

$$L_d = \frac{0.0632 A_{ba} F_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{ACI-318S, 2014, Capítulo 12.2.1})$$

$$F_y = 4077.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{ASTM F3125/ F3125})$$

$$L_d = \frac{0.0632 * 5.067 \text{ cm}^2 * 4077.68 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{\sqrt{210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}}$$

$$L_d = 90.11 \text{ cm}$$

$$S = 3D$$

$$S = 3(2.54 \text{ cm})$$

$$S = 7.62 \text{ cm}$$

Para una mejor distribución de los pernos de anclaje se colocaron a 24 cm desde el centro de la placa. La longitud total es de 90 cm y se utilizarán 8 pernos por cada placa con un diámetro de 1 plg.

5.1.8. Conexiones

5.1.8.1. Conexión Viga – Columna

5.1.8.1.1. Diseño de conexión a momento

- Cálculo de la magnitud de las fuerzas internas de compresión y tensión, C y T.

$$C = T = \frac{M_u}{h - e_p}$$

$$M_u = 23155.4414 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$C = T = \frac{23155.4414 \text{ kgf} - \text{m}}{0.4 \text{ m} - 0.0135 \text{ m}}$$

$$C = T = 59910.5858 \text{ kgf}$$

- Determinamos el área y ancho de soldadura de ranura que se requiere.

$$A_{req} = \frac{T}{\phi F_y}$$

$$A_{req} = \frac{59910.5858 \text{ kgf}}{0.9 * 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{req} = 26.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{A_{req}}{e_p}$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{26.31 \text{ cm}^2}{1.35 \text{ cm}}$$

$$\text{Ancho requerido} = 19.489 \text{ cm}$$

$$19.489 \text{ cm} < 18 \text{ cm} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Se requiere usar una placa de 2mm de espesor en los patines para resistir la fuerza adicional y se usará soldadura de ranura de penetración completa E70 de 18 cm de ancho.

5.1.8.1.2. Diseño de conexión a corte

Encontramos la cortante máxima que se genera en los extremos de la viga con la siguiente fórmula.

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L} + V_g$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

$$M_{pr} = 1.4 * 1.5 * 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 1238.3223 \text{ cm}^3$$

$$M_{pr} = 6579206.38 \text{ kgf} - \text{cm} = 65792.0638 \text{ kgf} - \text{m}$$

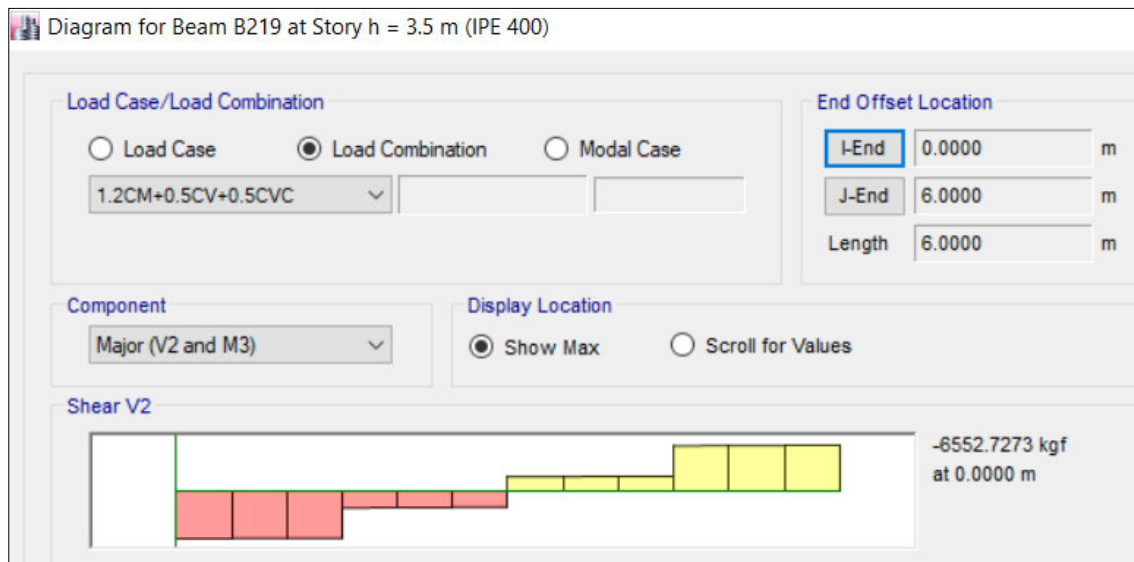


Figura 97. Combinación de carga 1.2CM+0.5CV

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_g = 6552.7273 \text{ kgf}$$

$$V_u = \frac{2 * 65792.0638 \text{ kgf} - m}{6m} + 6552.7273 \text{ kgf}$$

$$V_u = 28483.4152 \text{ kgf}$$

Determinamos la resistencia de diseño, ϕR_n de la soldadura.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we}$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX}$$

$$F_{XX} = 70 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \approx 4921.4868 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4921.4868 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 2952.8921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{we} = \text{Sen } 45^\circ * w$$

$$A_{we} = 0.707 * 0.5 \text{ cm} = 0.3535 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 2952.8921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 0.3535 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 782.8855 \text{ kgf}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{28483.4152 \text{ kgf}}{782.8855 \text{ kgf}}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = 36.3826 \text{ cm}$$

Se usará soldaduras de filete de 5mm de 38 cm de longitud en cada lado.

5.1.8.1.3. Placa de Cortante

Para el diseño de la placa de corte en la unión alma de la viga con el ala de la columna, se debe cumplir con la siguiente condición.

$$\phi V_{pc} > V_u$$

$$\phi V_{pc} = \phi h_{pc} e_{pc} F_y$$

$$\phi V_{pc} = 0.6 * 2530 \text{kgf/cm}^2 * 0.6 \text{cm} * h_{pc} = 28483.4152 \text{kgf}$$

$$h_{pc} = 31.2729 \text{m}$$

Para cumplir geometría de la placa de cortante según (ANSI/AISC 358-16, pág. 48)

$$h_{pc} = 36 \text{cm}$$

PL75x360x6mm

5.1.8.1.4. Zona de Panel

$$\phi R_u \geq R_u$$

$$R_u = \frac{R_y * \sum M_p}{h - e_p}$$

$$M_p = 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 1238.3223 \text{cm}^3 = 3132955.419 \text{kgf} - \text{cm}$$

$$R_u = \frac{1.5 * (3132955.419 \text{kgf} - \text{cm})}{40 \text{cm} - 1.35 \text{cm}}$$

$$R_u = 121589.4729 \text{kgf}$$

$$\phi R_u = \phi h_{col} e_{p-col} F_y$$

$$\phi R_u = 0.6 * 40 \text{cm} * 2 \text{cm} * 3234 \text{kgf/cm}^2$$

$$\phi R_u = 155232 \text{kgf}$$

$$155232 \text{kgf} > 121589.4729 \text{kgf}$$

$\phi R_u > R_u$ CUMPLE, no necesita placas dobles

5.1.8.1.5. Placas de Continuidad

$$e_{p-col} = 1cm$$

$$e_{p-col} < 0.4 \sqrt{1.8 * b * e_p * \frac{F_{yv} * R_{yv}}{F_{yc} * R_{yc}}}$$

$$1cm < 0.4 \sqrt{1.8 * 18cm * 1.35cm * \frac{2530kgf/cm^2 * 1.5}{3234kgf/cm^2 * 1.4}}$$

$$1cm < 2.42cm$$

Se requieren placas de continuidad interiores: PL400x180x13.5mm.

5.1.8.2. Conexión Columna – Placa Base

Encontramos la cortante máxima que se genera en los extremos de la viga con la siguiente fórmula.

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L} + V_g$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

$$M_{pr} = 1.4 * 1.5 * 3234 \frac{kgf}{cm^2} * 2282cm^3$$

$$M_{pr} = 15497974.8 \text{ kgf} - cm = 154979.748 \text{ kgf} - m$$

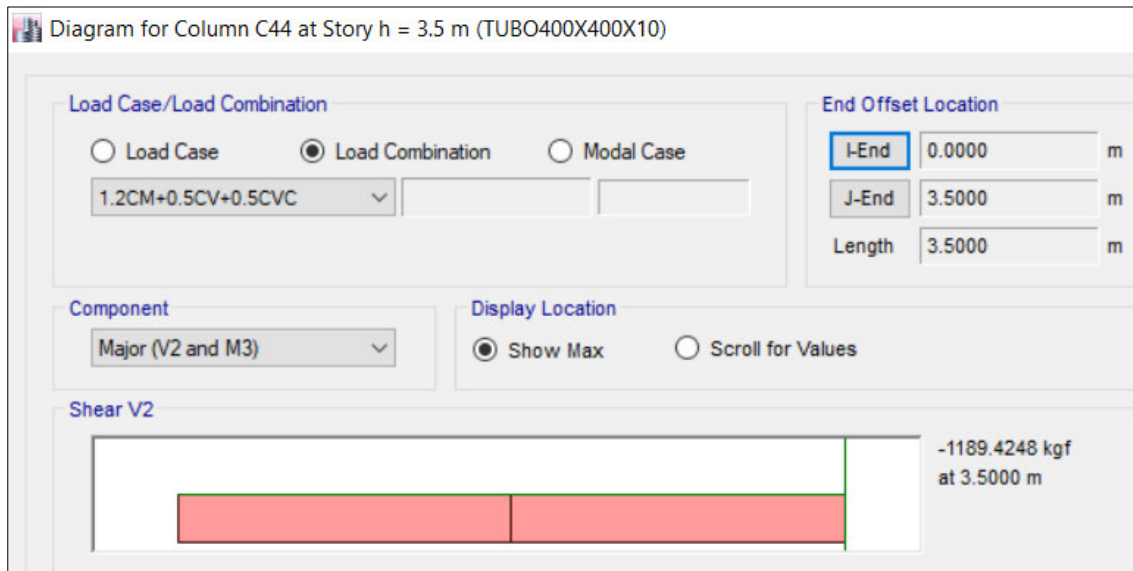


Figura 98. Combinación de carga 1.2CM+0.5CV

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_g = 1189.4248 \text{ kgf}$$

$$V_u = \frac{2 * 154979.748 \text{ kgf} - m}{3.5m} + 1189.4248 \text{ kgf}$$

$$V_u = 89749.2808 \text{ kgf}$$

Determinamos la resistencia de diseño, ϕR_n de la soldadura.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we}$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX}$$

$$F_{EXX} = 70 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \approx 4921.4868 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4921.4868 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} = 2952.8921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{we} = \text{Sen } 45^\circ * w$$

$$A_{we} = 0.707 * 0.5\text{cm} = 0.3535\text{cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 2952.8921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 0.3535\text{cm}$$

$$\phi R_n = 782.8855 \text{ kgf}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{89749.2808 \text{ kgf}}{782.8855 \text{ kgf}}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = 114.639 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de la soldadura por lado} = \frac{114.639\text{cm}}{4} = 28.659\text{cm}$$

Se usará soldaduras de filete de 5mm de 30 cm de longitud en cada lado.

5.2. Diseño Plástico

5.2.1. Requisitos Sísmicos

5.2.1.1. Periodo fundamental de la estructura (T)

Como primer parámetro se realiza la comprobación del periodo calculado en el apartado de carga sísmica y el periodo del modelo matemático (ETABS), la norma (NEC-SE-DS, 2015, pág. 63) establece que el periodo fundamental que proporciona ETABS no debe ser mayor en un 30% al valor del periodo fundamental calculado según la norma.

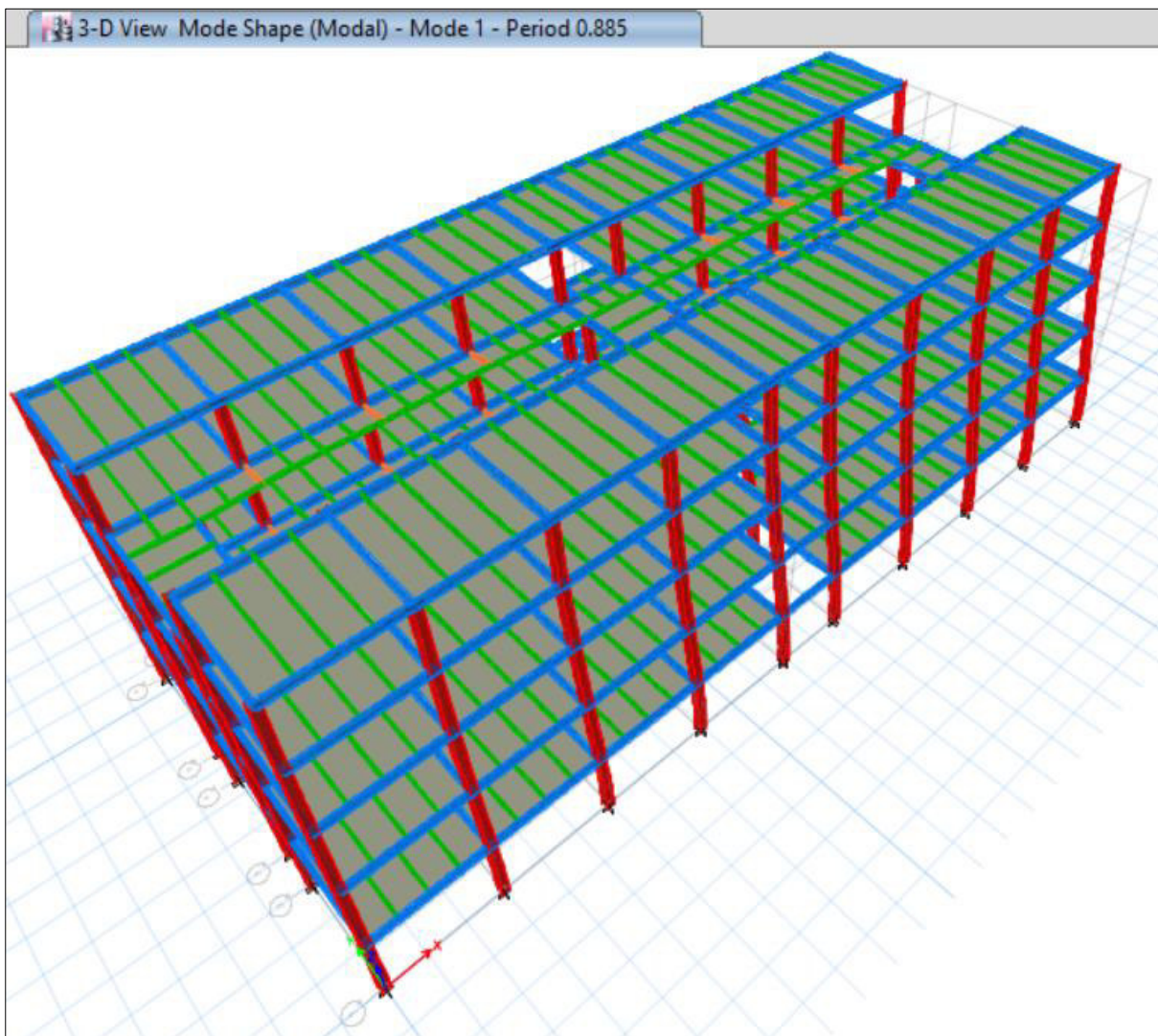


Figura 99. Periodo fundamental de la estructura.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$T = 0.7108s$$

$$T_{ETABS} = 0.885s$$

$$\% \text{ Variación} = 24.5\% \quad \text{CUMPLE}$$

Para la participación modal de masas se utilizó un total de 15 modos de vibración, 3 por cada planta, de tal manera que cumplamos con la condición; “todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.” (NEC-SE-DS, 2015, p. 58).

A continuación, se muestra una tabla con los valores de UX, UY y RY (coeficientes de participación de la masa en cada uno de los modos de vibración, los cuales implican traslación en X, traslación en Y y rotación en Z respectivamente), además el periodo que se genera en cada modo de vibración.

Como se observa en la tabla 48 a partir del modo 6 se satisface la condición antes citada.

Tabla 48
Coeficientes de participación de la masa en los modos de vibración.

Caso	Modo	Periodo (sec)	UX	UY	RZ	Suma UX	Suma UY	Suma RZ
Modal	1	0.8850	0.0000	0.8039	0.0000	0.0000	0.8039	0.0000
Modal	2	0.8690	0.8087	0.0000	0.0000	0.8087	0.8039	0.0000
Modal	3	0.7860	0.0000	0.0000	0.8085	0.8087	0.8039	0.8085
Modal	4	0.2800	0.0000	0.1128	0.0000	0.8087	0.9167	0.8085
Modal	5	0.2690	0.1153	0.0000	0.0000	0.9241	0.9167	0.8085
Modal	6	0.2500	0.0000	0.0000	0.1103	0.9241	0.9167	0.9188
Modal	7	0.1560	0.0000	0.0478	0.0000	0.9241	0.9645	0.9188
Modal	8	0.1460	0.0439	0.0000	0.0000	0.9680	0.9645	0.9188
Modal	9	0.1410	0.0000	0.0000	0.0460	0.9680	0.9645	0.9648
Modal	10	0.1010	0.0000	0.0265	0.0000	0.9680	0.9910	0.9648
Modal	11	0.1000	0.0228	0.0000	0.0000	0.9908	0.9910	0.9648
Modal	12	0.0930	0.0000	0.0000	0.0261	0.9908	0.9910	0.9909
Modal	13	0.0760	0.0092	0.0000	0.0000	1.0000	0.9910	0.9909
Modal	14	0.0750	0.0000	0.0090	0.0000	1.0000	1.0000	0.9909
Modal	15	0.0690	0.0000	0.0000	0.0091	1.0000	1.0000	1.0000

Elaboración: Propia

5.2.1.2. Peso Sísmico (W)

El Peso Sísmico (W) es la suma del Peso Propio (P_P) de los elementos estructurales, más la Carga Muerta Sobreimpuesta (C_{MS}) y más el 25% de la Carga Viva de entrepiso (C_V) de toda la estructura.

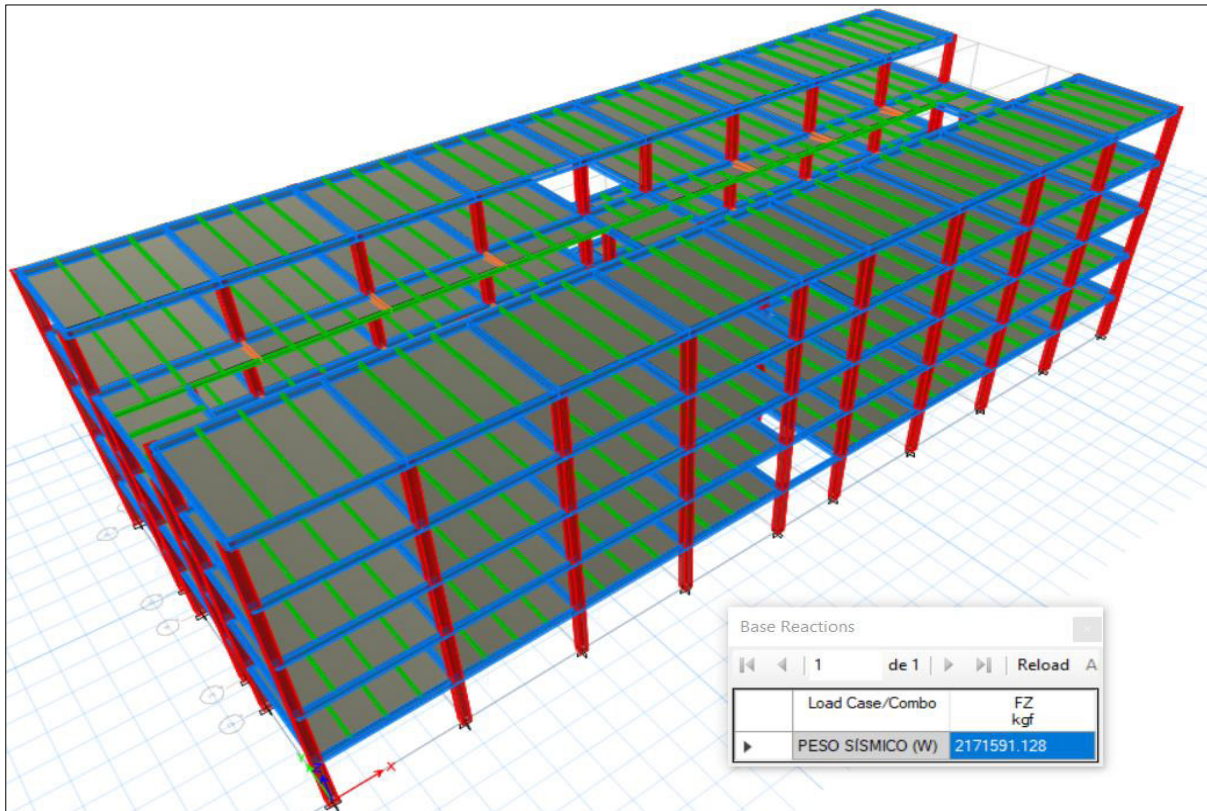


Figura 100. Peso sísmico de la edificación de acero estructural.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Cálculo manual del Peso Sísmico (W)

$$W = P_P + C_{MS} + 0.25C_V$$

$$\text{Peso Propio } (P_P) = P_{P1} + P_{P2}$$

Tabla 49

Peso total de vigas secundarias, principales y columnas.

ELEMENTO	SECCIÓN	N.º	PESO (kgf /m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO TOTAL (kgf)
Vigas secundarias	IPE200	476	22.4	1960	43904
Vigas principales	W400	292	52.9875	1552	82236.6
Vigas principales (RBS)	W400	48	52.9875	288	15260.4
Vigas principales	IPE200	84	22.4	400	8960
Vigas principales volado	W400-220	48	48.363	96	4642.848
Columnas	TUBO400X400X10	248	122.46	868	106295.28
ΣP_{P1}					261299.128

Elaboración: Propia

Tabla 50

Peso total de losas para el uso de aulas, corredores y cubiertas.

Elemento	Sección	N.º De Elementos	Peso (kgf /M²)	Área (M²)	Peso Total (kgf)
Losa aulas	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	64	223.7	2304	515404.80
Losa corredores	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	84	223.7	1032	230858.4
Losa cubierta	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	18	223.7	624	139588.8
ΣP_{P2}					885852

Elaboración: Propia

$$P_p = 261299.128 \text{ kgf} + 885852 \text{ kgf} = 1147151.128 \text{ kgf}$$

Tabla 51

Carga muerta sobreimpuesta C_{MS} .

Elemento	Sección	N.º De Elementos	Carga (kgf /M²)	Área (M²)	Carga Total (kgf)
Losa aulas	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	64	218	2304	502272
Losa corredores Piso 1,2,3,4	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	84	218	1032	224976
Losa cubierta	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	18	118	624	73632
ΣC_{MS}					800880

Elaboración: Propia

$$C_{MS} = 800880 \text{ kgf}$$

Tabla 52

Carga viva de entrepiso C_v

Elemento	Sección	N.º De Elementos	Carga (kgf /M²)	Área (M²)	Carga Total (kgf)
Losa aulas	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	64	200	2304	460800
Losa corredores Piso 1	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	21	480	258	123840
Losa corredores Piso 2,3,4	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	63	400	774	309600
ΣC_v					894240

Elaboración: Propia

$$C_v = 894240 \text{ kgf}$$

$$W = P_p + C_{MS} + 0.25C_v$$

$$W = 1147151.128 \text{ kgf} + 800880 \text{ kgf} + 0.25 * 894240 \text{ kgf}$$

$$W = 2171591.128 \text{ kgf}$$

5.2.1.3. Cortante basal estática (V_E)

$$V_E = 0.174633 * W$$

$$V_E = 0.174633 * 2171591.128 \text{ kgf} = 379232.1973 \text{ kgf}$$

Se procede a comparar la cortante basal estática V_E con la cortante que proporciona el programa ETABS y en caso de ser necesario se realizará su corrección, para ello ingresamos en ETABS los datos de carga sísmica obtenidos anteriormente.

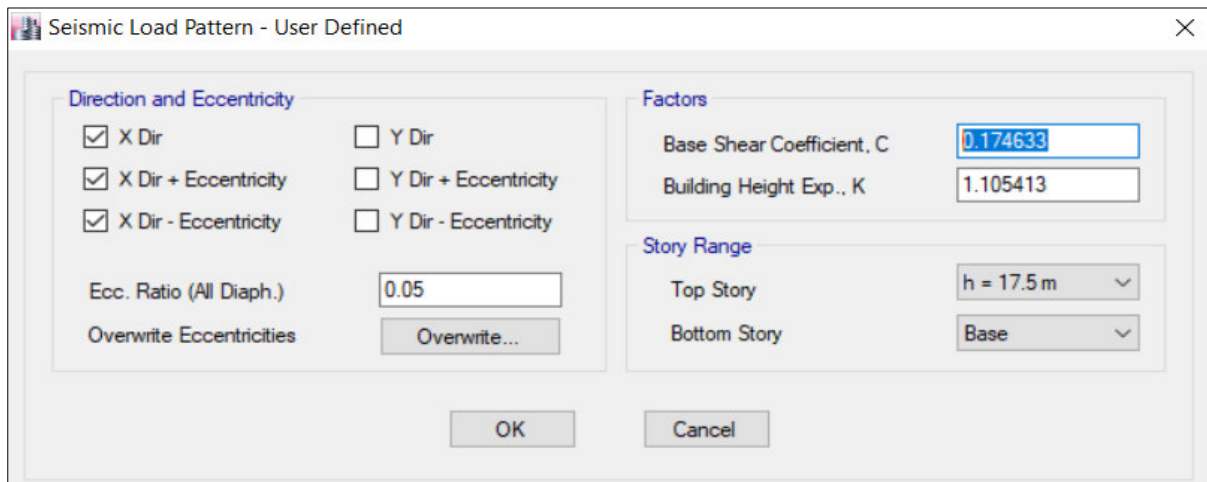


Figura 101. Ingreso de coeficientes Cs y k en el sentido X.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

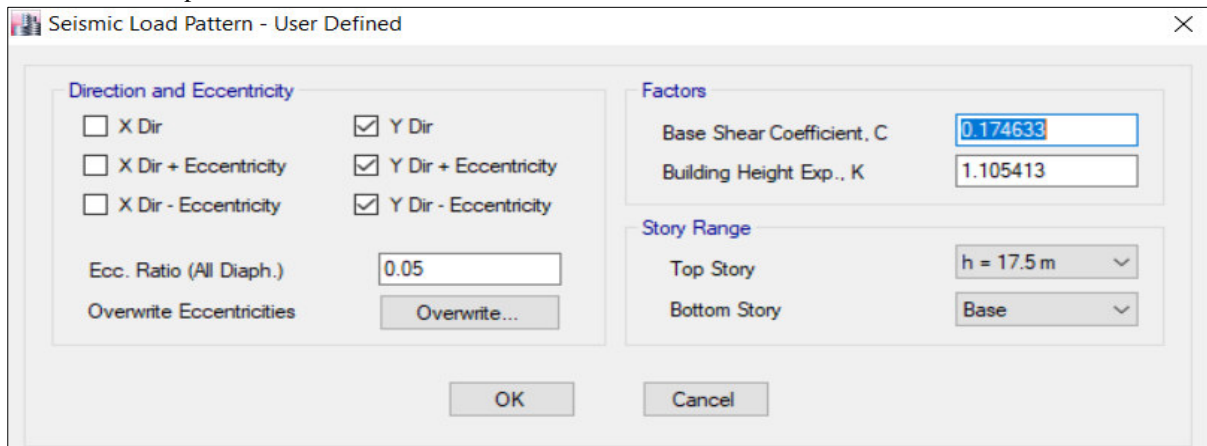


Figura 102. Ingreso de coeficientes Cs y k en el sentido Y.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Load Pattern	Type	Direction	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
SISMO X (EST)	Seismic	X	0.174633	1.105413	2155804.5667	376475.3375
SISMO Y (EST)	Seismic	Y	0.174633	1.105413	2155804.5667	376475.3375

Figura 103. Cortante basal estática V_E obtenida del programa.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_{E-ETABS} = 376475.3375 \text{ kgf}$$

Como los valores de V_E y $V_{E-ETABS}$ son diferentes se procede a realizar su corrección, para lo cual determinamos un factor de corrección del coeficiente sísmico (C_s) que será modificado en el programa.

$$\text{Factor de corrección} = \frac{V_E}{V_{E-ETABS}}$$

$$\text{Factor de corrección} = \frac{379232.1973 \text{ kgf}}{376475.3375 \text{ kgf}} = 1.0073228$$

$$\text{Coeficiente sísmico corregido } (C_s) = 1.0073228 * 0.174633 = 0.175912$$

A continuación, ingresamos el coeficiente sísmico corregido al programa y obtenemos la cortante basal.

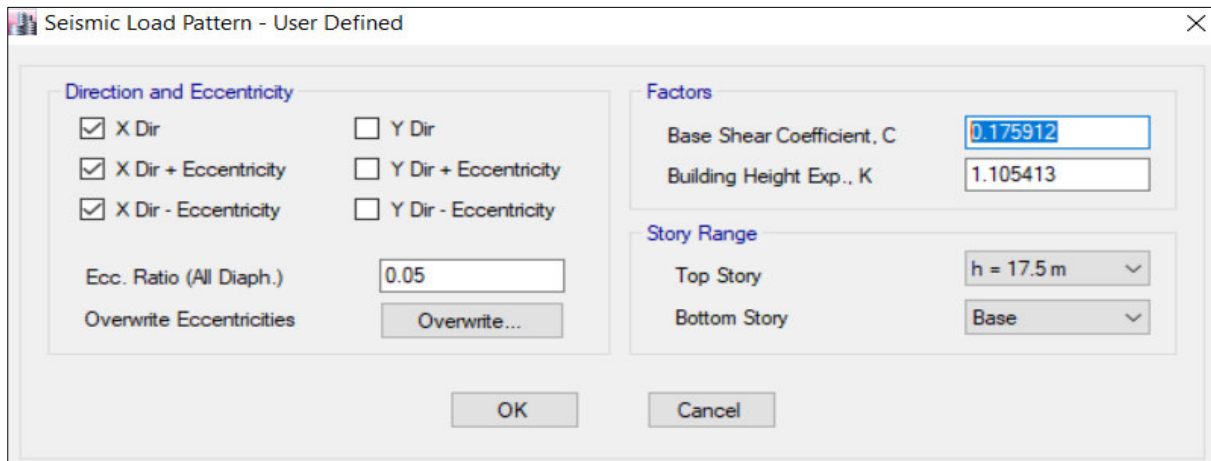


Figura 104. Ingreso de coeficiente sísmico corregido C_s en sentido X.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

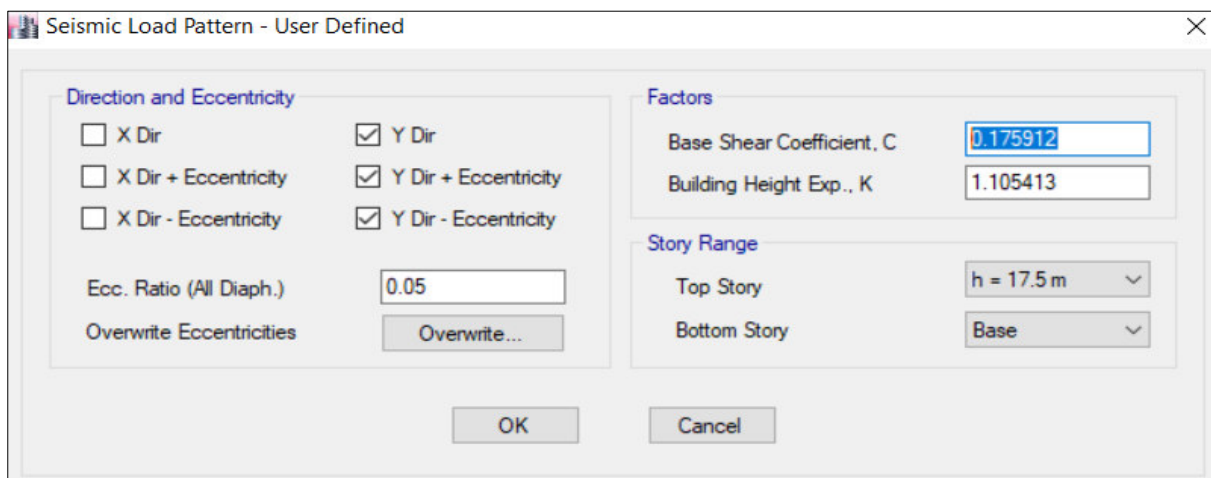


Figura 105. Ingreso de coeficiente sísmico corregido C_s en sentido Y.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Load Pattern	Type	Direction	C	K	Weight Used kgf	Base Shear kgf
SISMO X (EST)	Seismic	X	0.175912	1.105413	2155804.5667	379232.1973
SISMO Y (EST)	Seismic	Y	0.175912	1.105413	2155804.5667	379232.1973

Figura 106. Cortante basal estática $V_{E-ETABS}$ corregida en sentido X y Y.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_E = V_{E-ETABS} = 379232.1973 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.1.4. Cortante basal dinámica (V_D)

De acuerdo a la (NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.2.2, literal b.) se debe cumplir que el valor del cortante dinámico total no debe ser menor que el 80% del cortante basal estático para estructuras regulares, pero lo ideal es que éstos sean iguales, por lo que consideraremos como condición que el cortante basal dinámico tiene que ser igual al cortante basal estático.

Story	Load Case/Combo	Location	VX kgf	VY kgf
h = 3.5 m	SISMO X (DIN) ...	Bottom	185107.2322	0
h = 3.5 m	SISMO Y (DIN) ...	Bottom	0	181041.3742

Figura 107. Cortante basal dinámico V_D en sentido X y Y.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_D \text{ Resultante} \neq V_E$$

V_D Resultante y V_E son diferentes por lo cual procedemos a realizar su corrección, determinando un factor de corrección de la aceleración que será modificado en el programa.

Tabla 53

Aceleración corregida para el sismo en X y Y.

	V_D eje X-X (kgf)	V_D eje Y-Y (kgf)	V_D Resultante (kgf)	V_E (kgf)	Factor de corrección (V_E/V_D Resultante)	Aceleración corregida (m/s^2)
SISMO X (DIN)	185107.2322	0	185107.2322	379232.1973	2.048716265	20.091145
SISMO Y (DIN)	0	181041.3742	181041.3742	379232.1973	2.094726683	20.542356

Elaboración: Propia

Una vez obtenido el valor de la aceleración corregida, ingresamos dicho valor en el programa y obtenemos los nuevos valores del cortante basal dinámico V_D .

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMO X (DIN) [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (PESO SISMICO)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO IN. R6	20.0911

[Add] [Delete] [Advanced]

Figura 108. Ingreso de aceleración corregida en el sentido X.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Load Case Data

General

Load Case Name: SISMO Y (DIN) [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (PESO SISMICO)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO IN. R6	20.5424

[Add] [Delete] [Advanced]

Figura 109. Ingreso de aceleración corregida en el sentido Y.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Story Forces

1 de 2 | Reload Apply

Story	Load Case/Combo	Location	VX kgf	VY kgf
h = 3.5 m	SISMO X (DIN) ...	Bottom	379232.1974	0
h = 3.5 m	SISMO Y (DIN) ...	Bottom	0	379232.1973

Figura 110. Cortante basal dinámica V_D corregida en sentido X y Y.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Tabla 54

Cortante Basal dinámica corregida VD.

SISMO	V_D Resultante (kgf)
SISMO X (DIN)	379232.1973
SISMO Y (DIN)	379232.1973

Elaboración: Propia

$$V_E = V_D = 379232.1973 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

Distribución vertical de fuerzas sísmicas laterales (NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.5)

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V_E$$

Dónde:

V_E = Cortante total en la base de la edificación. (kgf)

F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la edificación. (kgf)

n = Número de pisos de la edificación.

h_x = Altura de cada piso. (m)

w_x = Peso aginado al piso x de la edificación, fracción de la carga W . (kgf)

w_i = Peso aginado al piso i de la edificación, fracción de la carga W . (kgf)

k = Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T .

Story	Load Case/Combo	Location	P kgf
h = 17.5 m	PESO SÍSMICO (W)	Bottom	254798.8158
h = 14 m	PESO SÍSMICO (W)	Bottom	732584.4971
h = 10.5 m	PESO SÍSMICO (W)	Bottom	1210370.1785
h = 7 m	PESO SÍSMICO (W)	Bottom	1688400.6532
h = 3.5 m	PESO SÍSMICO (W)	Bottom	2171591.128

Figura 111. Peso sísmico acumulado por niveles.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Tabla 55

Determinación de cargas laterales.

Piso	h_x (m)	w_x (kgf)	k	$w_x h_x^k$	V_E (kgf)	F_x (kgf)
1	3.5	483190.4748	1.1054	1929914.5887	379232.1973	26779.9688
2	7	478030.4747	1.1054	4108068.6104	379232.1973	57004.5690
3	10.5	477785.6814	1.1054	6427894.6222	379232.1973	89195.0444
4	14	477785.6813	1.1054	8834411.2907	379232.1973	122588.4607
5	17.5	254798.8158	1.1054	6029307.6978	379232.1973	83664.1544

$$\sum_{i=1}^n w_i h_i^k = 27329596.8098$$

Elaboración: Propia

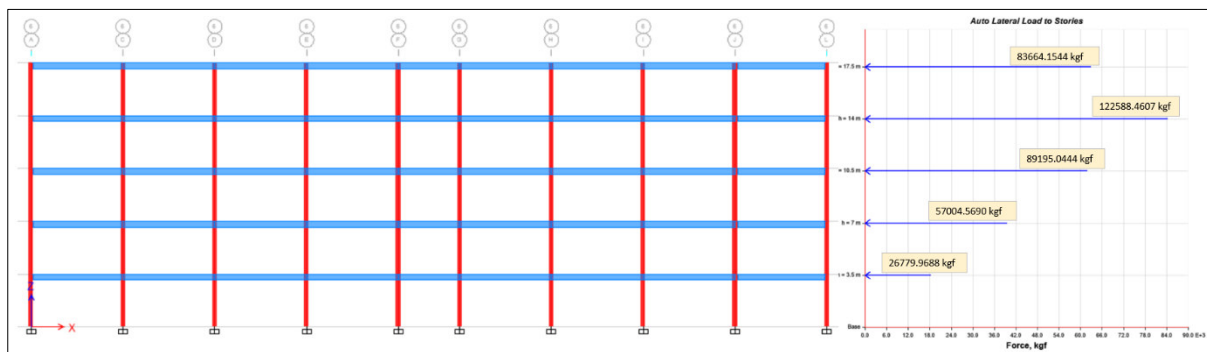


Figura 112. Distribución de fuerzas sísmicas laterales en el eje X.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

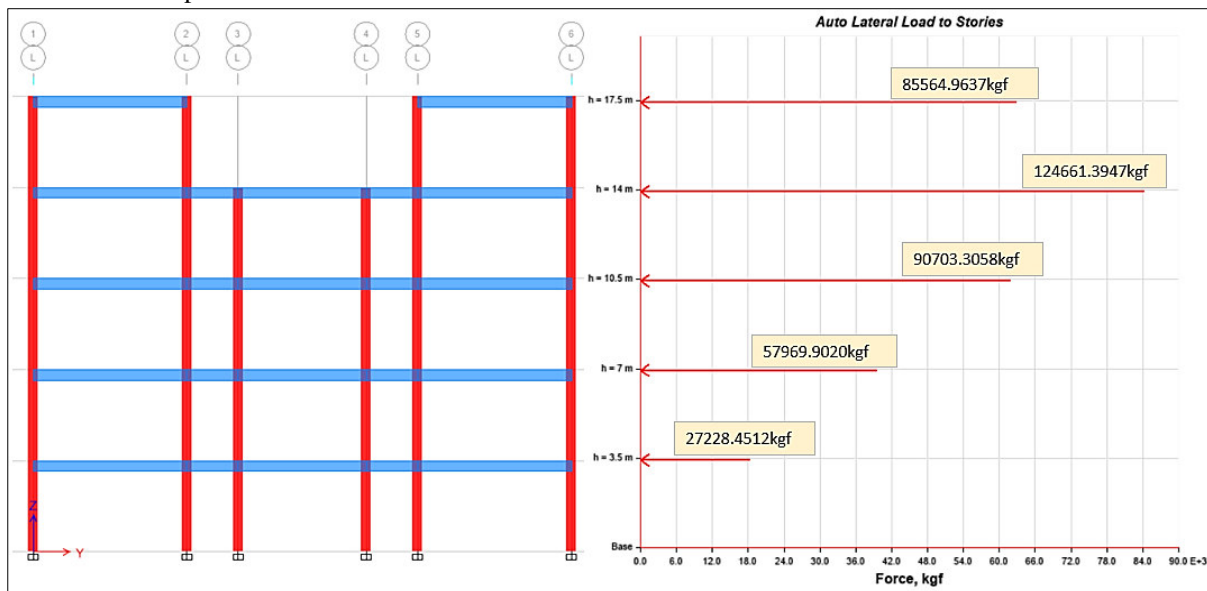


Figura 113. Distribución de fuerzas sísmicas laterales en el eje Y.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

5.2.1.5. Derivas inelásticas máximas de piso (Δ_M)

Una vez cumplidos los requerimientos sísmicos se procede a verificar las derivas de piso máximas admisibles.

- Deriva máxima en el eje X

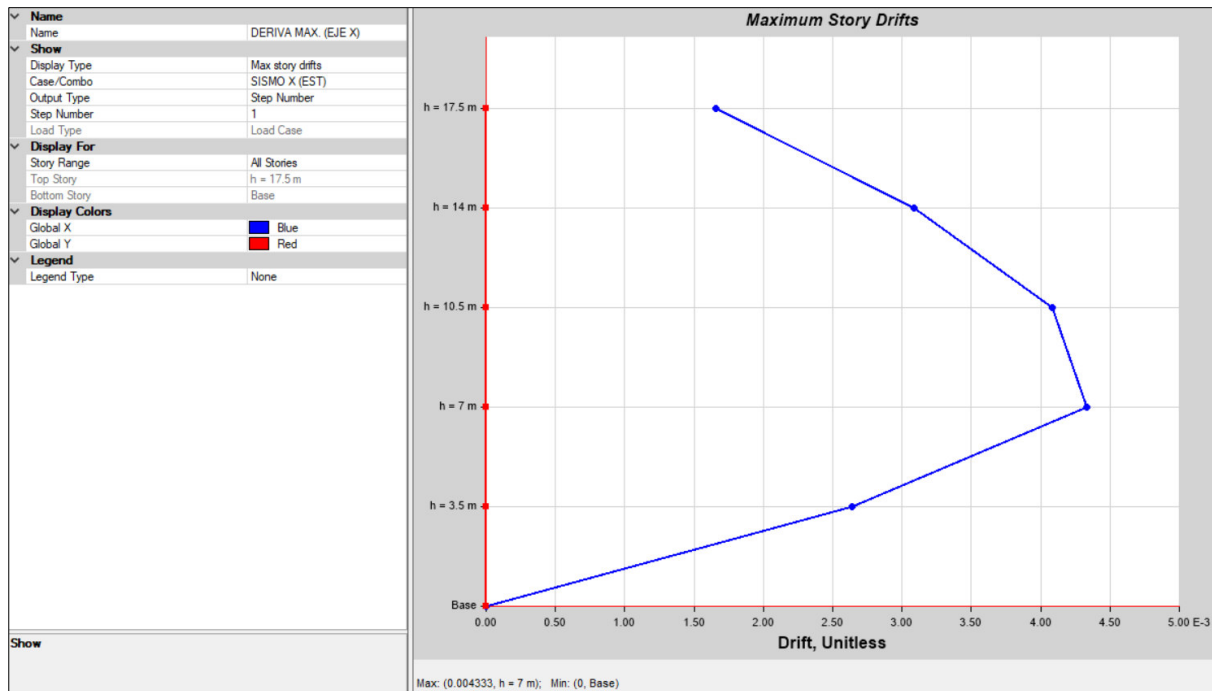


Figura 114. Deriva máxima por sismo en el sentido X.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.9})$$

Dónde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica.

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales.

R = Factor de reducción de resistencia.

$$\Delta_M = 0.75 * 6 * 0.004333$$

$$\Delta_M = 0.01949$$

Se comprueba que $\Delta_M \leq \Delta_M \text{ admisible}$.

Dónde:

$$\Delta_M \text{ admisible} = 0.02 \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 4.2.2})$$

$$0.01949 \leq 0.02 \quad \text{CUMPLE}$$

- Deriva máxima en el eje Y

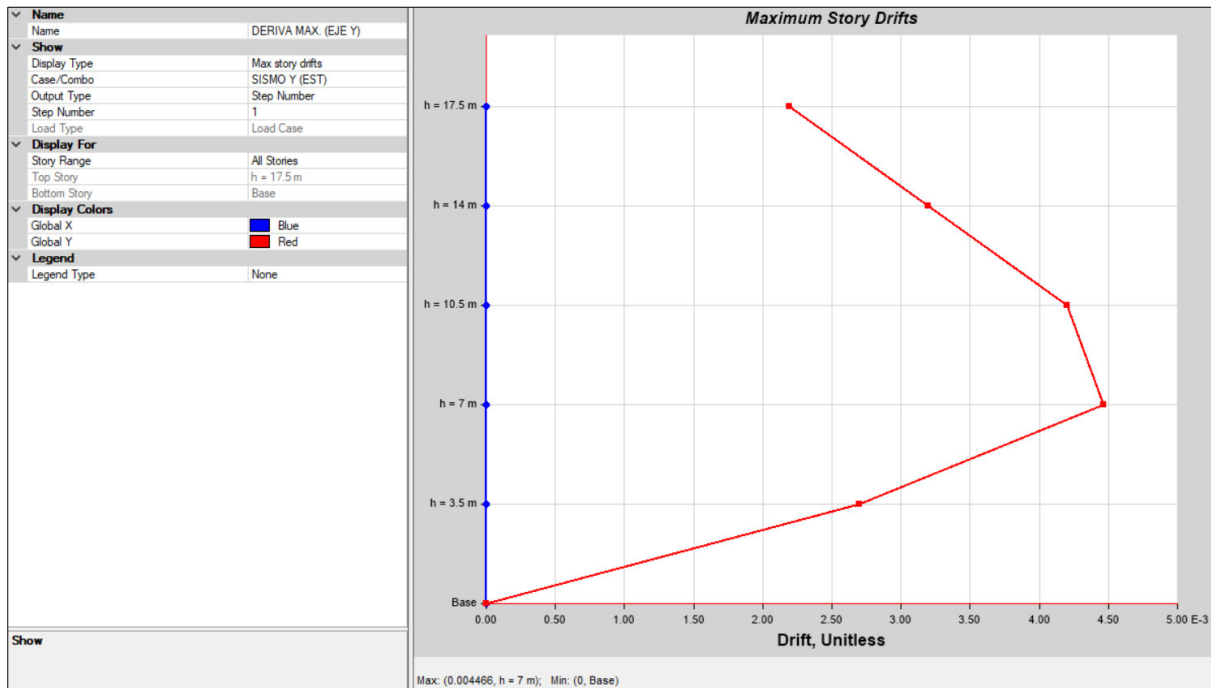


Figura 115. Deriva máxima por sismo en el sentido Y.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \quad (\text{NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 6.3.9})$$

Dónde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica.

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales.

R = Factor de reducción de resistencia.

$$\Delta_M = 0.75 * 6 * 0.0044$$

$$\Delta_M = 0.02$$

Se comprueba que $\Delta_M \leq \Delta_M$ admisible.

Dónde:

$$\Delta_M \text{ admisible} = 0.02$$

(NEC-SE-DS, 2015, Capítulo 4.2.2)

$$0.02 \leq 0.02$$

CUMPLE

Resumen de derivas en cada piso de la edificación

Tabla 56

Derivas de piso de la edificación.

Piso	Altura	Carga	Dirección	Δ_E	Δ_M	$\Delta_{M\text{admisible}}$	$\Delta_M \leq \Delta_{M\text{admisible}}$
5	17.5m	SISMO X (EST)	X	0.001659	0.007466	0.02	CUMPLE
		SISMO Y (EST)	Y	0.002213	0.009959	0.02	CUMPLE
4	14m	SISMO X (EST)	X	0.003084	0.013878	0.02	CUMPLE
		SISMO Y (EST)	Y	0.003205	0.014423	0.02	CUMPLE
3	10.5m	SISMO X (EST)	X	0.00408	0.018360	0.02	CUMPLE
		SISMO Y (EST)	Y	0.004203	0.018914	0.02	CUMPLE
2	7m	SISMO X (EST)	X	0.004333	0.019499	0.02	CUMPLE
		SISMO Y (EST)	Y	0.004466	0.020000	0.02	CUMPLE
1	3.5m	SISMO X (EST)	X	0.002643	0.011894	0.02	CUMPLE
		SISMO Y (EST)	Y	0.002697	0.012137	0.02	CUMPLE

Elaboración: Propia

Tabla 57

Desplazamientos laterales Δ_x y derivas de piso elásticas Δ_ε en el sentido X.

Piso	Altura	Carga	Δ_x (mm)	$\Delta_\varepsilon = \Delta_x - \Delta_{x-1}$ (mm)
5	h = 17.5m	SISMO X (EST)	55.2966	5.8065
4	h = 14m	SISMO X (EST)	49.4901	10.7934
3	h = 10.5m	SISMO X (EST)	38.6967	14.2815
2	h = 7m	SISMO X (EST)	24.4152	15.1652
1	h = 3.5m	SISMO X (EST)	9.2500	9.2500
base	h = 0m	SISMO X (EST)	0.0000	0.0000

Elaboración: Propia

Tabla 58

Desplazamientos laterales Δ_x y derivas de piso elásticas Δ_ε en el sentido Y.

Piso	Altura	Carga	Δ_x (mm)	$\Delta_\varepsilon = \Delta_x - \Delta_{x-1}$ (mm)
5	h = 17.5m	SISMO Y (EST)	58.7412	7.7452
4	h = 14m	SISMO Y (EST)	50.9960	11.2159
3	h = 10.5m	SISMO Y (EST)	39.7801	14.7099
2	h = 7m	SISMO Y (EST)	25.0702	15.6315
1	h = 3.5m	SISMO Y (EST)	9.4387	9.4387
base	h = 0m	SISMO Y (EST)	0.0000	0.0000

Elaboración: Propia

El desplazamiento máximo que ocurre en la edificación es producido por la carga de SISMO Y (EST) en el piso 2 y es igual a 15.6315 mm, obtenido este valor se procede a determinar la deriva de piso máxima según el método de ASCE 7-16.

$$\Delta = \frac{Cd\Delta_{\varepsilon-max}}{I} \quad (\text{ASCE/SEI, 2016, Capítulo 12.12.2})$$

Dónde:

$C_d = 5.5$, Factor de amplificación de flexión. (ASCE/SEI, 2016, Tabla 12.2 – 1).

$\Delta_{\varepsilon-max}$ = Desplazamiento máximo ocurrido en edificación.

$I = 1.3$, Factor de importancia. (NEC – SE – DS, 2015, Tabla 6).

$$\Delta = \frac{5.5 * 15.6315 \text{ mm}}{1.3}$$

$$\Delta = 66.1332 \text{ mm}$$

La deriva máxima admisible es:

$$\Delta_{max} = 0.020 h_{sx}$$

Dónde:

$h_{sx} = 3500 \text{ mm}$, altura de entrepiso.

$$\Delta_{max} = 0.020 * 3500 \text{ mm}$$

$$\Delta_{max} = 70 \text{ mm}$$

Entonces,

$$66.1332 \text{ mm} \leq 70 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.1.6. Chequeo de estabilidad estructural

Para evaluar los efectos en pórticos resistentes a momento, la (ASCE 7-16, sección 12.8.7), brinda un método que se basa en el coeficiente de estabilidad estructural θ , que debe ser chequeado para cada piso. No es necesario tener en cuenta los efectos P-delta cuando el coeficiente de estabilidad es igual o menor que 0.10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I}{V_x h_{sx} C_d}$$

Dónde;

P_x = Carga vertical de cada piso. (kgf)

V_x = Cortante sísmico de cada piso. (kgf)

h_{sx} = Altura de entre piso. (mm)

$C_d = 5.5$, Factor de amplificación de flexión. (ASCE/SEI, 2016, Tabla 12.2 – 1)

$I = 1.3$, Factor de importancia. (NEC – SE – DS, 2015, Tabla 6)

$\beta = 1$, Razón de corte y capacidad de corte de cada nivel analizado.

Δ = Deriva de piso máxima ocurrida en cada nivel. (mm)

El valor máximo de θ se calcula con la siguiente ecuación;

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta C_d} \quad (\text{ASCE/SEI, 2016, 12.8.7})$$

Dónde;

$\beta = 1$, Razón de corte y capacidad de corte de cada nivel analizado.

En la norma ASCE 7-16, no se establece factores de carga gravitacionales para calcular P_x , pero en la sección 12.8.7, se indica que ningún factor de carga individual puede exceder el valor de 1.0. Entonces para nuestro análisis se utilizará la siguiente combinación de carga $1C_M + 1C_V + 1C_{VC}$. A continuación, se indica el chequeo de estabilidad estructural por piso.

Tabla 59

Chequeo de estabilidad estructural en sentido X

Piso	Δ_ε (mm)	Δ (mm)	P_x (kgf)	V_x (kgf)	h_{sx} (mm)	θ (rad)	$\theta/(\theta + 1)$ (rad)	θ_{max} (rad)	θ_{max} P – D (rad)	Chequeo
5	5.8065	24.5659	254798.8158	81733.9902	3000	0.0060	0.0060	0.0909	0.1000	CUMPLE
4	10.793	45.6643	732584.4971	204732.1858	3500	0.0110	0.0109	0.0909	0.1000	CUMPLE
3	14.281	60.4217	1210370.179	294710.8211	3500	0.0168	0.0165	0.0909	0.1000	CUMPLE
2	15.165	64.1604	1688400.653	352216.2425	3500	0.0208	0.0203	0.0909	0.1000	CUMPLE
1	9.2500	39.1346	2171591.128	379232.1973	3500	0.0151	0.0149	0.0909	0.1000	CUMPLE

Elaboración: Propia

Tabla 60

Chequeo de estabilidad estructural en sentido Y.

Piso	Δ_ε (mm)	Δ (mm)	P_x (kgf)	V_x (kgf)	h_{sx} (mm)	θ (rad)	$\theta/(\theta + 1)$ (rad)	θ_{max} (rad)	θ_{max} P – D (rad)	Chequeo
5	7.7452	32.7681	254798.8158	81733.9902	3500	0.0069	0.0069	0.0909	0.1000	CUMPLE
4	11.215	47.4518	732584.4971	204732.1858	3500	0.0115	0.0113	0.0909	0.1000	CUMPLE
3	14.709	62.2341	1210370.179	294710.8211	3500	0.0173	0.0170	0.0909	0.1000	CUMPLE
2	15.631	66.1332	1688400.653	352216.2425	3500	0.0214	0.0210	0.0909	0.1000	CUMPLE
1	9.4387	39.9329	2171591.128	379232.1973	3500	0.0154	0.0152	0.0909	0.1000	CUMPLE

Elaboración: Propia

No se requiere un rediseño por estabilidad y tampoco se necesita incluir los efectos P-Delta en el diseño. Una vez cumplidos todos los requerimientos sísmicos procedemos al diseño de los elementos estructurales de la edificación.

5.2.2. Vigas secundarias

El cálculo y diseño estructural en el rango plástico de todos los elementos se basa principalmente en la configuración que tiene la edificación, debido a que la mayoría de tableros tienen las mismas dimensiones, se toma en consideración el análisis el tablero C – D – 1 – 2, el cual corresponde a las aulas.



Figura 116. Vista en planta malla de columnas y tablero C-D – 1-2 a analizar.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

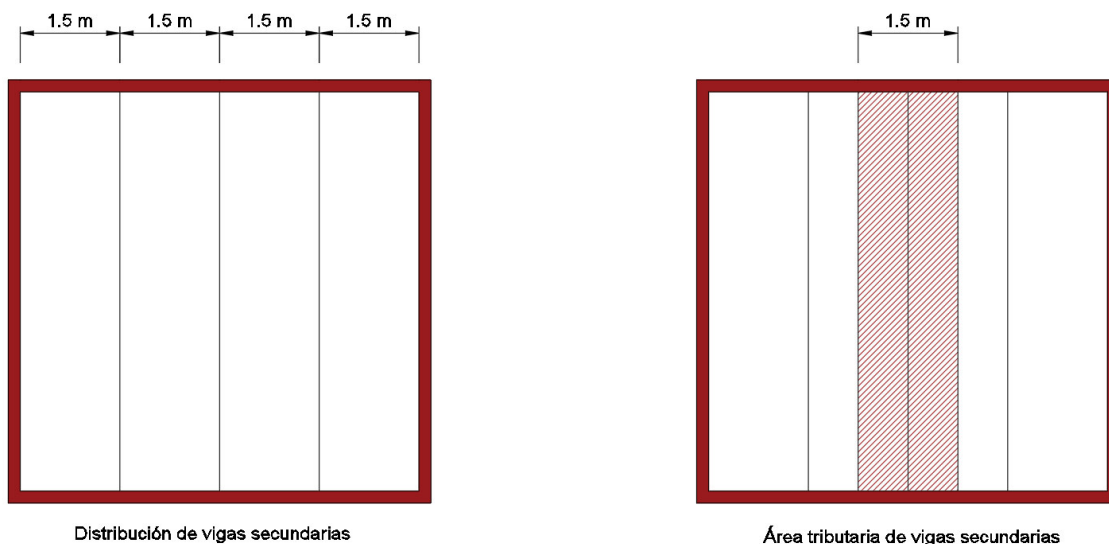


Figura 117. Distribución de vigas secundarias en tablero C-D – 1-2.

Elaboración: Propia

La distribución de las vigas principales se realiza con una separación como se indica en la figura 116.

$$S = 1.5 \text{ m}$$

La combinación de carga más desfavorable para el diseño de las vigas secundarias es:

$$C_u = 1.2C_M + 1.6C_V + 0.5C_{VC}$$

En el diseño de las vigas secundarias se tomarán en cuenta las vigas de mayor longitud, las cuales se consideran que son las más desfavorables, debido a que las vigas de mayor longitud se encuentran destinadas en los tableros que servirán para el uso de aulas, la carga se tiene que es igual a: $C_u = 850.04 \frac{kgf}{m^2}$

A partir de los resultados del análisis estructural, se presentan a continuación las solicitaciones máximas producidas por la combinación de carga más desfavorable.

Cortante:

$$V_u = \frac{C_u L}{2}$$

$$P_v = \text{Peso de la viga.} \left(\frac{kgf}{m} \right) = 22.4 \frac{kgf}{m}$$

$$C_u = 850.04 \frac{kgf}{m^2} * 1.5m + 1.2 \left(22.4 \frac{kgf}{m} \right) = 1301.94 \frac{kgf}{m}$$

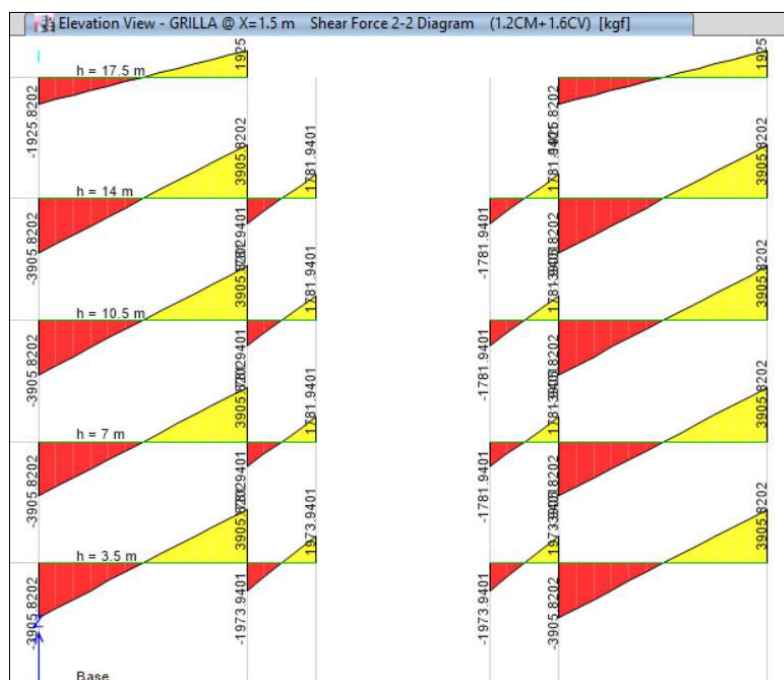


Figura 118. Diagrama de fuerzas cortantes de vigas secundarias.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_u = \frac{1301.94 \frac{kgf}{m} * 6m}{2} = 3905.82 \text{ kgf}$$

Flexión:

$$M_u = \frac{C_U * L^2}{8}$$

$$C_U = 1301.94 \frac{kgf}{m}$$

$$M_u = \frac{1301.94 \text{ kgf/m} * 6m^2}{8} = 5858.73 \text{ kgf} - m$$

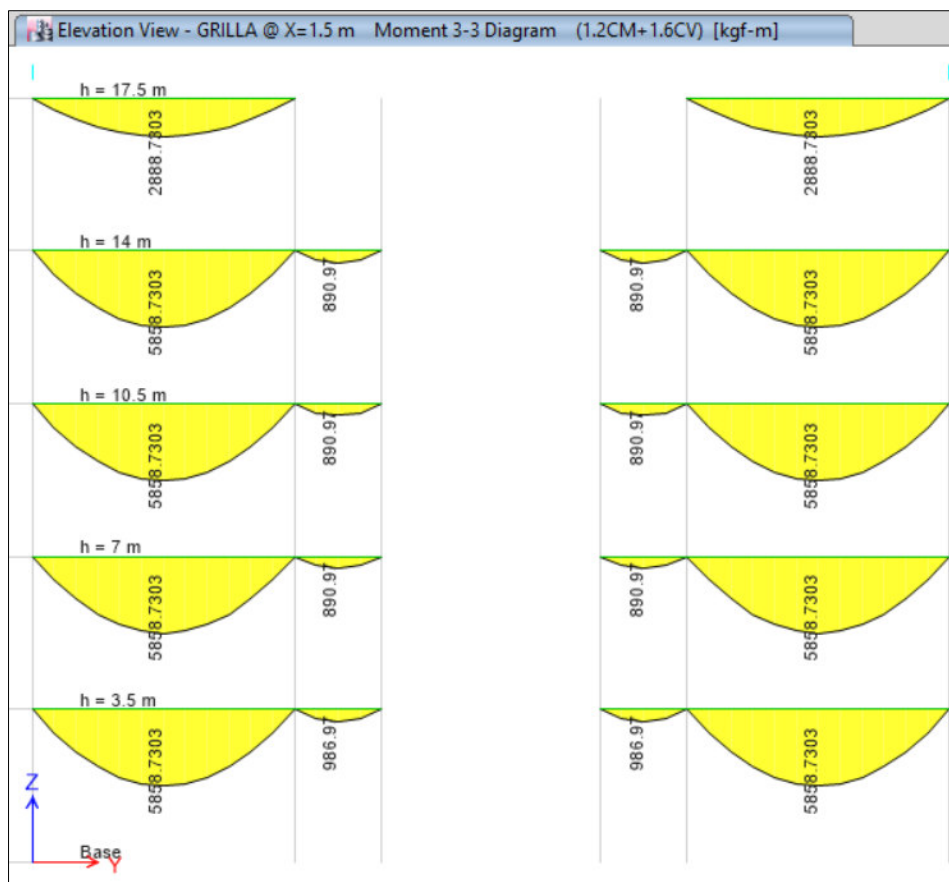


Figura 119. Diagrama de momentos flectores en vigas secundarias.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$M_u = 5858.73 \text{ kgf} - m$$

Momento máximo por carga de construcción, se produce antes que el hormigón fragüe y la sección trabaje de manera compuesta:

$$M_{ucons} = \frac{C_{cons} * L^2}{8}$$

$$C_{cn} = 120 \frac{kgf}{m^2}$$

ASCE/SEI 37 (ASCE, 2014)

$$P_p = P_{p,L} * S + P_v$$

$$P_p = 223.7 \frac{kgf}{m^2} * 1.5m + 22.4 \frac{kgf}{m} = 357.95 \frac{kgf}{m}$$

$$C_{cons} = 1.2 * 357.95 \frac{kgf}{m} + 1.6 \left(120 \frac{kgf}{m^2} * 1.5m \right)$$

$$C_{cons} = 717.54 \frac{kgf}{m}$$

$$M_{ucons} = \frac{717.54 \frac{kgf}{m} * 6m^2}{8} = 3228.93 \text{ kgf} - m$$

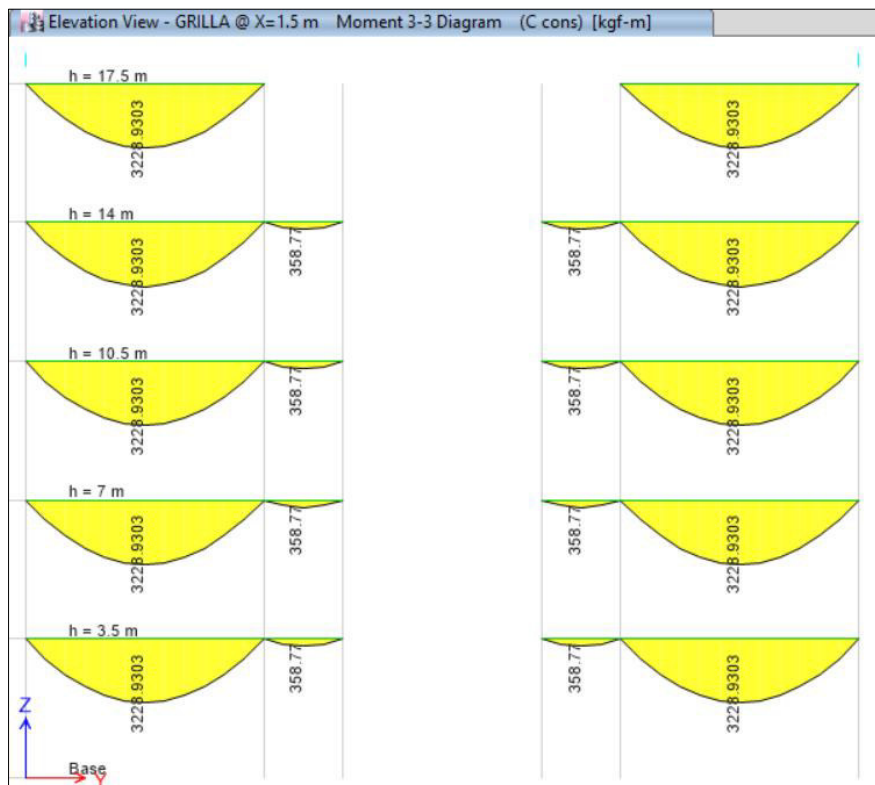


Figura 120. Diagrama de momentos flectores por cargas de construcción en vigas secundarias.

Fuente: ETABS 2016

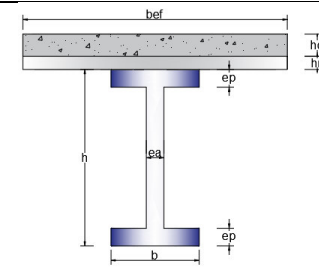
Elaboración: Propia

$$M_{ucons} = 3228.93 \text{ kgf} - m$$

5.2.2.1. Propiedades del perfil

Tabla 61

Propiedades de la sección compuesta.

Sección Compuesta		
Datos del Material:		
Perfil IPE 200		
Acero	A36	Tipo de acero
F_y	2530 kgf /cm ²	Esfuerzo de fluencia mínimo
F_u	4080 kgf /cm ²	Esfuerzo de fractura
E_s	2039000 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad
R_y	1.5	Relación entre F_{ye}/F_y *(F_{ye} = Esfuerzo de fluencia esperado)
Losa de hormigón		
F_c	210 kgf /cm ²	Esfuerzo máximo de compresión.
E_c	218819.7889 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad
Placa colaborante		
Acero	G90 (Z275)	Tipo de acero
F_y	2600 kgf /cm ²	Esfuerzo de fluencia
E_s	2039000 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad
Datos de la Sección:		
h	200 mm	Altura total
b	100 mm	Ancho patín
e_p	8.5 mm	Espesor patín
e_a	5.6 mm	Espesor alma
h_c	65 mm	Espesor losa
h_r	55 mm	Altura de onda (P.C.)
		
Propiedades del Perfil IPE 200:		
A_s	27.248 cm ²	Área sección
P_v	22.4 kgf /m	Peso
I_x	1940 cm ⁴	Inercia eje fuerte (x)
I_y	142 cm ⁴	Inercia eje débil (y)
r_x	84.379 mm	Radio de giro x
r_y	22.828 mm	Radio de giro y
J	5.2 cm ⁴	Constante Torsional
S_x	194 cm ³	Módulo de sección elástico en x
S_y	28.4 cm ³	Módulo de sección elástico en y
Z_x	209.7 cm ³	Módulo de sección plástico en x
Z_y	43.9 cm ³	Módulo de sección plástico en y

Elaboración: Propia

La resistencia de compresión del hormigón de acuerdo la norma (ANSI/AISC 360 – 16, p. 140) no deberá ser menor que 210kgf/cm².

5.2.2.2. Estados límites de resistencia

5.2.2.2.1. Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local

Se verifica que el patín y el alma del perfil sean compactos, es decir, que la relación ancho-espesor de la sección no supere las máximas relaciones definidas en (ANSI/AISC-360-16, Tabla B4.1)

Relación ancho espesor del patín:

$$\lambda = \frac{b}{2e_p}$$

$$\lambda = \frac{100mm}{2 * 8.5mm} = 5.8823$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{lim} = 0.38 \sqrt{\frac{2039000kgf/cm^2}{2530kgf/cm^2}} = 10.7877$$

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$5.8823 < 10.787 \quad \text{CUMPLE, PATÍN COMPACTO}$$

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda = \frac{h - 2e_p}{e_a}$$

$$\lambda = \frac{200mm - 2 * 8.5mm}{5.6mm} = 32.6785$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{lim} = 3.76 \sqrt{\frac{2039000 kgf/cm^2}{2530 kgf/cm^2}} = 106.742$$

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$35.7142 < 106.742 \quad \text{CUMPLE, ALMA COMPACTA}$$

5.2.2.2.2. Sección Completamente Compuesta

En el tablero C – D – 1 – 2, se indica la distribución de las vigas secundarias, las cuales se encuentran ubicadas cada 1.5 m.

Procedimiento:

1. Se determina el ancho efectivo b_{eff} de la sección compuesta, tomando el menor de los siguientes valores:

$$b_{eff} = \frac{L}{8} = \frac{600 \text{ cm}}{8} = 75 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = \frac{S}{2} = \frac{150 \text{ cm}}{2} = 75 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = 75 \text{ cm}$$

Este valor, está medido desde el centro hasta el extremo del bloque de distribución de esfuerzos, por lo cual se deberá multiplicar por 2 para obtener el ancho efectivo b_{ef} .

$$b_{ef} = b_{eff} * 2$$

$$b_{ef} = 75 \text{ cm} * 2 = 150 \text{ cm}$$

2. Se encuentra la ubicación del eje neutro plástico de la sección, ENP

$$T = A_s F_y$$

$$T = 27.248 \text{ cm}^2 * \frac{2530 \text{ kgf}}{\text{cm}^2} = 68937.44 \text{ kgf}$$

$$C = 0.85 * F'_c * b_{ef} * a \quad a = hc \text{ (asumido)}$$

$$C = 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 150 \text{ cm} * 6.5 \text{ cm} = 174037.5 \text{ kgf}$$

Entonces,

$$C > T$$

$$174037.5 \text{ kgf} > 68937.44 \text{ kgf} \quad \text{ENP localizado en la losa.}$$

3. Se calcula la Resistencia de diseño a Flexión.

$$M_n = A_s F_y \left(\frac{h}{2} + h_r + h_c - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 * F'_c * b_{ef}}$$

$$a = \frac{27.248 \text{ cm}^2 * 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 150 \text{ cm}} = 2.57469 \text{ cm}$$

$$M_n = (27.248 \text{ cm}^2) \left(2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) \left(\frac{20 \text{ cm}}{2} + 5.5 \text{ cm} + 6.5 \text{ cm} - \frac{2.57469 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 1427877.263 \text{ kgf} - \text{cm} = 14278.7726 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 14278.7726 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 12850.8954 \text{ kgf} - \text{m}$$

Entonces,

$$\phi M_n > M_u$$

$$12850.8954 \text{ kgf} - \text{m} > 5858.73 \text{ kgf} - \text{m} \quad \text{CUMPLE}$$

4. Diseño de conectores de cortante.

Resistencia nominal

$$Q_{n1} = 0.5 A_{sc} \sqrt{F'_c * E_c} \quad \text{o} \quad Q_{n2} = R_g R_p A_{sc} F_u \quad (\text{ANSI/AISC 360} - 16, \text{ p. 158})$$

$$A_{sc} = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi * (1.3 \text{ cm})^2}{4} = 1.32732 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 15100 \sqrt{210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 218819.7889 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$R_g = 1 \quad R_p = 0.75$$

$$Q_{n1} = 0.5 * 1.32732 \text{ cm}^2 \sqrt{210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 218819.7889 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 4498.8295 \text{ kgf}$$

$$Q_{n2} = 1 * 0.75 * 1.32732 \text{ cm}^2 * 4220 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 4200.9769 \text{ kgf}$$

El valor de la resistencia de conectores Q_n de corte es la mínima de las dos expresiones calculadas.

$$Q_n = 4200.9769 \text{ kgf}$$

Número de conectores

Para la determinación del número de conectores requeridos se tiene la siguiente expresión:

$$N = \frac{V_h}{Q_n}$$

$$V_h = \text{Menor de } A_s F_y \text{ ó } 0.85 * f'_c * b_{ef} * h_c$$

$$V_h = 27.248 \text{ cm}^2 * 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ ó } 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 150\text{cm}(6.5\text{cm})$$

$$V_h = 68937.44 \text{ kgf} \text{ ó } 174037.5 \text{ kgf}$$

$$V_h = 68937.44 \text{ kgf}$$

$$N = \frac{68937.44 \text{ kgf}}{4200.9769 \text{ kgf}}$$

$$N = 16.41 \rightarrow 17$$

Este número de conectores está especificado desde el punto donde se produce el momento máximo en la viga hasta donde su valor es nulo, es decir, se debe multiplicar por 2 para obtener el número total de conectores para que la sección sea completamente compuesta.

$$N_{total} = 17 * 2 = 34 \text{ conectores}$$

La separación mínima entre conectores es igual a 4 veces el diámetro del conector, $S_{c-min.} = 4 * D = 4 * 13\text{mm} = 52\text{mm}$, como la separación entre conectores para que la viga trabaje completamente compuesta es igual a $S_c = \frac{L}{N_{total}} = \frac{6000\text{mm}}{34} = 176\text{mm}$, entonces se puede diseñar de manera completamente compuesta.

5.2.2.2.3. Sección Parcialmente Compuesta

Por lo general el diseño en sección completamente compuesta tienen una mayor capacidad resistente frente a las solicitaciones, pudiéndose optimizar el diseño disminuyendo el número de conectores de cortante logrando que las vigas trabajen de manera parcialmente compuesta.

Procedimiento:

1. Se determina el ancho efectivo b_{ef} de la sección compuesta, igual al de sección completamente compuesta.

$$b_{ef} = 150 \text{ cm}$$

2. Se determina el número de conectores a utilizar.

Como se indica en el capítulo anterior, en la sección parcialmente compuesta no se utilizan el número total de conectores, por tal motivo, se tiene que el número total a emplearse estará en función del porcentaje mínimo de trabajo compuesto entre el perfil de acero y la losa de hormigón.

$$\%_{\text{mín. comp.}} = 25 \%$$

$$V_{h-\text{mín.}} = 0.25 * 68937.44 \text{ kgf} = 17234.36 \text{ kgf}$$

$$N = \frac{V_{h-\text{mín.}}}{Q_n}$$

$$N = \frac{17234.36 \text{ kgf}}{4200.9769 \text{ kgf}} = 4.10 \rightarrow 5$$

$$N_{\text{total}} = 2 * 5 = 10 \text{ conectores}$$

3. Se encuentra la ubicación del eje neutro plástico de la sección, ENP

$$\Sigma Q_n = Q_n * \frac{N_{\text{total}}}{2}$$

$$\Sigma Q_n = 4200.9769 \text{ kgf} * 5$$

$$\Sigma Q_n = 21004.8848 \text{ kgf}$$

$$a = \frac{\Sigma Q_n}{0.85 * f'c * b_{ef}}$$

$$a = \frac{21004.8848 \text{ kgf}}{0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 150 \text{ cm}} = 0.78449 \text{ cm}$$

$$C = 0.85 * F'_c * b_{ef} * a + A_p * F_y$$

$$A_p = \text{Área patín} = b * e_p = 10\text{cm} * 0.85\text{cm} = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$C = 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 150\text{cm}(0.78449 \text{ cm}) + 8.5\text{cm}^2 \left(2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) = 42509.88483 \text{ kgf}$$

$$T = A_s * F_y - A_p * F_y$$

$$T = 27.248\text{cm}^2 * \frac{2530\text{kgf}}{\text{cm}^2} - 8.5\text{cm}^2 \left(2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) = 47432.44 \text{ kgf}$$

Entonces,

$$T > C$$

47432.44 kgf > 42509.88483 kgf ENP localizado en el alma del perfil.

4. Se calcula la Resistencia de diseño a Flexión.

Debido a que se conoce que el ENP se encuentra ubicado en el alma del perfil, \bar{y} se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\bar{y} = \frac{A_s}{2 * e_a} - \frac{\sum Q_n}{2 * e_a * F_y} - \frac{b * e_p}{e_a} + e_p$$

$$\bar{y} = \frac{27.248 \text{ cm}^2}{2 * 0.56 \text{ cm}} - \frac{21004.8848 \text{ kgf}}{2 * 0.56 \text{ cm} * 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} - \frac{10 * 0.85 \text{ cm}}{0.56 \text{ cm}} + 0.85 \text{ cm} = 2.5872 \text{ cm}$$

$$M_n = \sum Q_n \left(h_c + h_r - \frac{a}{2} + \bar{y} \right) + C_p \left(\bar{y} - \frac{e_p}{2} \right) + C_a \left(\frac{\bar{y} - e_p}{2} \right) + T(h - \bar{y} - \bar{y}_t)$$

Donde;

$$C_p = \text{Fuerza de Compresión del patín} = b * e_p * F_y$$

$$C_p = (10 \text{ cm})(0.85 \text{ cm}) \left(2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) = 21505 \text{ kgf}$$

$$C_a = \text{Fuerza de Compresión del alma} = (\bar{y} - e_p) * e_a * F_y$$

$$C_a = (2.5872 \text{ cm} - 0.85 \text{ cm})(0.56 \text{ cm}) \left(2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) = 2461.2775 \text{ kgf}$$

$$T = C = \sum Q_n + C_p + C_a$$

$$T = 21004.8848 \text{ kgf} + 21505 \text{ kgf} + 2461.2775 \text{ kgf} = 44971.1624 \text{ kgf}$$

$$\bar{y}_t = \text{Centro de gravedad de la zona a Tensión} = \frac{b * e_p^2 + e_a(h - \bar{y} + e_p)(h - \bar{y} - e_p)}{2[(b * e_p) + (e_a(h - \bar{y} - e_p))]}$$

$$\bar{y}_t = \frac{10\text{cm} * (0.85\text{cm})^2 + 0.56\text{cm}(20\text{cm} - 2.5872\text{cm} + 0.85\text{cm})(20\text{cm} - 2.5872\text{cm} - 0.85\text{cm})}{2[(10\text{cm} * 0.85\text{cm}) + (0.56\text{cm}(20\text{cm} - 2.5872\text{cm} - 0.85\text{cm}))]}$$

$$\bar{y}_t = 4.9680 \text{ cm}$$

$\phi = 0.9$, Coeficiente de reducción de resistencia por flexión.

$$\begin{aligned} M_n &= 21004.8848\text{kgf} * \left(6.5\text{cm} + 5.5\text{cm} - \frac{0.78449\text{cm}}{2} + 2.5872\text{cm}\right) \\ &+ 21505\text{kgf} \left(2.5872\text{cm} - \frac{0.85\text{cm}}{2}\right) + 2461.2775\text{kgf} \left(\frac{2.5872\text{cm} - 0.85\text{cm}}{2}\right) \\ &+ 44971.1624\text{kgf}(20\text{cm} - 2.5872\text{cm} - 4.9680\text{cm}) \end{aligned}$$

$$M_n = 906454.717 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 906454.717 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\phi M_n = 815809.2452\text{kgf} - \text{cm} = 8158.0925 \text{ kgf} - \text{m}$$

Entonces,

$$\phi_n > M_u$$

$$8158.0925 \text{ kgf} - \text{m} > 5858.73 \text{ kgf} - \text{m} \quad \text{CUMPLE}$$

5. Resistencia de diseño a Flexión, sección precompuesta.

Es la resistencia del perfil de acero antes que el hormigón haya fraguado, y se determina con la siguiente combinación de carga $1.2(P_p) + 1.6(C_{cn} * S)$ en la cual se incluye una carga de construcción.

$$M_{ncons} = M_p = F_y * Z_x$$

$$Z_x = \left[A_p * h_p + \frac{A_a * h_a}{4} \right]$$

$$M_{ncons} = 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * \left[8.5 \text{ cm}^2 * 19.15 \text{ cm} + \frac{10.248 \text{ cm}^2 * 18.30 \text{ cm}}{4} \right]$$

$$M_{ncons} = 530438.788 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\phi M_{ncons} = 0.9 * 530438.788 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\phi M_{ncons} = 477394.91 \text{ kgf} - \text{cm} = 4773.9491 \text{ kgf} - \text{m}$$

Entonces,

$$\phi M_{ncons} > M_{ucons}$$

$$4773.9491 \text{ kgf} - \text{m} > 3228.93 \text{ kgf} - \text{m} \quad \text{CUMPLE}$$

6. Resistencia de Diseño a Corte

La resistencia nominal de corte, V_n , es:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (\text{ANSI/AISC-360-16, Capítulo G.2.1})$$

$$A_w = 20 \text{ cm} * 0.56 \text{ cm} = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * 2530 \text{ kgf/cm}^2 * 11.2 \text{ cm}^2 * 1 = 17001.6 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n = 17001.6 \text{ kgf}$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_u$$

$$17001.6 \text{ kgf} > 3905.82 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

Además, se determina si es necesario colocar atiesadores transversales cumpliendo la siguiente condición:

Si $h/e_a \leq 2.46 \sqrt{E/F_y}$ no se requiere de atiesadores transversales.

$$\frac{20 \text{ cm}}{0.56 \text{ cm}} \leq 2.46 \sqrt{\frac{2039000 \text{ kgf/cm}^2}{2530 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$35.714 < 69.8366$$

Entonces, no se requiere atiesadores transversales.

5.2.2.3. Condiciones de servicio

5.2.2.3.1. Deflexión antes del fraguado del hormigón

Esta deflexión, deberá ser $\Delta_{af} \leq \frac{L}{360}$. (ACI-318S, 2014, Tabla 24.2.2)

$$\Delta_{af} = \frac{5P_p L^4}{384E_s I_x}$$

$$P_p = \left(223.7 \frac{kgf}{m^2}\right) (1.5 m) + \left(22.4 \frac{kgf}{m}\right)$$

$$P_p = 335.55 \frac{kgf}{m} + 22.4 \frac{kgf}{m} = 357.95 \frac{kgf}{m} = 3.5795 \frac{kgf}{cm}$$

$$\Delta_{af} = \frac{5 * 3.5795 \frac{kgf}{cm} * (600 cm)^4}{384 * 2039000 \frac{kgf}{cm^2} * 1940 cm^4}$$

$$\Delta_{af} = 1.527 cm = 15.3 mm$$

$$\frac{L}{360} = \frac{600 cm}{360} = 1.667 cm = 16.7 mm$$

Entonces,

$$\Delta_{af} < \frac{L}{360}$$

$$15.3 mm < 16.7 cm \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.2.3.2. Deflexión después del fraguado del hormigón

Esta deflexión, deberá ser $\Delta_{df} \leq \frac{L}{240}$

$$\Delta_{df} = \frac{5C_{df} L^4}{384E_s I_{ef}}$$

$$I_{ef} = I_x + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C_c}} (I_{tr} - I_x)$$

$$C_{df} = \left(200 \frac{kgf}{m^2} + 218 \frac{kgf}{m^2}\right) * 1.5m = 627 \frac{kgf}{m} = 6.27 \frac{kgf}{cm}$$

Cálculo de la inercia de sección transformada I_{tr}

$$I_{tr} = I_c + I_x + A_c \left(\bar{y}_{st} - \frac{h_c}{2} \right)^2 + A_s \left(\bar{y}_{st} - h_c - h_r - \frac{h}{2} \right)^2$$

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

$$E_s = 2039000 \frac{kgf}{cm^2} \quad E_c = 218819.7889 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\eta = \frac{2039000 \frac{kgf}{cm^2}}{218819.7889 \frac{kgf}{cm^2}} = 9.31817$$

$$b_{eq} = \frac{b_{ef}}{\eta} = \frac{150 \text{ cm}}{9.31817} = 16.0976 \text{ cm}$$

$$A_c = b_{eq} * h_c$$

$$A_c = 16.0976 \text{ cm} * 6.5 \text{ cm} = 104.6343 \text{ cm}^2$$

$$\bar{y}_{st} = \frac{A_c * \frac{h_c}{2} + A_s \left(h_c + h_r + \frac{h_r}{2} \right)}{A_c + A_s}$$

$$\bar{y}_{st} = \frac{104.6343 * \frac{6.5}{2} + 27.248 \left(6.5 + 5.5 + \frac{20}{2} \right)}{104.6343 + 27.248} = 7.1239 \text{ cm}$$

$$I_c = \frac{(16.0976 \text{ cm})(6.5 \text{ cm})^3}{12} = 368.4002 \text{ cm}^4$$

$$I_{tr} = 368.4002 + 1940 + 104.6343 \left(7.1239 - \frac{6.5}{2} \right)^2 + 27.248 \left(7.1239 - 6.5 - 5.5 - \frac{20}{2} \right)^2$$

$$I_{tr} = 9908.5945 \text{ cm}^4$$

$$I_{ef} = I_x + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C_c}} (I_{tr} - I_x)$$

$$I_{ef} = 1940 \text{ cm}^4 + \sqrt{\frac{21004.8848 \text{ kgf}}{68937.44 \text{ kgf}}} (9908.5945 \text{ cm}^4 - 1940 \text{ cm}^4)$$

$$I_{ef} = 6338.5983 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_{df} = \frac{5 \left(6.27 \frac{kgf}{cm} \right) (600 \text{ cm})^4}{384 \left(2039000 \frac{kgf}{cm^2} \right) (6338.5983 \text{ cm}^4)}$$

$$\Delta_{df} = 0.8186 \text{ cm} = 8.2 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{240} = \frac{600}{240} \text{ cm} = 2.5 \text{ cm} = 25 \text{ mm}$$

Entonces,

$$\Delta_{df} < \frac{L}{240}$$

$$8.2 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.2.3.3. Deflexión por carga viva

Esta deflexión, deberá ser $\Delta_{cv} \leq \frac{L}{360}$

$$\Delta_{cv} = \frac{5C_v L^4}{384E_s I_{ef}}$$

$$C_v = 200 \frac{kgf}{m^2} * 1.5m = 300 \frac{kgf}{m} = 3 \frac{kgf}{cm}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5 * 3 \frac{kgf}{cm} * (600 \text{ cm})^4}{384 * 2039000 \frac{kgf}{cm^2} * 6338.5983 \text{ cm}^4}$$

$$\Delta_{cv} = 0.3917 \text{ cm} = 3.9 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{360} = \frac{600 \text{ cm}}{360} = 1.667 \text{ cm} = 16.7 \text{ mm}$$

Entonces,

$$\Delta_{cv} < \frac{L}{360}$$

$$3.9 \text{ mm} < 16.7 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.2.3.4. Deflexión total

Esta deflexión, deberá ser $\Delta_T \leq \frac{L}{240}$

$$\Delta_T = \Delta_{af} + \Delta_{df}$$

$$\Delta_T = 1.527 \text{ cm} + 0.8186 \text{ cm} = 2.345 \text{ cm} = 23.5 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{240} = \frac{600 \text{ cm}}{240} = 2.5 \text{ cm} = 25 \text{ mm}$$

Entonces,

$$\Delta_T \leq \frac{L}{240}$$

$$23.5 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

A continuación se presenta el resumen de resultados del diseño de la viga con sección compuesta, el mismo que ha sido programado en una hoja de Excel, esta hoja de cálculo ha sido realizada con el objetivo de optimizar de manera sustancial la elección del perfil de acero, ya que, en dicha hoja de cálculo se han cargado todos los perfiles de acero existentes en nuestro medio (IPE, IPN, HEB, DOBLE C, DOBLE G), y obteniendo como resultado el perfil con menor peso.

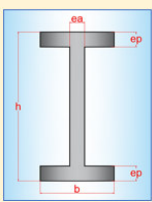
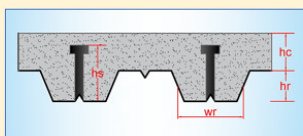
REPORTE DE RESULTADOS																																																																			
PROPIEDADES DE LA SECCION <table border="1"> <tr><td>h</td><td>20</td><td>cm</td></tr> <tr><td>b</td><td>10</td><td>cm</td></tr> <tr><td>ep</td><td>0.85</td><td>cm</td></tr> <tr><td>ea</td><td>0.56</td><td>cm</td></tr> <tr><td>A</td><td>27.248</td><td>cm²</td></tr> <tr><td>Ix</td><td>1940</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Sx</td><td>194</td><td>cm³</td></tr> <tr><td>Zx</td><td>209.6596</td><td>cm³</td></tr> <tr><td>fy</td><td>2530</td><td>kg/cm²</td></tr> </table> 				h	20	cm	b	10	cm	ep	0.85	cm	ea	0.56	cm	A	27.248	cm ²	Ix	1940	cm ⁴	Sx	194	cm ³	Zx	209.6596	cm ³	fy	2530	kg/cm ²	PROPIEDADES DE LA PLACA COLABORANTE <table border="1"> <tr><td>hr</td><td>5.5</td><td>cm</td></tr> <tr><td>hc</td><td>6.5</td><td>cm</td></tr> <tr><td>wr</td><td>16.25</td><td>cm</td></tr> <tr><td>fc</td><td>210</td><td>kg/cm²</td></tr> <tr><td colspan="3">Conectores</td></tr> <tr><td>fu</td><td>4220</td><td>kg/cm²</td></tr> <tr><td>diametro</td><td>19</td><td>mm</td></tr> <tr><td>hs</td><td>10</td><td>cm</td></tr> </table> 				hr	5.5	cm	hc	6.5	cm	wr	16.25	cm	fc	210	kg/cm ²	Conectores			fu	4220	kg/cm ²	diametro	19	mm	hs	10	cm									
h	20	cm																																																																	
b	10	cm																																																																	
ep	0.85	cm																																																																	
ea	0.56	cm																																																																	
A	27.248	cm ²																																																																	
Ix	1940	cm ⁴																																																																	
Sx	194	cm ³																																																																	
Zx	209.6596	cm ³																																																																	
fy	2530	kg/cm ²																																																																	
hr	5.5	cm																																																																	
hc	6.5	cm																																																																	
wr	16.25	cm																																																																	
fc	210	kg/cm ²																																																																	
Conectores																																																																			
fu	4220	kg/cm ²																																																																	
diametro	19	mm																																																																	
hs	10	cm																																																																	
COMBINACIONES DE CARGA																																																																			
COMB. 1 1.2P _p + 1.6C _{const}				COMB. 2 1.2C _M + 1.6C _V																																																															
<table border="1"> <tr><th>Peso Propio</th><th>Carga de Const.</th><th>Factorizada</th></tr> <tr><td>357.95</td><td>180</td><td>717.54</td></tr> </table>		Peso Propio	Carga de Const.	Factorizada	357.95	180	717.54			<table border="1"> <tr><th>Peso Propio</th><th>Carga Muerta S.</th><th>Carga Viva</th><th>Factorizada</th></tr> <tr><td>357.95</td><td>327</td><td>300</td><td>1301.94</td></tr> </table>		Peso Propio	Carga Muerta S.	Carga Viva	Factorizada	357.95	327	300	1301.94																																																
Peso Propio	Carga de Const.	Factorizada																																																																	
357.95	180	717.54																																																																	
Peso Propio	Carga Muerta S.	Carga Viva	Factorizada																																																																
357.95	327	300	1301.94																																																																
CONTROL DE ESFUERZOS <table border="1"> <tr><th></th><th>Factorado</th><th>Diseño</th><th></th><th></th></tr> <tr><td>Cortante</td><td>3905.8200</td><td>17001.6000</td><td>kg</td><td>✓</td></tr> <tr><td>Momento Por Construcción</td><td>3228.9300</td><td>4773.9491</td><td>kg.m</td><td>✓</td></tr> <tr><td>Momento Completamente Compuesta</td><td>5858.7300</td><td>12850.8954</td><td>kg.m</td><td>✓</td></tr> <tr><td>Momento Parcialmente Compuesta</td><td>5858.7300</td><td>8332.0619</td><td>kg.m</td><td>✓</td></tr> </table>					Factorado	Diseño			Cortante	3905.8200	17001.6000	kg	✓	Momento Por Construcción	3228.9300	4773.9491	kg.m	✓	Momento Completamente Compuesta	5858.7300	12850.8954	kg.m	✓	Momento Parcialmente Compuesta	5858.7300	8332.0619	kg.m	✓	CONTROL DE DEFORMACIONES <table border="1"> <tr><th></th><th>Actual</th><th>Admisible</th><th></th><th></th></tr> <tr><td>Numero de Conectores de Cortante</td><td>5.0</td><td>17.0</td><td></td><td>✓</td></tr> <tr><td>Deflección Pre-compuesta</td><td>15.3</td><td>16.7</td><td>mm</td><td>✓</td></tr> <tr><td>Deflección Post-compuesta</td><td>8.0</td><td>25.0</td><td>mm</td><td>✓</td></tr> <tr><td>Deflección por Carga Viva</td><td>3.8</td><td>16.7</td><td>mm</td><td>✓</td></tr> <tr><td>Deflección total</td><td>23.3</td><td>25.0</td><td>mm</td><td>✓</td></tr> <tr><td>% Compuesto Real</td><td>32.54</td><td>25% Min.</td><td></td><td>✓</td></tr> </table>					Actual	Admisible			Numero de Conectores de Cortante	5.0	17.0		✓	Deflección Pre-compuesta	15.3	16.7	mm	✓	Deflección Post-compuesta	8.0	25.0	mm	✓	Deflección por Carga Viva	3.8	16.7	mm	✓	Deflección total	23.3	25.0	mm	✓	% Compuesto Real	32.54	25% Min.		✓
	Factorado	Diseño																																																																	
Cortante	3905.8200	17001.6000	kg	✓																																																															
Momento Por Construcción	3228.9300	4773.9491	kg.m	✓																																																															
Momento Completamente Compuesta	5858.7300	12850.8954	kg.m	✓																																																															
Momento Parcialmente Compuesta	5858.7300	8332.0619	kg.m	✓																																																															
	Actual	Admisible																																																																	
Numero de Conectores de Cortante	5.0	17.0		✓																																																															
Deflección Pre-compuesta	15.3	16.7	mm	✓																																																															
Deflección Post-compuesta	8.0	25.0	mm	✓																																																															
Deflección por Carga Viva	3.8	16.7	mm	✓																																																															
Deflección total	23.3	25.0	mm	✓																																																															
% Compuesto Real	32.54	25% Min.		✓																																																															

Figura 121. Reporte de resultados de vigas secundarias.

Elaboración: Propia

En la figura 120, se indica las deflexiones que se producen en las vigas secundarias con sección compuesta, con lo cual se demuestra que el valor indicado en el cálculo que se realiza manualmente coincide con el que se obtiene del software estructural ETABS 2016.

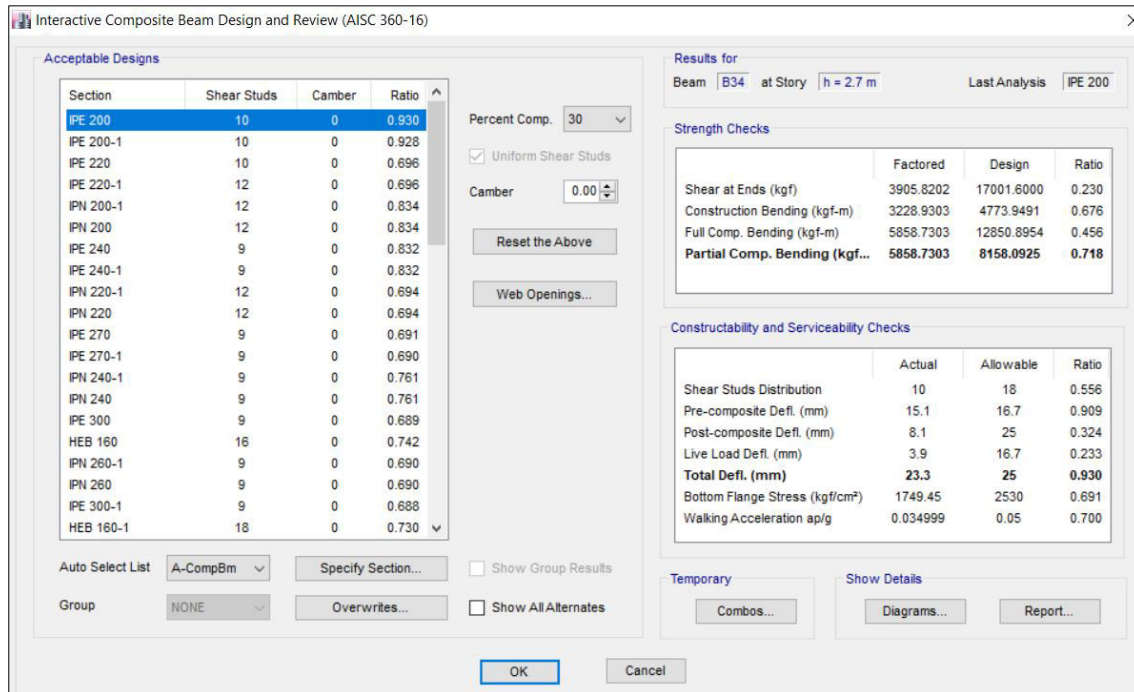


Figura 122. Deflexión en vigas secundarias.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

5.2.2.4. Requerimientos Adicionales

Arriostramiento lateral

Las vigas diseñadas con sección compuesta no requieren de arriostramiento lateral, ya que una vez, que el hormigón de la losa haya alcanzado su resistencia especificada, proporciona de arriostramiento lateral a la viga impidiendo el pandeo local.

5.2.3. Vigas principales

Para la verificación de las vigas principales en primer lugar se determina la resistencia requerida a corte y flexión. En este caso tenemos seis diferentes elementos como vigas principales, entre ellas las vigas diseñadas con conexión de sección reducida (RBS).

5.2.3.1. Viga W 400

Estas vigas forman parte del sistema principal de la estructura ya que se encuentran enlazadas directamente con las columnas y están distribuidas en toda la edificación. A continuación, se muestra la distribución de dichas vigas.

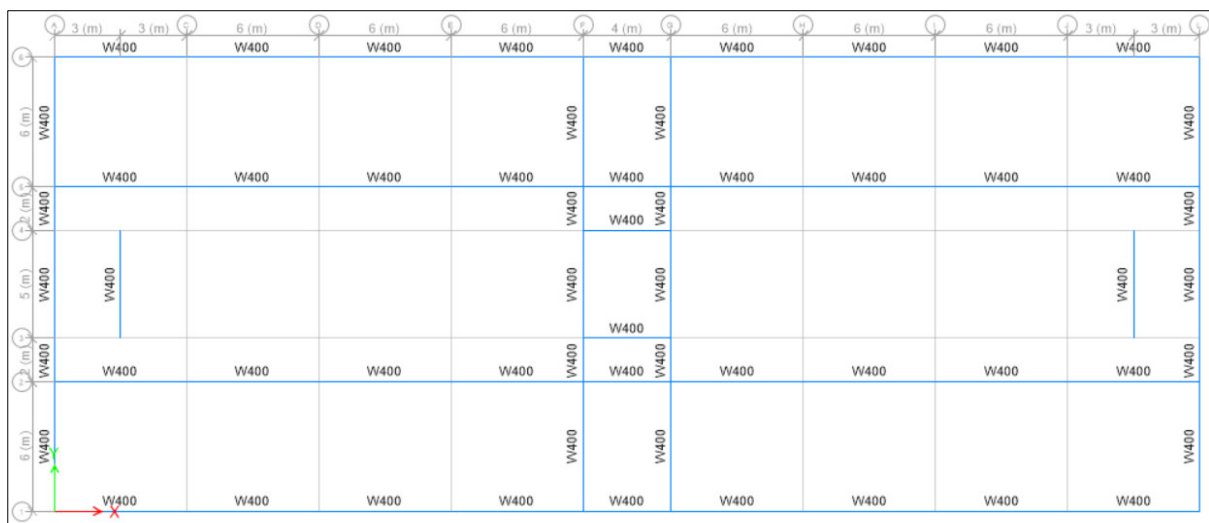


Figura 123. Distribución de vigas principales W 400 en el piso 1.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

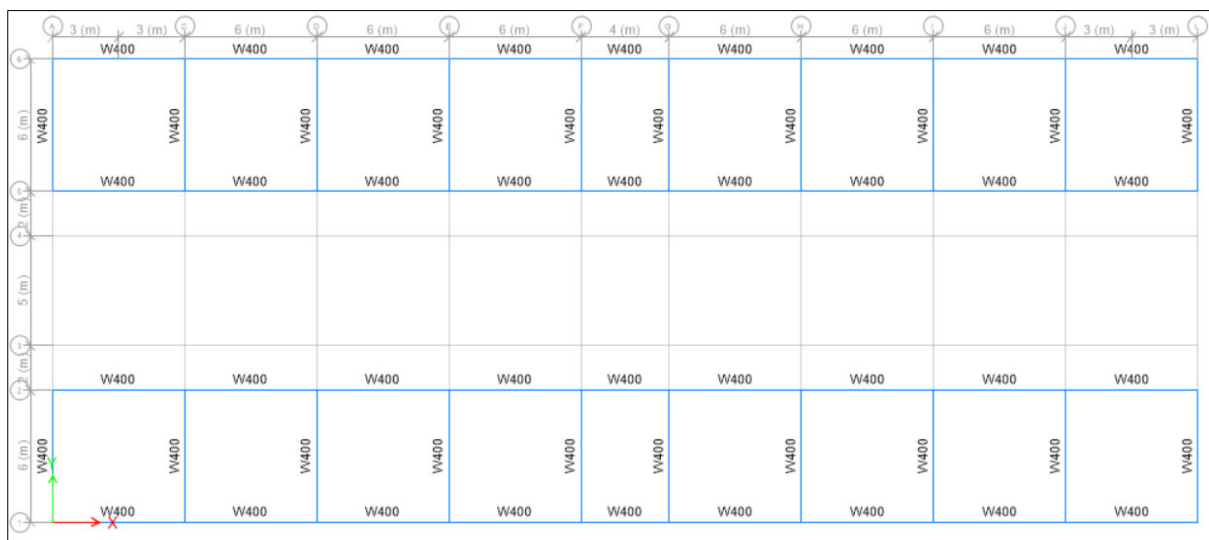


Figura 124. Distribución de vigas principales W 400 en el piso 5.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

A partir de los resultados del análisis estructural, se presentan a continuación las sollicitaciones máximas producidas por las diferentes combinaciones de carga.

Las vigas que están más esforzadas por cortante están ubicadas en los ejes A y L, entre los ejes 2-3 y 4-5 del segundo piso, y están afectadas por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + C_V \pm S_Y$

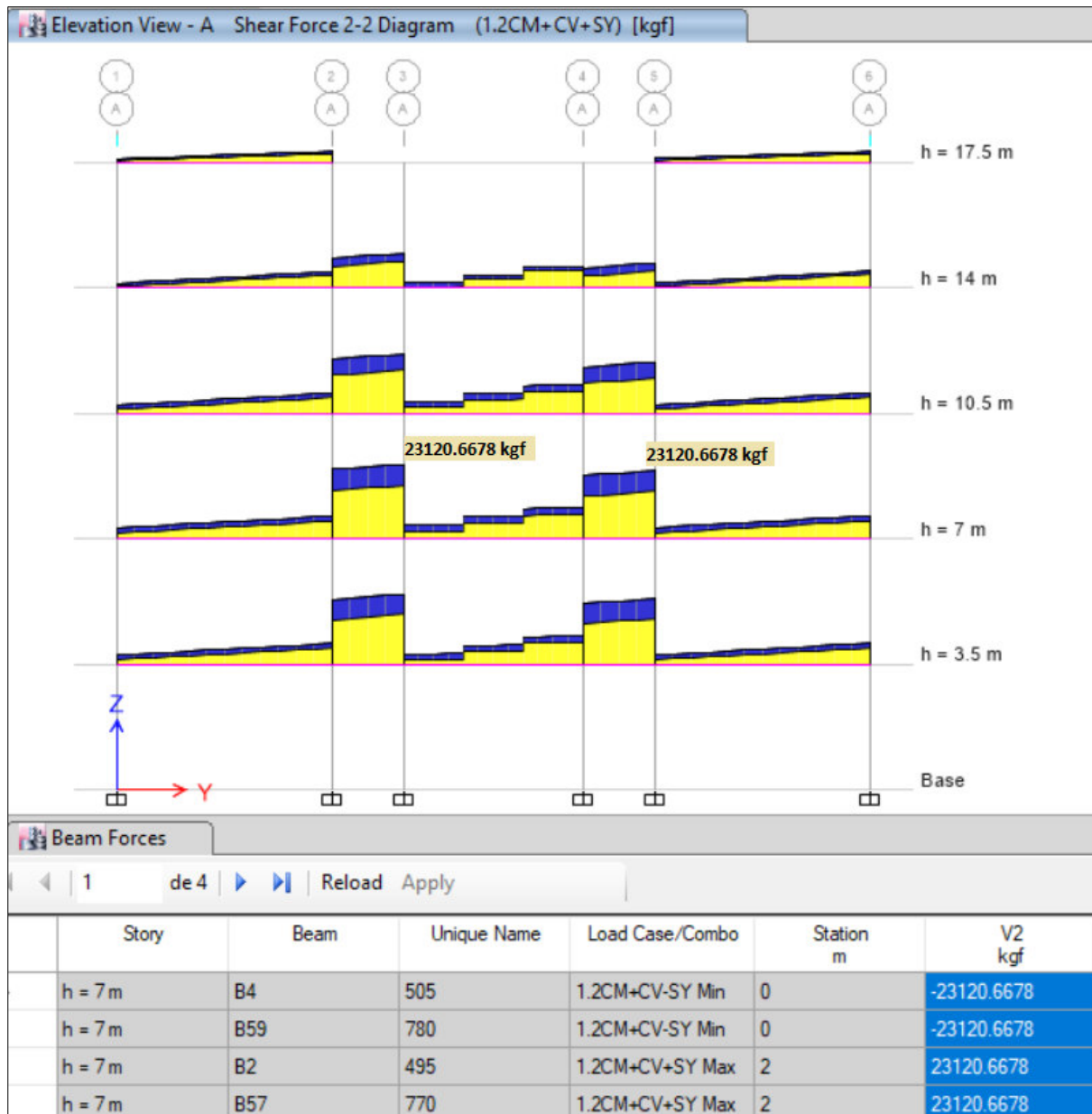


Figura 125. Diagrama de fuerzas cortantes de vigas W 400.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Como se indica en la figura 124, la fuerza cortante máxima es igual a:

$$V_u = 23120.6678 \text{ kgf}$$

Las vigas que soportan el máximo esfuerzo para flexión están localizadas en el segundo piso en los ejes A y L, entre los ejes 2-3 y 4-5, cuyo esfuerzo máximo es negativo (apoyos) y es provocado por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + C_V \pm S_Y$

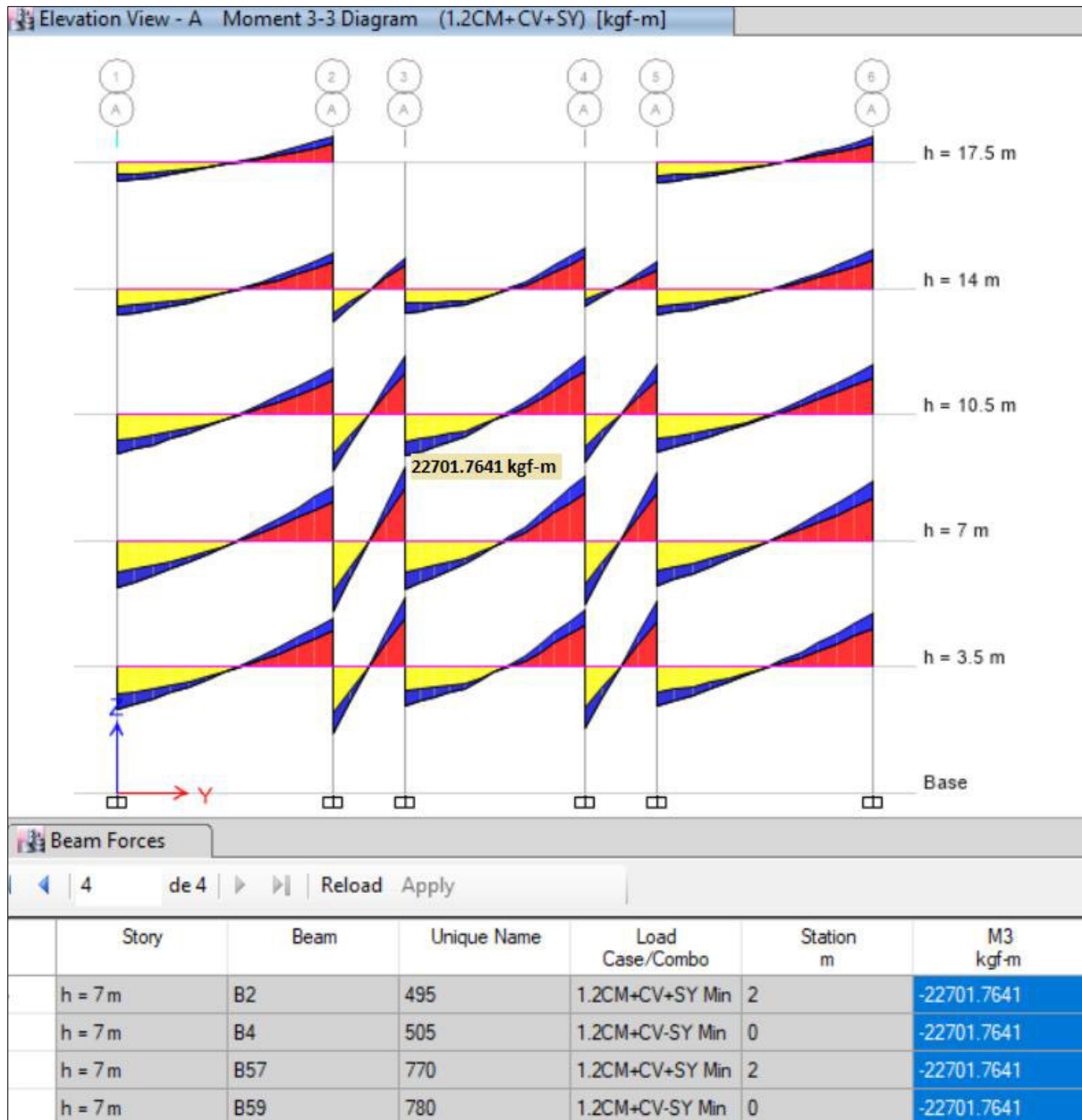


Figura 126. Diagrama de momentos flectores en viga W 400.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$M_u = 22701.7641 \text{ kgf} - \text{m}$$

5.2.3.1.1. Propiedades del Perfil

Tabla 62

Propiedades del perfil W 400

Datos del Material:		
Acero	A36	Tipo de acero
F_y	2530 kgf /cm ²	Esfuerzo de fluencia
F_u	4080 kgf /cm ²	Esfuerzo de fractura
E	2039000 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad
R_y	1.5	Relación entre F_{ye}/F_y
Datos de la Sección:		
h	400 mm	Altura total
b	180 mm	Ancho patín
e_p	12.5 mm	Espesor patín
e_a	6 mm	Espesor alma
Propiedades de la Sección:		
A	67.5 cm ²	Área sección
I_x	19535.2 cm ⁴	Inercia eje fuerte (x)
I_y	1215.68 cm ⁴	Inercia eje débil (y)
r_x	170.1205 mm	Radio de giro x
r_y	42.4382 mm	Radio de giro y
J	26.2 cm ⁴	Constante Torsional
S_x	976.8 cm ³	Módulo de sección elástico en x
S_y	135.1 cm ³	Módulo de sección elástico en y
Z_x	1082.8 cm ³	Módulo de sección plástico en x
Z_y	205.9 cm ³	Módulo de sección plástico en y

Elaboración: Propia

5.2.3.1.2. Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local

De acuerdo a la norma (ANSI/AISC-341-16) las secciones de los elementos de un pórtico no arriostrado tienen que ser sísmicamente compactos, es decir, que la relación ancho-espesor de la sección no supere las máximas relaciones para miembros de alta ductilidad definidas en (ANSI/AISC-341-16, Tabla D1.1)

Relación ancho espesor del patín:

$$\lambda = \frac{b}{2e_p}$$

$$\lambda = \frac{180mm}{2 * 12.5mm} = 7.2$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}} = 7.4174$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

7.2 < 7.4174 CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda = \frac{h - 2e_p}{e_a}$$

$$\lambda = \frac{400 \text{mm} - 2 * 12.5 \text{mm}}{6 \text{mm}} = 62.5$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a)$$

Para carga axial nula, $C_a = 0$

Como $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 3.96 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}}$$

$$\lambda_{lim} = 91.79$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

62.5 < 91.79 CUMPLE, ALMA SISMICAMENTE COMPACTA

El perfil W 400 satisface el requerimiento para elementos de alta ductilidad.

5.2.3.1.3. Resistencia de diseño a Flexión

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = \frac{2530 \text{kgf}}{\text{cm}^2} * 1082.8 \text{cm}^3 = 2739484 \text{kgf} - \text{cm} = 27394.84 \text{kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 27394.84 \text{kgf} - \text{m} = 24655.356 \text{kgf} - \text{m}$$

Entonces,

$$\phi M_n > M_u$$

$$24655.356 \text{kgf} - \text{m} > 22701.7641 \text{kgf} - \text{m} \text{ CUMPLE}$$

5.2.3.1.4. Resistencia de Diseño a Corte

La resistencia nominal de corte, V_n , es:

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

$$A_w = 40 \text{cm} * 0.6 \text{cm} = 24 \text{cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * \frac{2530 \text{kgf}}{\text{cm}^2} * 24 \text{cm}^2 * 1 = 36432 \text{kgf}$$

$$\phi V_n = 36432 \text{kgf}$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_u$$

$$36432 \text{kgf} > 23120.6678 \text{kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

Además, se determina si es necesario colocar atiesadores transversales cumpliendo la siguiente condición:

Si $h/e_a \leq 2.46 \sqrt{E/F_y}$ no se requiere de atiesadores transversales.

$$\frac{40}{0.6} \leq 2.46 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf}/\text{cm}^2}{2530 \text{kgf}/\text{cm}^2}}$$

$$66.666 < 69.8366$$

Entonces, no se requiere atiesadores transversales.

5.2.3.1.5. Deflexiones

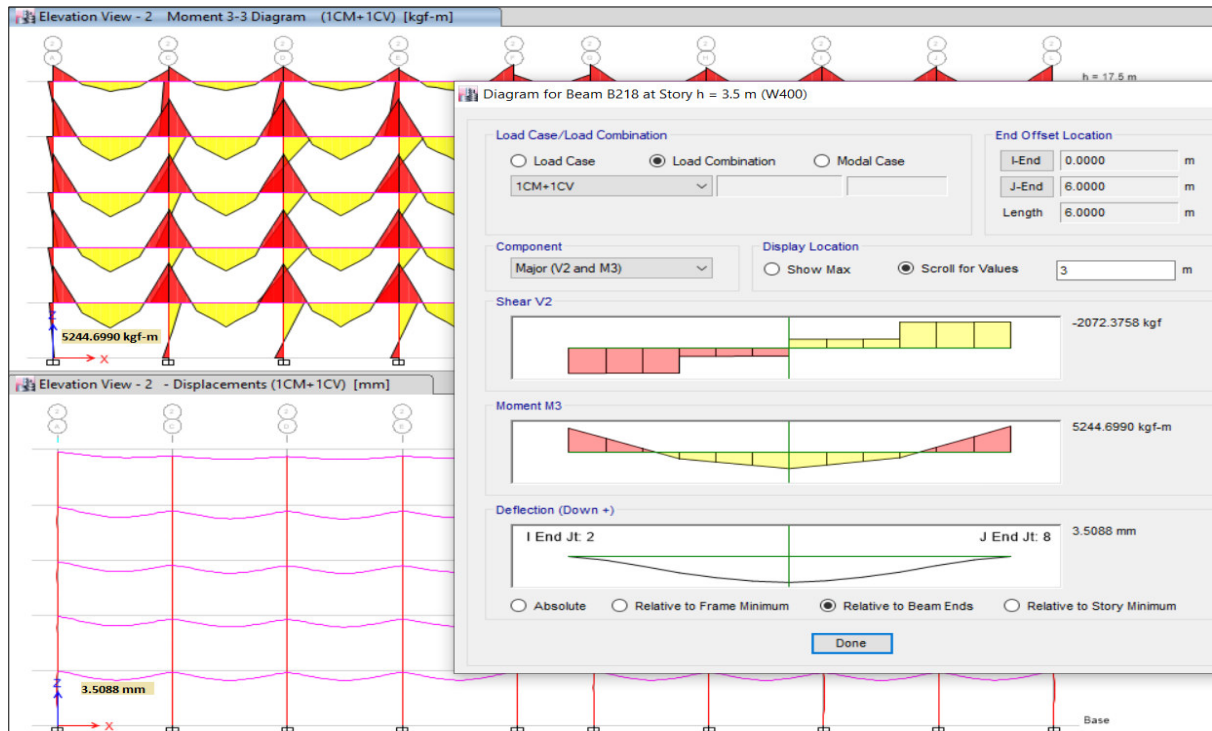


Figura 127. Deflexión en viga W 400.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$f = 3.5088\text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25\text{mm}$$

$$3.5088\text{mm} < 25\text{mm}$$

CUMPLE

5.2.3.1.6. Requerimientos Adicionales

Al diseñar una estructura como un pórtico especial no arriostrado, las vigas deben cumplir un requisito adicional. Se considerarán como zonas protegidas los extremos de las vigas y además se deberá proveer de arriostramiento lateral a los dos patines. El patín superior esta arriostrado por la losa de hormigón armado, mientras que se deberá disponer de arriostramientos en el patín inferior para asegurar su estabilidad lateral. La separación máxima entre arriostramientos es:

$$L_b = 0.095r_y E / (R_y F_y)$$

$$L_b = 0.095 * 4.2438\text{cm} * \frac{2039000\text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530\text{kgf/cm}^2} = 216.61\text{cm} = 2.16\text{m}$$

Para las vigas de 6m de longitud se colocará 2 arriostramientos cada 2m, y para las vigas de 4m se colocará un arriostramiento intermedio. Estos arriostramientos se ubicarán solo en las vigas principales que no estén arriostradas lateralmente por las vigas secundarias.

5.2.3.2. Viga W 400-200

Son vigas acarteladas o de sección variable y se encuentran ubicadas en los voladizos de los corredores.

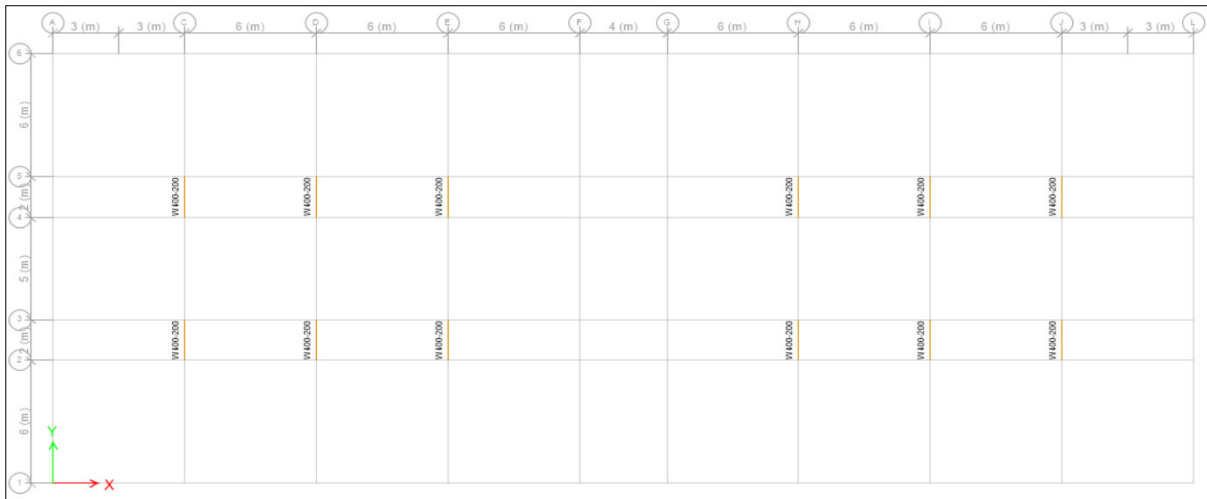


Figura 128. Distribución de vigas W 400-200.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Las vigas más esforzadas por cortante se ubican en los ejes D e I, entre los ejes 2-3 y 4-5 del primer piso, y están afectadas por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + 1.6C_V + 0.5C_{VC}$

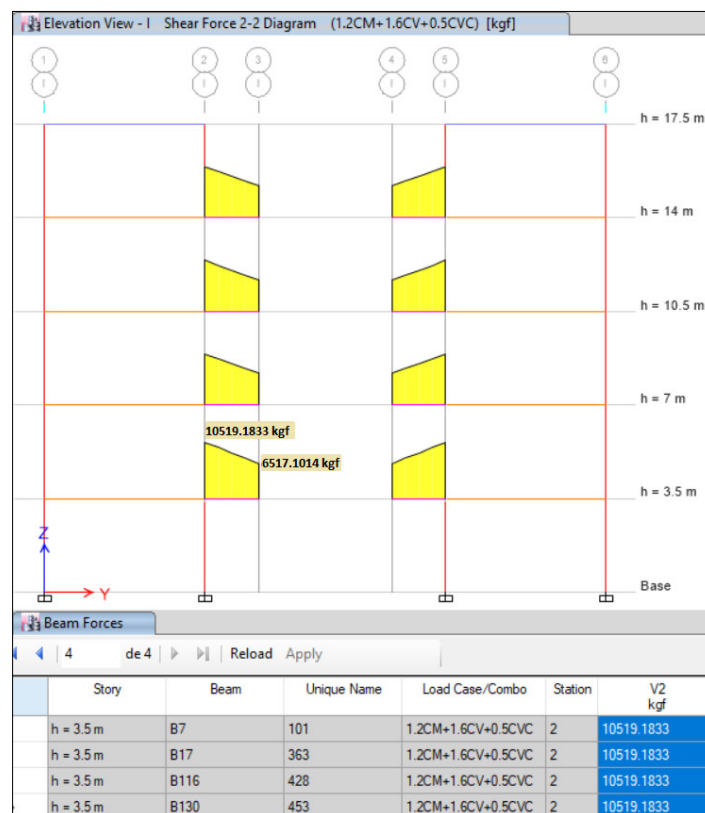


Figura 129. Diagrama de fuerzas cortantes en viga W 400-200.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_{u-apoyo} = 10519.1833 \text{ kgf}$$

$$V_{u-extremo} = 6517.1014 \text{ kgf}$$

Las vigas que soportan el máximo esfuerzo para flexión están localizadas en el primer piso en los ejes D e I, entre los ejes 2-3 y 4-5, cuyo esfuerzo máximo es negativo (apoyos) y es provocado por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + 1.6C_V + 0.5C_{VC}$

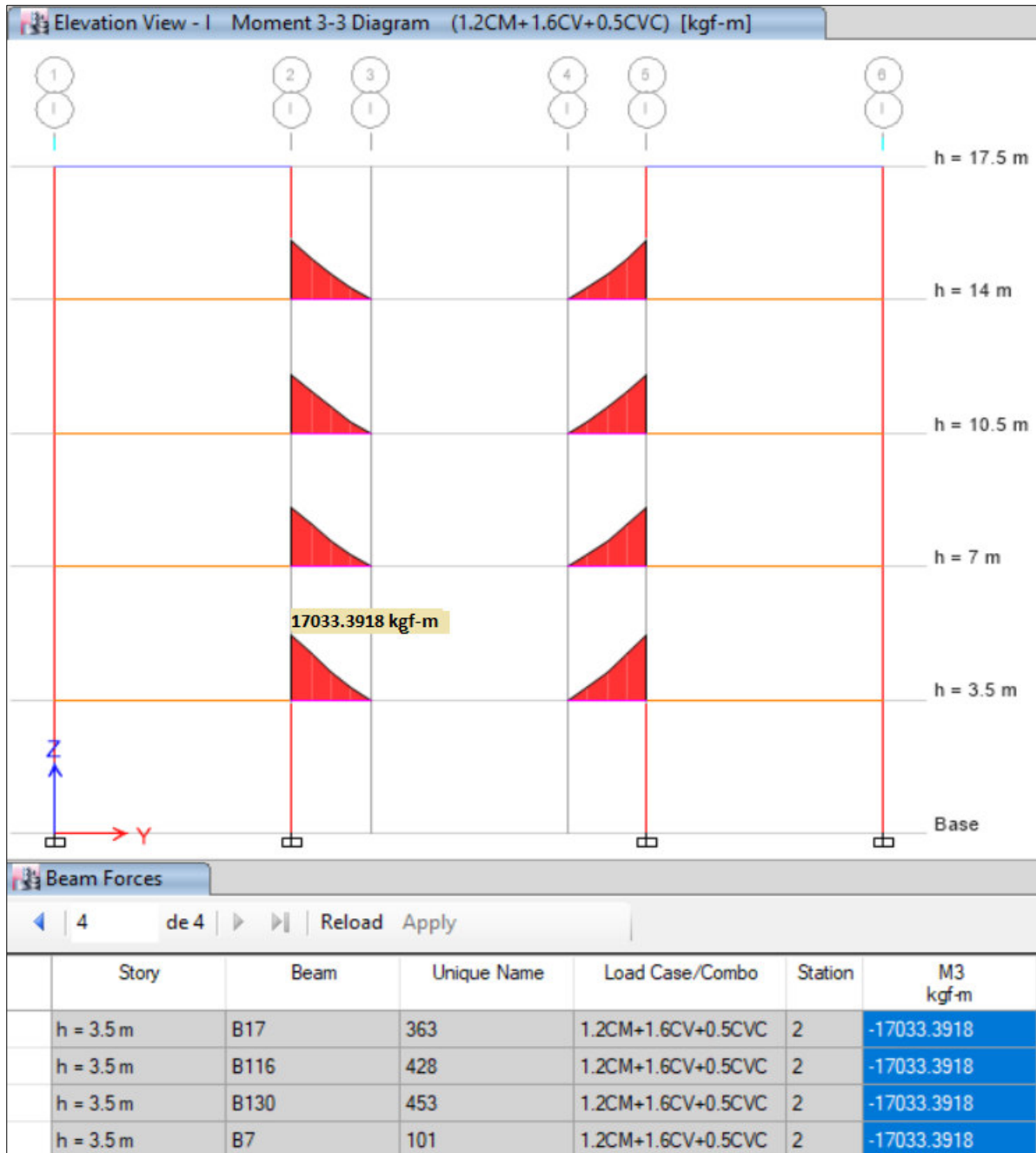


Figura 130. Diagrama de momentos flectores en viga W 400-200.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$M_u = 17071.7311 \text{ kgf} - m$$

5.2.3.2.1. Propiedades del Perfil

Tabla 63

Propiedades del perfil W 400-200.

Datos del Material:					
Acero	A36		Tipo de acero		
F_y	2530 kgf /cm ²		Esfuerzo de fluencia		
F_u	4080 kgf /cm ²		Esfuerzo de fractura		
E	2039000 kgf /cm ²		Módulo de elasticidad		
R_y	1.5		Relación entre F_{ye}/F_y		
Datos de la Sección:					
Apoyo:			Extremo:		
h	400 mm	Altura total	h	200 mm	Altura total
b	180 mm	Ancho patín	b	180 mm	Ancho patín
e_p	12.5 mm	Espesor patín	e_p	12.5 mm	Espesor patín
e_a	6 mm	Espesor alma	e_a	6 mm	Espesor alma
Propiedades de la Sección:					
Apoyo:					
A	67.5 cm ²		Área sección		
I_x	19535.2 cm ⁴		Inercia eje fuerte (x)		
I_y	1215.68 cm ⁴		Inercia eje débil (y)		
r_x	170.1205 mm		Radio de giro x		
r_y	42.4382 mm		Radio de giro y		
J	26.2 cm ⁴		Constante Torsional		
S_x	976.8 cm ³		Módulo de sección elástico en x		
S_y	135.1 cm ³		Módulo de sección elástico en y		
Z_x	1082.8 cm ³		Módulo de sección plástico en x		
Z_y	205.9 cm ³		Módulo de sección plástico en y		

Elaboración: Propia

5.2.3.2.2. Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local

De acuerdo a la norma (ANSI/AISC 341-16) las secciones de los elementos de un pórtico no arriostrado tienen que ser sísmicamente compactos, es decir, que la relación ancho-espesor de la sección no supere las máximas relaciones para miembros de alta ductilidad definidas en (ANSI/AISC-341-16, Tabla D1.1)

- **Sección en el apoyo**

Relación ancho espesor del ala:

$$\lambda = \frac{b}{2e_p}$$

$$\lambda = \frac{180mm}{2 * 12.5mm} = 7.2$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{2039000kgf/cm^2}{1.5 * 2530kgf/cm^2}} = 7.4174$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

7.2 < 7.4174 CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda = \frac{h - 2e_p}{e_a}$$

$$\lambda = \frac{400mm - 2 * 12.5mm}{6mm} = 62.5$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a)$$

Para carga axial nula, $C_a = 0$

Como $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 3.96 \sqrt{\frac{2039000 \text{gf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}}$$

$$\lambda_{lim} = 91.79$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

62.5 < 91.79 CUMPLE, ALMA SISMICAMENTE COMPACTA

- **Sección en el extremo**

Relación ancho espesor del ala:

$$\lambda = \frac{b}{2e_p}$$

$$\lambda = \frac{180 \text{mm}}{2 * 12.5 \text{mm}} = 7.2$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}} = 7.4174$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

7.2 < 7.4174 CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda = \frac{h - 2e_p}{e_a}$$

$$\lambda = \frac{200 \text{mm} - 2 * 12.5 \text{mm}}{6 \text{mm}} = 29.167$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (1 - 3.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y f_y}} (2.12 - C_a)$$

Para carga axial nula, $C_a = 0$

Como $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 3.96 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2}}$$
$$\lambda_{lim} = 91.79$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$29.167 < 91.79 \quad \text{CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO}$$

El perfil W 400-200 satisface el requerimiento para elementos de alta ductilidad.

5.2.3.2.3. Resistencia de diseño a Flexión

Al estar la viga en voladizo el máximo momento es negativo y se encuentra en el apoyo por lo que el valor de Z_x corresponde a la sección en ese punto.

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = \frac{2530 \text{kgf}}{\text{cm}^2} * 1082.8 \text{cm}^3 = 2739484 \text{kgf} - \text{cm} = 27394.84 \text{kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 27394.84 \text{kgf} - \text{m} = 24655.356 \text{kgf} - \text{m}$$

Entonces,

$$\phi M_n > M_u$$

$$24655.356 \text{kgf} - \text{m} > 17071.7311 \text{kgf} - \text{m} \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.3.2.4. Resistencia de Diseño a Corte

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

Corte en el apoyo:

$$A_w = 40\text{cm} * 0.6\text{cm} = 24\text{cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * \frac{2530\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 24\text{cm}^2 * 1 = 36432\text{kgf}$$

$$\phi V_n = 36432 \text{ kgf}$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_{u-\text{apoyo}}$$

$$36432 \text{ kgf} > 10519.1833 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

Corte en el extremo:

$$A_w = 20\text{cm} * 0.6\text{cm} = 12 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * 2530\text{kgf}/\text{cm}^2 * 12\text{cm}^2 * 1 = 18216\text{kgf}$$

$$\phi V_n = 18216 \text{ kgf}$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_{u-\text{extremo}}$$

$$18216 \text{ kgf} > 6517.1014 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

Además, se determina si es necesario colocar atiesadores transversales cumpliendo la siguiente condición:

Si $h/e_a \leq 2.46\sqrt{E/F_y}$ no se requiere de atiesadores transversales.

$$\frac{40}{0.8} \leq 2.46 \sqrt{\frac{2039000\text{kgf}/\text{cm}^2}{2530\text{kgf}/\text{cm}^2}}$$

$$50 < 69.8366$$

No se requiere atiesadores transversales.

5.2.3.2.5. Deflexiones

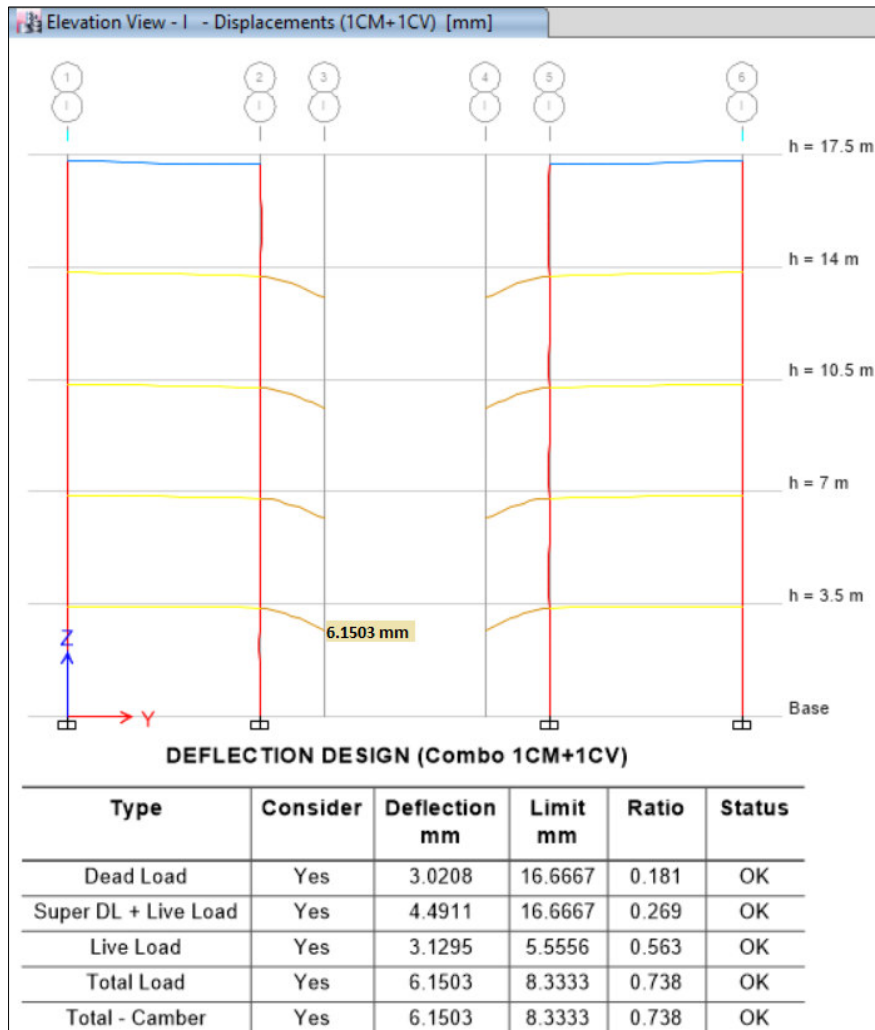


Figura 131. Deflexión en viga W 400-200.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$f = 6.1503 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{240} = \frac{2000}{240} = 8.33 \text{ mm}$$

$$6.1503 \text{ mm} < 8.33 \text{ mm}$$

CUMPLE

5.2.3.2.6. Requerimientos Adicionales

La separación máxima entre arriostramientos es:

$$L_b = 0.095 r_y E / (R_y F_y)$$

$$L_b = 0.095 * 4.2438 \text{ cm} * \frac{2039000 \text{ kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{ kgf/cm}^2} = 216.61 \text{ cm} = 2.16 \text{ m}$$

En este caso no es necesario colocar arriostramientos laterales ya que la viga tiene una longitud de 2m.

5.2.3.3. Viga IPE 200

Son vigas de borde y están ubicadas en los voladizos de los corredores. A continuación, se muestra la distribución de dichas vigas.

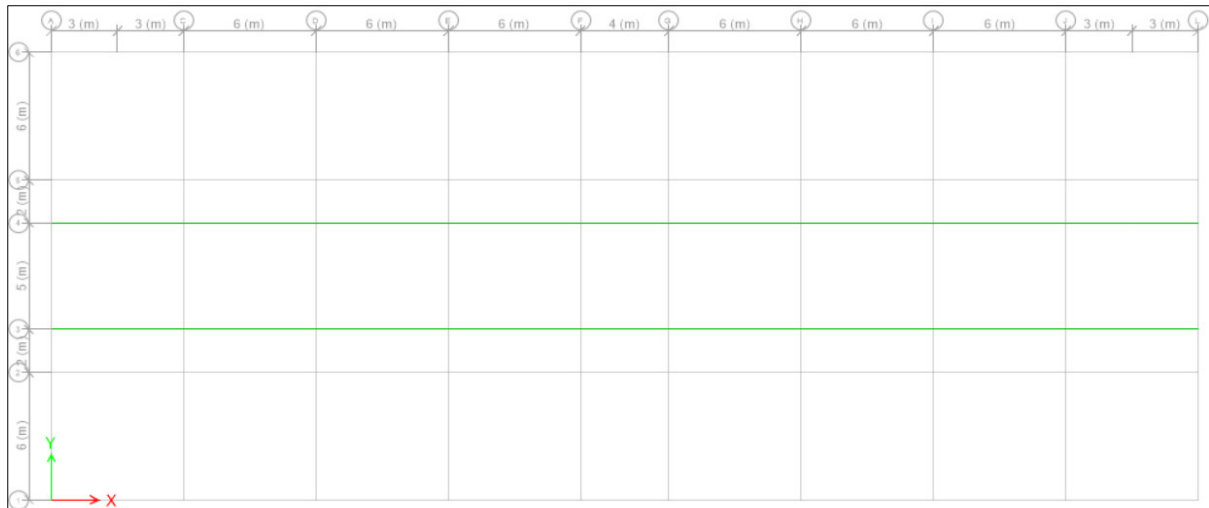


Figura 132. Distribución de vigas IPE 200.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

Las vigas que están más esforzadas por cortante están ubicadas en los ejes 3 y 4 entre los ejes A-B y K-L del primer piso, y están afectadas por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + C_V \pm S_X$

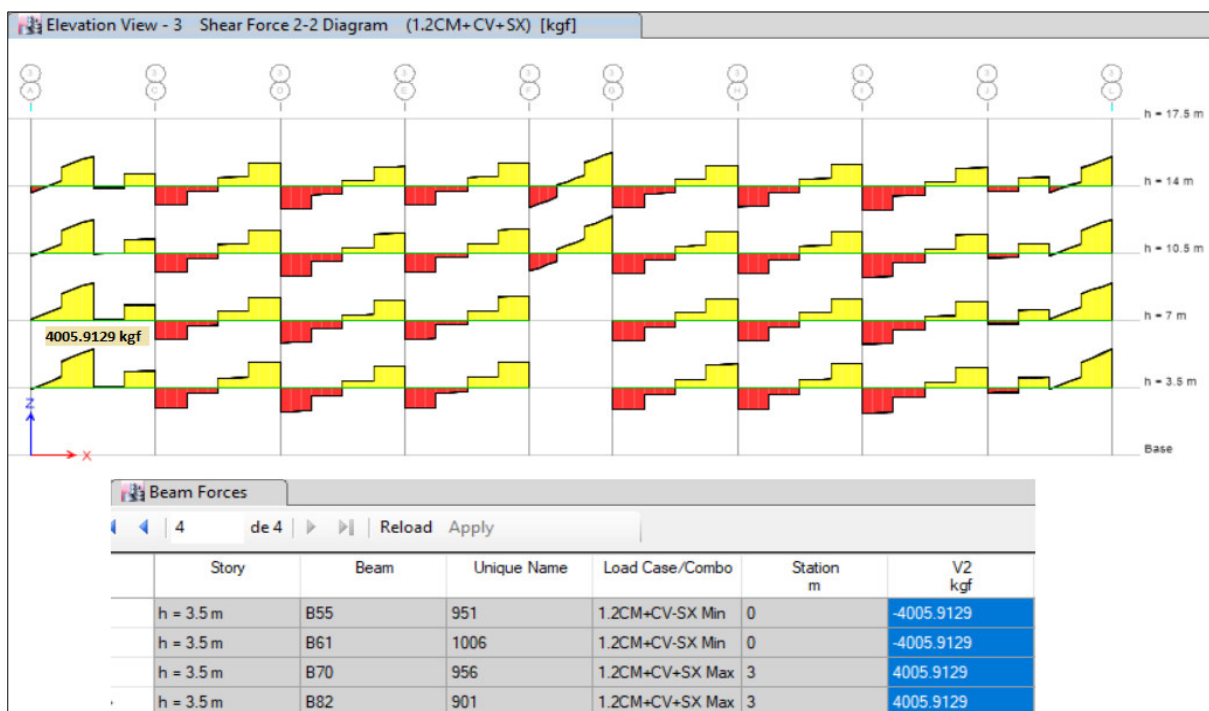


Figura 133. Diagrama de fuerzas cortantes en viga IPE 200.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_u = 4005.9129 \text{ kgf}$$

Las vigas que soportan el máximo esfuerzo para flexión están localizadas en los ejes 3 y 4, entre los ejes F-G, cuyo esfuerzo máximo es negativo (apoyos) y es provocado por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + C_V \pm S_X$

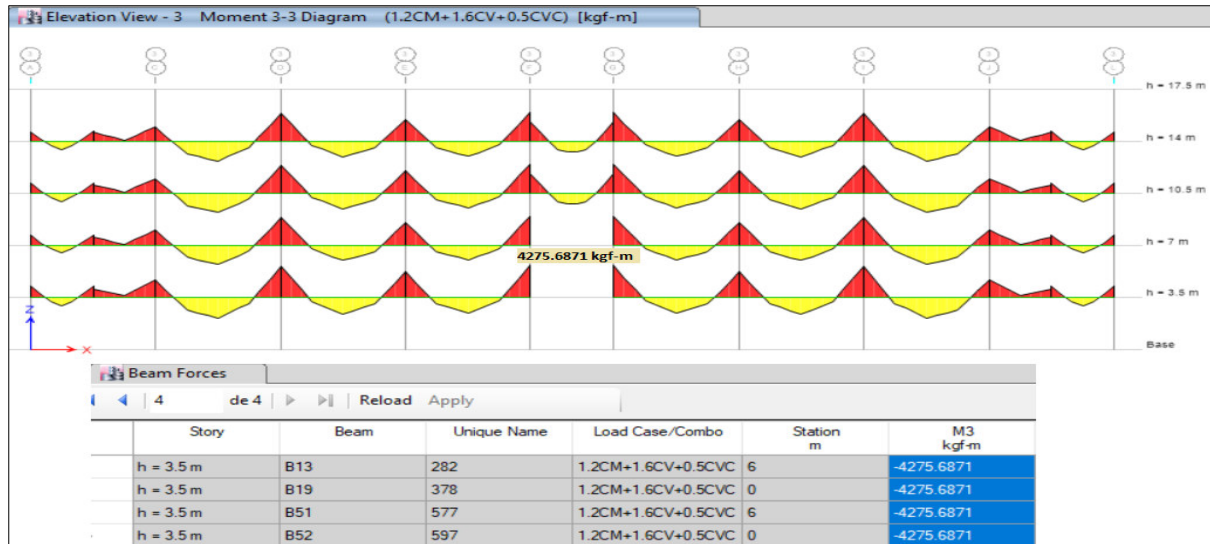


Figura 134. Diagrama de momentos flectores en viga IPE 200.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$M_u = 4275.6871 \text{ kgf} - m$$

5.2.3.3.1. Propiedades del Perfil

Tabla 64

Propiedades del perfil IPE 200.

Datos del Material:					
Acero	A36	Tipo de acero			
F_y	2530 kgf /cm ²	Esfuerzo de fluencia			
F_u	4080 kgf /cm ²	Esfuerzo de fractura			
E	2039000 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad			
R_y	1.5	Relación entre F_y / F_u			
Datos de la Sección:					
h	200 mm	Altura total			
b	100 mm	Ancho patín			
e_p	8.5 mm	Espesor patín			
e_a	5.6 mm	Espesor alma			
			Propiedades de la Sección:		
			A	27.248 cm ²	Área sección
			I_x	1940 cm ⁴	Inercia eje fuerte (x)
			I_y	142 cm ⁴	Inercia eje débil (y)
			r_x	84.379 mm	Radio de giro x
			r_y	22.828 mm	Radio de giro y
			J	5.2 cm ⁴	Constante Torsional
			S_x	194 cm ³	Módulo de sección elástico en x
			S_y	28.4 cm ³	Módulo de sección elástico en y
Z_x	209.7 cm ³	Módulo de sección plástico en x			
Z_y	43.9 cm ³	Módulo de sección plástico en y			

Elaboración: Propia

5.2.3.3.2. Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local

De acuerdo a la norma (ANSI/AISC-341-16) las secciones de los elementos de un pórtico no arriostrado tienen que ser sísmicamente compactos, es decir, que la relación ancho-espesor de la sección no supere las máximas relaciones para miembros de alta ductilidad definidas en (ANSI/AISC-341-16, Tabla D1.1)

Relación ancho espesor del patín:

$$\lambda = \frac{b}{2e_p}$$

$$\lambda = \frac{100mm}{2 * 8.5mm}$$

$$\lambda = 5.8823$$

El límite máximo viene dado por:

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$$

$$\lambda_{lim} = 0.32 \sqrt{\frac{2039000kgf/cm^2}{1.5 * 2530kgf/cm^2}}$$

$$\lambda_{lim} = 7.4174$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$5.8823 < 7.4174$$

CUMPLE, PATÍN SISMICAMENTE COMPACTO

Relación ancho espesor del alma:

$$\lambda = \frac{h - 2e_p}{e_a}$$

$$\lambda = \frac{200\text{mm} - 2 * 8.5\text{mm}}{5.6\text{mm}}$$

$$\lambda = 32.6785$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$$

Para carga axial nula, $C_a = 0$

Como $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{2039000\text{kgf/cm}^2}{1.5 * 2530\text{kgf/cm}^2}}$$

$$\lambda_{lim} = 59.6711$$

Entonces,

$$\lambda < \lambda_{lim}$$

$$32.6785 < 59.9711$$

CUMPLE, ALMA SISMICAMENTE COMPACTA

El perfil IPE 200 satisface el requerimiento para elementos de alta ductilidad.

5.2.3.3.3. Resistencia de diseño a Flexión

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = \frac{2530 \text{ kgf}}{\text{cm}^2} * 209.7 \text{ cm}^3 = 530541 \text{ kgf} - \text{cm} = 5305.41 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 5305.41 \text{ kgf} - \text{m} = 4774.869 \text{ kgf} - \text{m}$$

Entonces,

$$\phi M_n > M_u$$

$$4774.869 \text{ kgf} - \text{m} > 4275.6871 \text{ kgf} - \text{m} \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.3.3.4. Resistencia de Diseño a Corte

La resistencia nominal de corte, V_n , es:

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

$$A_w = 20 \text{ cm} * 0.56 \text{ cm} = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * \frac{2530 \text{ kgf}}{\text{cm}^2} * 11.2 \text{ cm}^2 * 1 = 17001.6 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n = 170001.6 \text{ kgf}$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_u$$

$$17001.6 \text{ kgf} > 4005.9129 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

Además, se determina si es necesario colocar atiesadores transversales cumpliendo la siguiente condición:

Si $h/e_a \leq 2.46 \sqrt{E/F_y}$ no se requiere de atiesadores transversales.

$$\frac{20}{0.56} \leq 2.46 \sqrt{\frac{2039000 \text{ kgf/cm}^2}{2530 \text{ kgf/cm}^2}}$$

$$35.7143 < 69.8366$$

Entonces, no se requiere atiesadores transversales.

5.2.3.3.5. Deflexiones

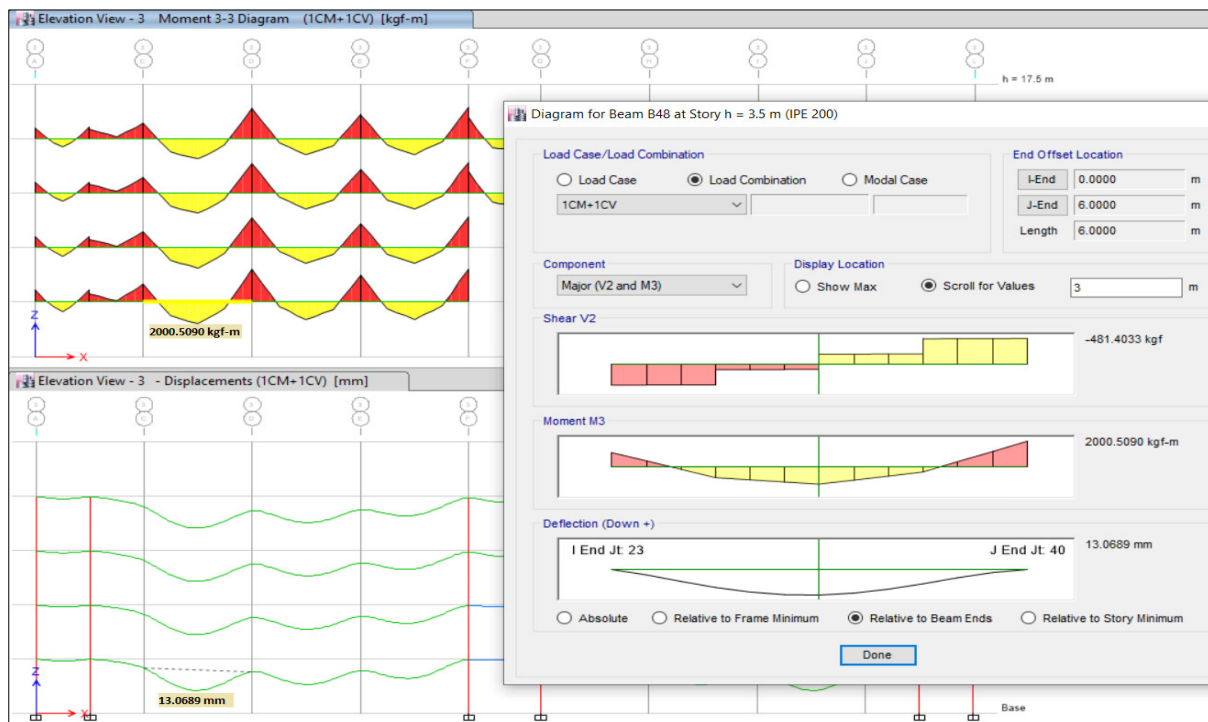


Figura 135. Deflexión de viga IPE 200.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$f = 13.0689 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25 \text{ mm}$$

$$13.0689 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.3.3.6. Requerimientos Adicionales

Al diseñar una estructura como un pórtico especial no arriostrado, las vigas deben cumplir un requisito adicional. Se considerarán como zonas protegidas los extremos de las vigas y además se deberá proveer de arriostramiento lateral a los dos patines. El patín superior esta arriostrado por la losa de hormigón armado, mientras que se deberá disponer de arriostramientos en el patín inferior para asegurar su estabilidad lateral.

La separación máxima entre arriostramientos es:

$$L_b = 0.095 r_y E / (R_y F_y)$$

$$L_b = 0.095 * 2.2828 \text{ cm} * \frac{2039000 \text{ kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{ kgf/cm}^2} = 116.51 \text{ cm} = 1.16 \text{ m}$$

Como la separación de las vigas secundarias es de 1.50m entre ellas y están conectadas a la viga principal IPE 200 en el voladizo del corredor, ésta no necesita de arriostramientos laterales.

5.2.3.4. Viga W 400 - Conexión RBS (Viga de Sección Reducida)

Estas vigas se diseñarán de tal manera que en sus extremos se formen las rotulas plásticas, para ello se diseñara su conexión como viga de sección reducida (RBS). A continuación, se muestra la distribución de dichos elementos.

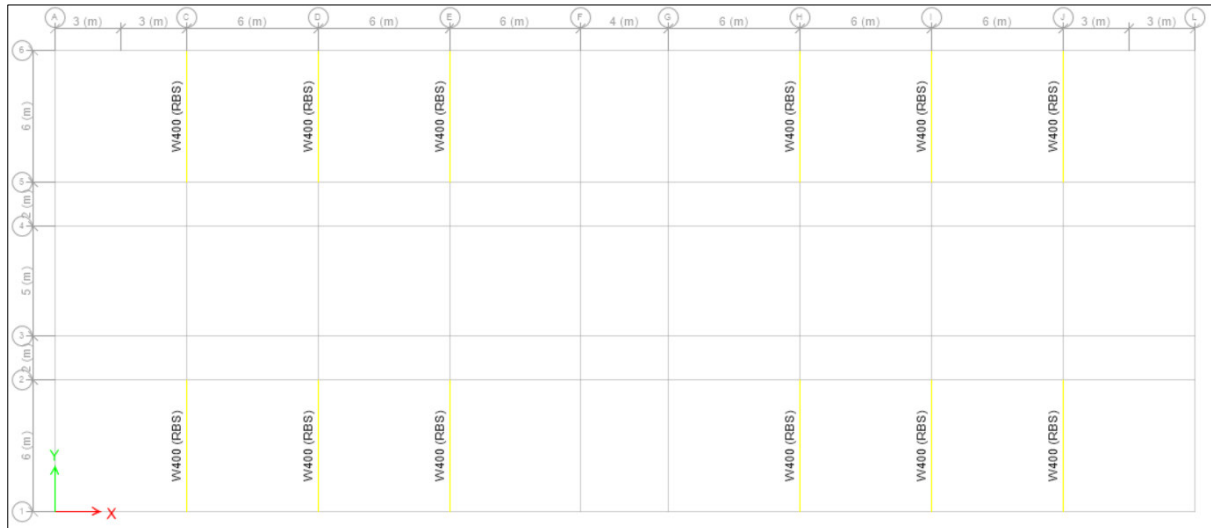


Figura 136. Distribución de vigas de sección reducida W 400.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

5.2.3.4.1. Propiedades del Perfil

Tabla 65

Propiedades del perfil de sección reducida W 400.

Datos del Material:		
Acero	A36	Tipo de acero
F_y	2530 kgf /cm ²	Esfuerzo de fluencia
F_u	4080 kgf /cm ²	Esfuerzo de fractura
E	2039000 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad
R_y	1.5	Relación entre F_y/F_u
Datos de la Sección:		
h	400 mm	Altura total
b	180 mm	Ancho patín
e_p	12.5 mm	Espesor patín
e_a	6 mm	Espesor alma
Propiedades de la Sección:		
A	67.5 cm ²	Área sección
I_x	19535.2 cm ⁴	Inercia eje fuerte (x)
I_y	1215.68 cm ⁴	Inercia eje débil (y)
r_x	170.1205 mm	Radio de giro x
r_y	42.4382 mm	Radio de giro y
J	26.2 cm ⁴	Constante Torsional
S_x	976.8 cm ³	Módulo de sección elástico en x
S_y	135.1 cm ³	Módulo de sección elástico en y
Z_x	1082.8 cm ³	Módulo de sección plástico en x
Z_y	205.9 cm ³	Módulo de sección plástico en y

Elaboración: Propia

5.2.3.4.2. Diseño en el centro de la sección reducida.

A continuación, se presentan las sollicitaciones máximas producidas por las diferentes combinaciones de carga.

Las vigas que soportan el máximo esfuerzo para flexión están localizadas en los ejes C y J, entre los ejes 1-2 y 5-6, cuyo esfuerzo máximo es negativo (apoyos) y es provocado por la Combinación de Carga 4: $1.2C_M + C_V \pm S_Y$

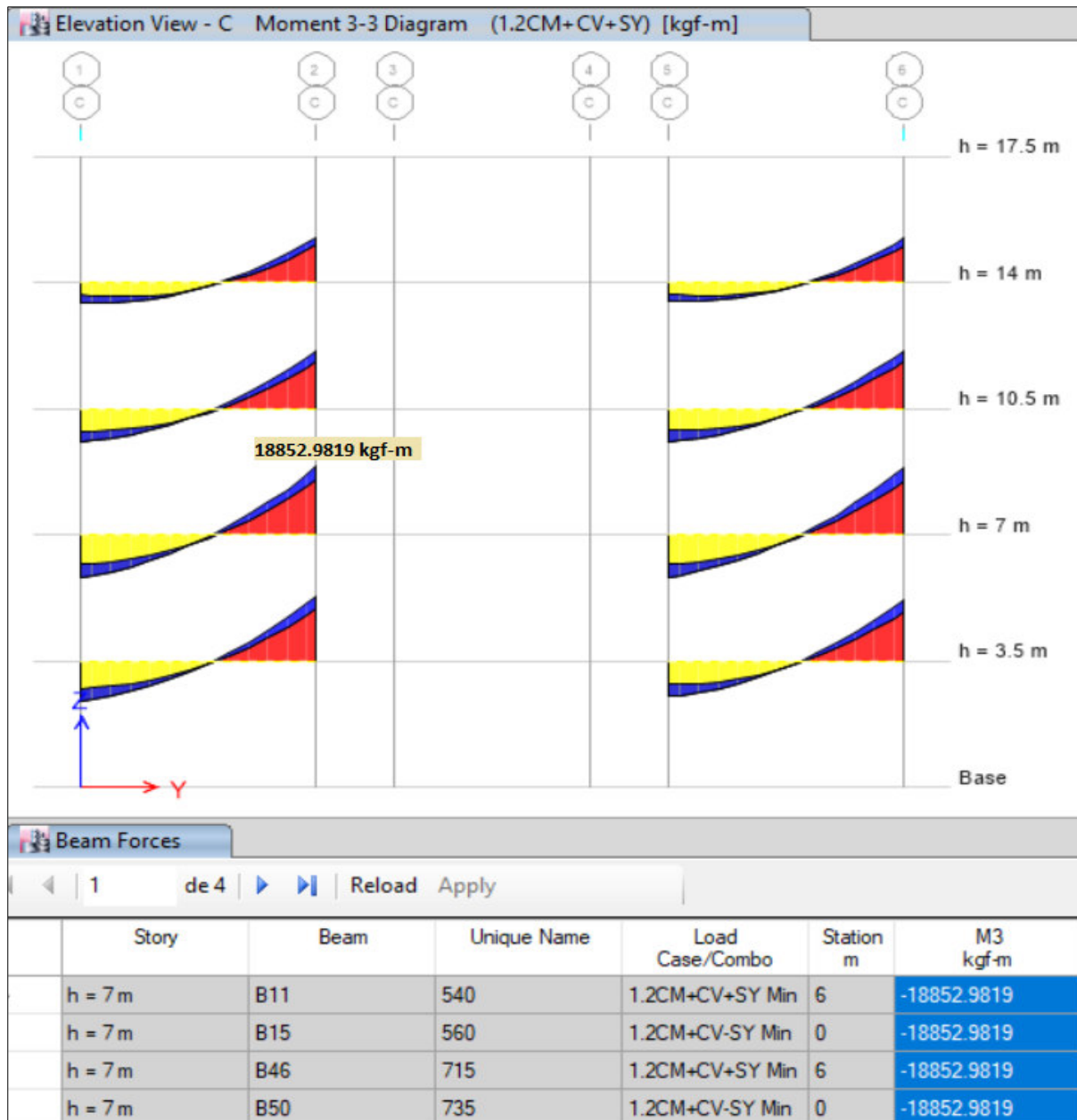


Figura 137. Diagrama de momentos flectores en vigas de sección reducida IPE W 400.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$M_u = 18852.9819 \text{ kgf} - m$$

La sollicitación máxima por cortante se determinará en el siguiente procedimiento, en el cual $V_u = V_{RBS}$.

Para el diseño de la viga de acero con sección reducida, se deben seguir los pasos que se indican a continuación:

1. Seleccionar los valores de prueba para la sección reducida, que cumpla con los límites establecidos.

$$0.5b \leq a \leq 0.75b \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 18})$$

$$0.65h \leq b_{RBS} \leq 0.85h \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 18})$$

$$0.1b \leq c \leq 0.25b \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 18})$$

Se seleccionarán los siguientes valores para las tres condiciones establecidas dando los siguientes resultados:

$$a = 0.625 * b = 0.625 * 180\text{mm} = 112.5 \text{ mm}$$

$$b_{RBS} = 0.75 * 400\text{mm} = 300 \text{ mm}$$

$$c = 0.20 * 180\text{mm} = 36 \text{ mm}$$

Radio de corte de la viga RBS

$$R = \frac{4c^2 + b_{RBS}^2}{8c}$$

$$R = \frac{4 * 36^2 + 300^2}{8 * 36}$$

$$R = 330.5 \text{ mm}$$

2. Calcular el módulo de sección plástico Z_{RBS} en el centro de la sección reducida.

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ce_p(h - e_p) \quad (\text{ANSI/AISC 358 – 16, p. 19})$$

$$Z_{RBS} = 1082.8 \text{ cm}^3 - (2 * 36 \text{ mm} * 12.5 \text{ mm}(400 \text{ mm} - 12.5 \text{ mm}))/1000$$

$$Z_{RBS} = 734.05 \text{ cm}^3$$

3. Determinar el momento plástico M_{pRBS} en el centro de la sección reducida.

$$M_{pRBS} = C_{pr} R_y F_y Z_{RBS}$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2$$

$$C_{pr} = \frac{2530 \text{kgf/cm}^2 + 4080 \text{kgf/cm}^2}{2 * 2530 \text{kgf/cm}^2} = 1.30$$

$$1.30 > 1.2 \text{ entonces } C_{pr} = 1.2$$

$$M_{pRS} = 1.2 * 1.5 * 2530 \text{kgf/cm}^2 * 734.05 \text{ cm}^3$$

$$M_{pRBS} = 3342863.7 \text{ kgf} - \text{cm} = 33428.637 \text{ kgf} - \text{m}$$

4. Determinar las fuerzas de corte en el centro de la sección reducida en cada extremo de la viga.

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pRBS}}{L_{RBS}} + V_g$$

$$L_{RBS} = L - h_c - 2 * S_h$$

$$S_h = a + \frac{b_{RBS}}{2}$$

$$S_h = 112.5 \text{mm} + \frac{300 \text{ mm}}{2} = 262.5 \text{mm} = 0.2625 \text{m}$$

$$L_{RBS} = 6 \text{m} - 0.4 \text{m} - 2 * 0.2625 \text{m} = 5.075 \text{ m}$$



Figura 138. Diagrama de fuerzas cortantes en vigas de sección reducida W 400.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_g = 2747.6019 \text{ kgf}$$

$$V_{RBS} = \frac{2 * 33428.637 \text{ kgf} - m}{5.075 \text{ m}} + 2747.6019 \text{ kgf}$$

$$V_{RBS} = 15921.4489 \text{ kgf}$$

- **Resistencia de diseño a Flexión**

$$M_n = R_y F_y Z_{RBS}$$

$$M_n = 1.5 * 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 734.05 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 2785719.75 \text{ kgf} - \text{cm} = 27857.1975 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$\phi M_n = 0.9 * 27857.1975 \text{ kgf} - \text{m} = 25071.47775 \text{ kgf} - \text{m}$$

Entonces:

$$\phi M_n > M_u$$

$$25071.4777 \text{ kgf} - \text{m} > 18852.9819 \text{ kgf} - \text{m} \quad \text{CUMPLE}$$

- **Resistencia de diseño a Corte**

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

$$A_w = 40 \text{ cm} * 0.6 \text{ cm} = 24 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * \frac{2530 \text{ kgf}}{\text{cm}^2} * 24 \text{ cm}^2 * 1 = 36432 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n = 36432 \text{ kgf}$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_{RBS}$$

$$36432 \text{ kgf} > 15921.4489 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.3.4.3. Diseño de la viga en la cara de la columna.

1. Determinar el momento máximo probable en la cara de la columna

El momento en la cara de la columna se determina a partir de un diagrama de cuerpo libre del segmento de la viga entre el centro de la sección reducida y la cara de la columna.

$$M_{mp} = M_{pRBS} + V_{RBS}S_h$$

$$M_{pRBS} = 33428.637 \text{ kgf} - m$$

$$V_{RBS} = 15921.4489 \text{ kgf}$$

$$S_h = 0.265m$$

$$M_{mp} = 33428.637 \text{ kgf} - m + 15921.4489 \text{ kgf} * 0.265m$$

$$M_{mp} = 37647.82098 \text{ kgf} - m$$

2. Determinar las fuerzas de corte en la cara de la columna

$$V_u = V_{RBS} + V_g$$

$$V_{RBS} = 15921.4489 \text{ kgf}$$

$$V_g = w * S_h$$

$$w = 1.2C_M + 0.5C_V$$

$$w = 1007.5596 \frac{\text{kgf}}{m}$$

$$V_g = 1007.5596 \frac{\text{kgf}}{m} * 0.265m = 267.0032 \text{ kgf}$$

$$V_u = 15921.4489 \text{ kgf} + 226.70 \text{ kgf} = 16148.1489 \text{ kgf}$$

- **Resistencia de diseño a Flexión**

$$M_n = R_y F_y Z_x$$

$$M_n = 1.5 * 2530 \frac{kgf}{cm^2} * 1082.8 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 4109226 kgf - cm = 41092.26 kgf - m$$

$$\phi M_n = 1 * 41092.26 kgf - m = 41092.26 kgf - m$$

Entonces:

$$\phi M_n > M_{mp}$$

$$41092.26 kgf - m > 37647.82098 kgf - m$$

CUMPLE

- **Resistencia de diseño a Corte**

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

$$A_w = 40cm * 0.6cm = 24cm^2$$

$$V_n = 0.6 * 2530 \frac{kgf}{cm^2} * 24cm^2 * 1 = 36432kgf$$

$$\phi V_n = 36432 kgf$$

Entonces,

$$\phi V_n > V_u$$

$$36432 kgf > 16148.1489 kgf$$

CUMPLE

5.2.3.4.4. Deflexiones

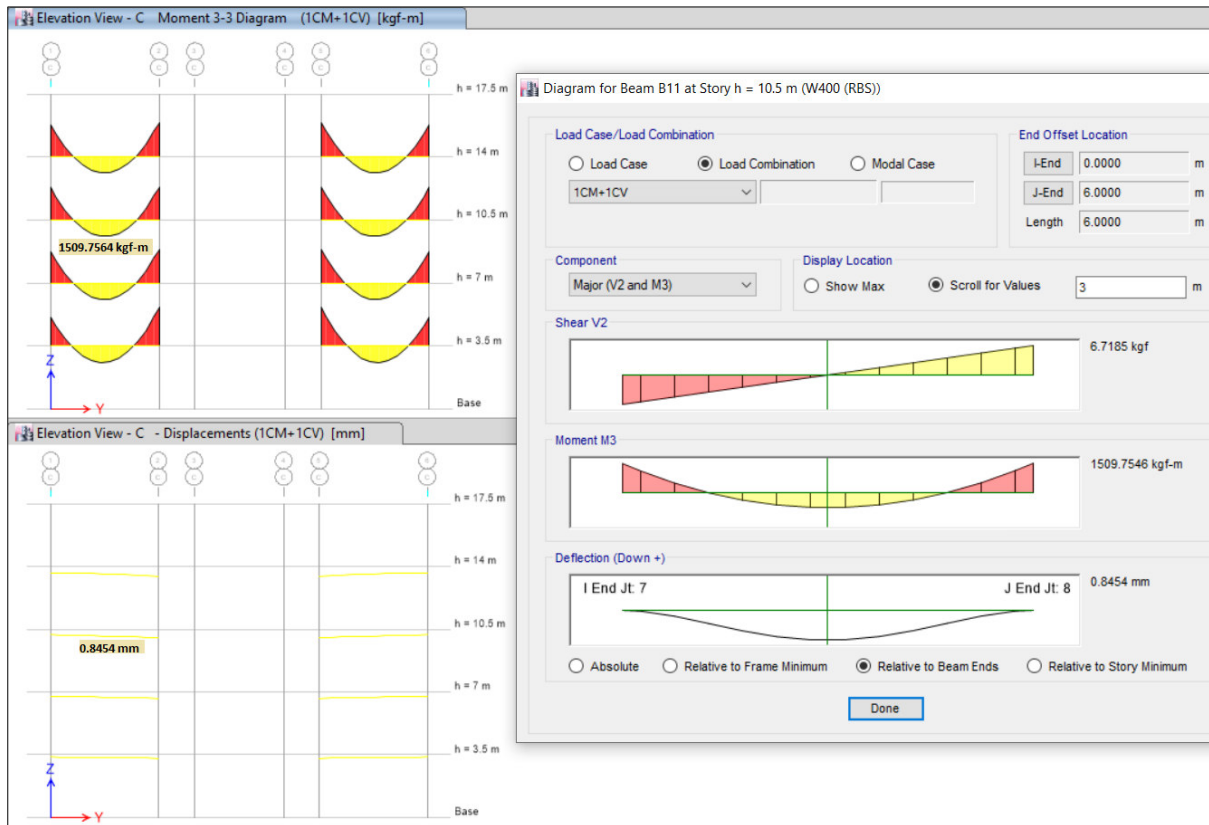


Figura 139. Deflexión en viga de sección reducida W 400.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$f = 0.8454 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{240} = \frac{6000}{240} = 25 \text{ mm}$$

$$0.8454 < 25 \text{ mm}$$

CUMPLE

5.2.3.4.5. Requerimientos Adicionales

La separación máxima entre arriostramientos es:

$$L_b = 0.095 r_y E / (R_y F_y)$$

$$b = 0.095 * 4.2438 \text{ cm} * \frac{2039000 \text{ kgf/cm}^2}{1.5 * 2530 \text{ kgf/cm}^2} = 216.61 \text{ cm} = 2.16 \text{ m}$$

Se colocará 2 arriostramientos cada 2m.

5.2.4. Columnas

Las columnas más esforzadas axialmente están localizadas en el primer piso, en los ejes D-2, D-5, I-2, I-5, en las cuales la combinación de carga preponderante para resistencia axial es la siguiente, Combinación 2: $1.2C_M + 1.6C_V + 0.5C_{VC}$

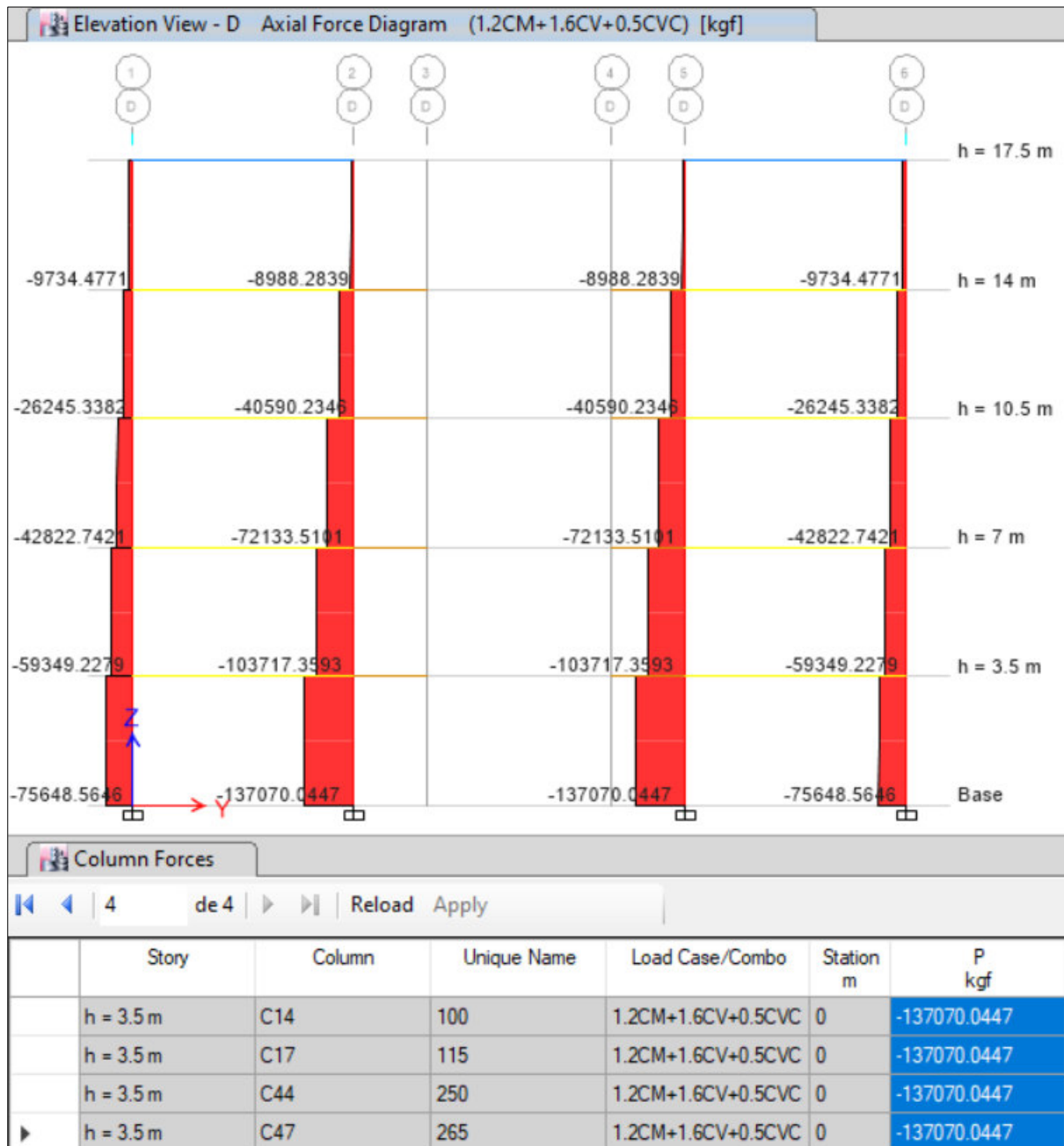


Figura 140. Diagrama de fuerzas axiales en columnas.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$P_u = 137070.0447 \text{ kgf}$$

Las columnas que soportan el máximo esfuerzo para cortante están localizadas en el segundo piso, en los ejes A-3, A4, L3 y L-4, y la combinación de carga preponderante para resistencia cortante involucra Sismo Sy. Combinación 4: $1.2C_M + C_V \pm S_Y$

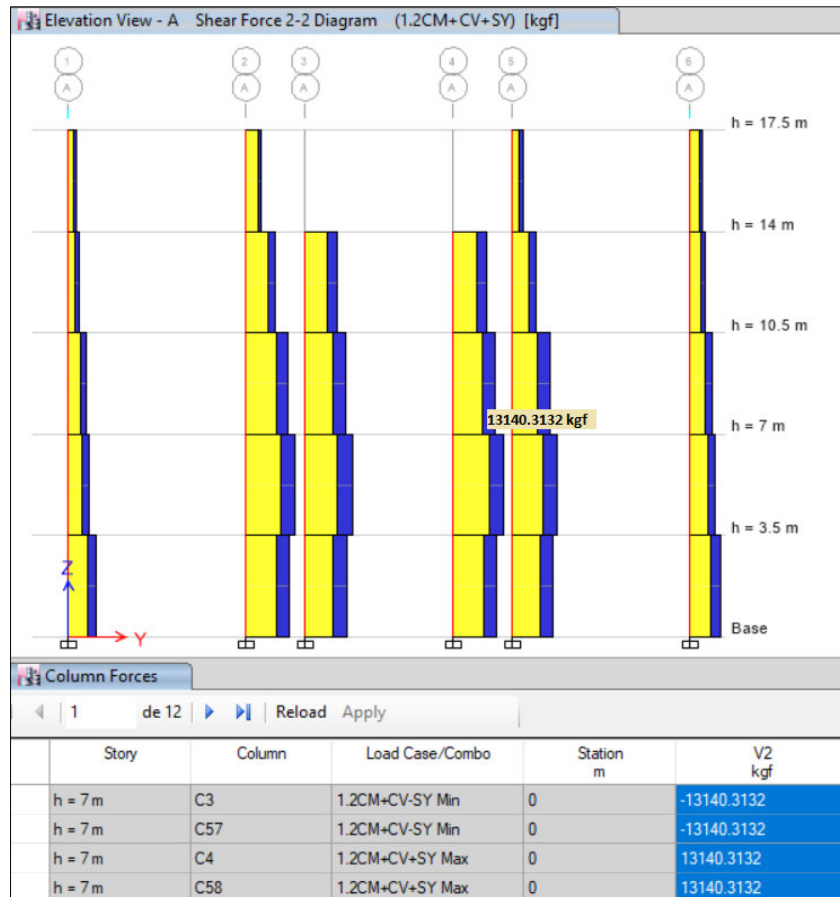


Figura 141. Diagrama de fuerzas cortantes en columnas.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_u = 13140.3132 \text{ kgf}$$

La combinación más desfavorable para el análisis por flexo-compresión, corresponde a la Combinación 4: $1.2C_M + C_V + S_{(x-y)}$

Story	Column	Load Case/Combo	Station m	P kgf
h = 3.5 m	C14	1.2CM+CV+SY Min	0	-134281.2146
h = 3.5 m	C17	1.2CM+CV-SY Min	0	-134281.2146
h = 3.5 m	C44	1.2CM+CV+SY Min	0	-134281.2146
h = 3.5 m	C47	1.2CM+CV-SY Min	0	-134281.2146

Figura 142. Combinaciones de carga más desfavorables en columnas.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$P_r = 134281.2146 \text{ kgf}$$

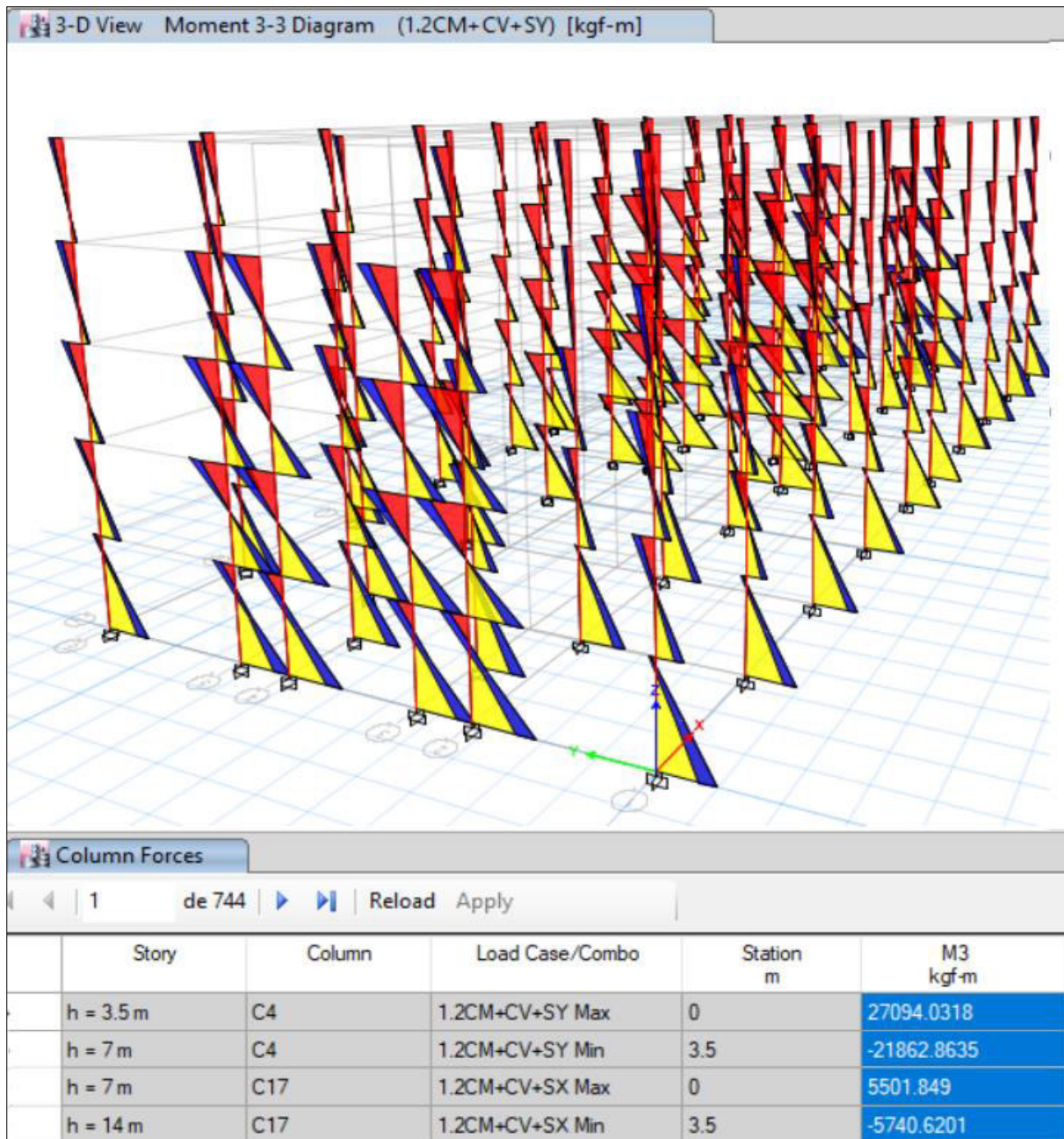


Figura 143. Diagrama de momentos flectores en columnas.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$M_{rx-abajo} = 5501.849 \text{kgf} - m$$

$$M_{rx-arriba} = 5740.6201 \text{kgf} - m$$

$$M_{ry-abajo} = 27094.0318 \text{kgf} - m$$

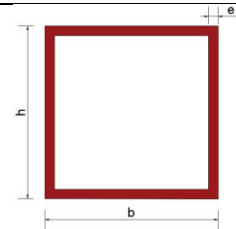
$$M_{ry-arriba} = 21862.8635 \text{kgf} - m$$

5.2.4.1. Propiedades del Perfil

Tabla 66

Propiedades del perfil HSS 400*400*10

Datos del Material:		
Acero	A500 Gr _B	Tipo de acero
F _y	3234 kgf /cm ²	Esfuerzo de fluencia
F _u	4080 kgf /cm ²	Esfuerzo de fractura
E	2039000 kgf /cm ²	Módulo de elasticidad
R _y	1.4	Relación entre F _{ye} /F _y
Datos de la Sección:		
h	400 mm	Altura total
b	400 mm	Ancho total
e	10 mm	Espesor
Propiedades de la Sección:		
A	156 cm ²	Área sección
I _x	39572 cm ⁴	Inercia eje fuerte (x)
I _y	39572 cm ⁴	Inercia eje débil (y)
r _x	159.2692 mm	Radio de giro x
r _y	159.2692 mm	Radio de giro y
J	59319 cm ⁴	Constante Torsional
S _x	1978.6 cm ³	Módulo de sección elástico en x
S _y	1978.6 cm ³	Módulo de sección elástico en y
Z _x	2282 cm ³	Módulo de sección plástico en x
Z _y	2282 cm ³	Módulo de sección plástico en y



Elaboración: Propia

5.2.4.2. Clasificación de la sección y revisión de esbeltez local

De acuerdo a la norma (ANSI/AISC-341-16) las secciones de los elementos de un pórtico no arriostrado tienen que ser sísmicamente compactos, es decir, que la relación ancho-espesor de la sección no supere las máximas relaciones para miembros de alta ductilidad definidas en (ANSI/AISC-341-16, Tabla D1.1)

Relación ancho espesor:

$$\lambda = \frac{b - 2e}{e}$$

$$\lambda = \frac{40cm - 2 * 1cm}{1cm} = 38$$

El límite máximo viene dado por:

Para $C_a \leq 0.114$

$$\lambda_{lim} = 2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

Para $C_a > 0.114$

$$\lambda_{lim} = 0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$$

Dónde;

$$C_a = \frac{P_u}{\phi F_y A_g}$$

$$C_a = \frac{137083.1025 \text{ kgf}}{0.9 * 3234 \text{ kgf/cm}^2 * 156 \text{ cm}^2}$$

$$C_a = 0.3019$$

Como $C_a > 0.125$

$$\lambda_{lim} = 0.88 \sqrt{\frac{2039000 \text{ kgf/cm}^2}{1.4 * 3234 \text{ kgf/cm}^2}} (2.68 - 0.3019)$$

$$\lambda_{lim} = 44.4107$$

Entonces,

$$38 \leq 44.4107 \quad \text{CUMPLE SISMICAMENTE COMPACTA}$$

La columna satisface el requerimiento para elementos de alta ductilidad.

5.2.4.3. Resistencia de diseño a Compresión

La relación de esbeltez global de la columna se determina con la siguiente fórmula:

$$\frac{KL}{r}$$

Dónde:

$K = 1$, Factor de longitud efectiva.

(NEC-SE-AC, sección 6.2)

$L = 3500 \text{ mm}$, Longitud no arriostrada de la columna.

$r =$ Radio de giro de la sección transversal. (mm)

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1 * 3500 \text{ mm}}{159.3 \text{ mm}} = 21.971$$

5.2.4.4. Pandeo por flexión

La resistencia de compresión nominal, P_n , se determina con la siguiente fórmula:

$$P_n = F_{cr}A_g$$

Dónde;

P_n = Compresión Nominal. (kgf)

F_{cr} = Tensión de Pandeo por Flexión. (kgf)

A_g = Área Bruta de la sección transversal. (cm²)

$\phi = 0.9$, Coeficiente de reducción de resistencia por compresión.

Para $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

Para $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Dónde;

F_e = Tensión de Pandeo Elástico. (kgf/cm²)

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

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2039000 \text{kgf/cm}^2}{(21.971)^2} = 41688.6012 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2039000 \text{kgf/cm}^2}{3234 \text{kgf/cm}^2}} = 118.2658$$

Como $21.971 < 118.2658$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3234}{41688.6012}} \right) 3234 = 3130.681 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$P_n = 3130.681 \frac{kgf}{cm^2} * 156cm^2 = 488386.2835kgf$$

$$\phi P_n = 0.9 * 488386.2835kgf = 439547.6551kgf$$

Entonces,

$$439547.6551kgf > 137070.0447 kgf \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.4.5. Resistencia de diseño a Flexión

La flexión nominal M_n , será calculado de acuerdo al estado límite de fluencia y será igual al Momento elástico M_e .

Fluencia

$$M_n = M_e = F_y S$$

$$M_n = 3234 \frac{kgf}{cm^2} * 1978.6cm^3 = 6398792.4kgf - cm = 63987.924kgf - m$$

$$\phi M_n = 0.9 * 63987.924kgf - m = 57589.1316kgf - m$$

Entonces,

$$57589.1316kgf - m > 27094.0318kgf - m \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.4.6. Diseño de miembros solicitados a carga axial y flexión

La interacción de compresión y flexión en miembros deben satisfacer las siguientes ecuaciones según (ANSI/AISC-360-16, Capítulo H.1):

Para $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Para $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Como $\frac{P_r}{P_c} = \frac{129923.1045 \text{ kgf}}{439547.6551 \text{ kgf}} = 0.3054 > 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx-abaajo}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry-abaajo}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$0.3054 + \frac{8}{9} \left(\frac{5501.849 \text{ kgf} - m}{57589.1316 \text{ kgf} - m} + \frac{27094.0318 \text{ kgf} - m}{57589.1316 \text{ kgf} - m} \right) = 0.80851$$

0.80851 \leq 1.0 CUMPLE

5.2.4.7. Resistencia de Diseño a Corte

La resistencia nominal de corte, V_n , es:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v2}$$

Dónde;

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo. (kgf/cm²)

A_w = 2ht. (cm²)

C_{v2} = 1, Coeficiente de resistencia de corte del alma en pandeo.

h = Distancia libre entre alas. (cm)

t = Espesor de diseño de la pared. (cm)

ϕ = 0.9, Coeficiente de reducción de resistencia por corte.

$$A_w = 2 * 38 \text{ cm} * 1 \text{ cm} = 76 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 * 3234 * 76 \text{ cm}^2 * 1 = 147470.4 \text{ kgf}$$

$$\phi V_n = 0.9 * 147470.4 \text{ kgf} = 132723.36 \text{ kgf}$$

Entonces,

$$132723.36 \text{ kgf} > 13140.3132 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.5. Criterio columna fuerte – viga débil

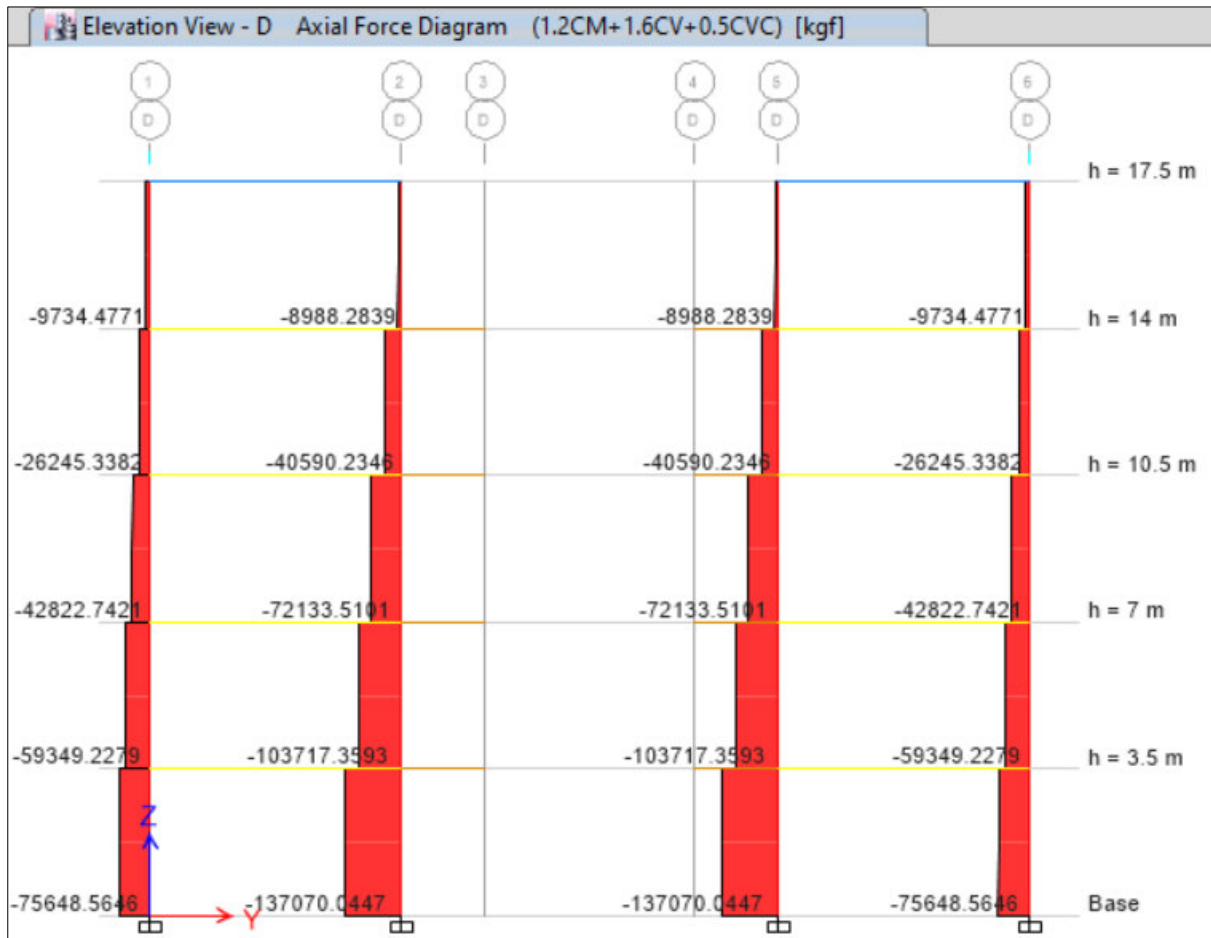


Figura 144. Diagrama de cargas axiales en columnas.

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

En este caso al tener varias vigas principales de diferentes tamaños, tomaremos la viga más grande IPE400 para cumplir el criterio columna fuerte – viga débil, la (NEC-SE-AC, 2015, 8.1) indica que se debe satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pv}} \geq 1$$

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

Momento plástico de la columna en el nivel 1:

$$P_{uc1} = 137070.0447 \text{ kgf}$$

$$M_{pc1} = \left[2282 \text{ cm}^3 \left(3234 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - \frac{137070.0447 \text{ kgf}}{156 \text{ cm}^2} \right) \right]$$

$$M_{pc1} = 5374899.269 \text{ kgf} - \text{cm}$$

Momento plástico de la columna en el nivel 2:

$$P_{uc2} = 103717.3593 \text{ kgf}$$

$$M_{pc2} = \left[2282 \text{ cm}^3 \left(3234 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - \frac{103717.3593 \text{ kgf}}{156 \text{ cm}^2} \right) \right]$$

$$M_{pc2} = 5862789.193 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{pc} = M_{pc1} + M_{pc2}$$

$$\Sigma M_{pc} = 5374899.269 \text{ kgf} - \text{cm} + 5862789.193 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{pc} = 11237688.46 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{pc} = 112376.8846 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$\Sigma M_{pv} = \Sigma (1.1 R_y F_{yv} Z_v + M_{uw})$$

$$R_y = 1.5$$

$$F_{yv} = 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\Sigma M_{pv} = 2 \left(1.1 * 1.5 * 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 1238.3223 \text{ cm}^3 \right)$$

$$\Sigma M_{pv} = 10338752.88 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$\Sigma M_{pv} = 103387.5288 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$\frac{112376.8846 \text{ kgf} - \text{m}}{103387.5288 \text{ kgf} - \text{m}} \geq 1$$

$$1.0869 \geq 1 \quad \text{CUMPLE}$$

5.2.6. Placa Base

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c}$$

$$A_1 = \frac{137070.0447 \text{ kgf}}{0.65 * 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_1 = 1181.3837 \text{ cm}^2 \approx 1181.4 \text{ cm}^2$$

$$\sqrt{A_1} = \sqrt{1181.5 \text{ cm}^2} = 34.37 \text{ cm}$$

Debido a que la longitud mínima es 40 cm, se analiza una nueva área.

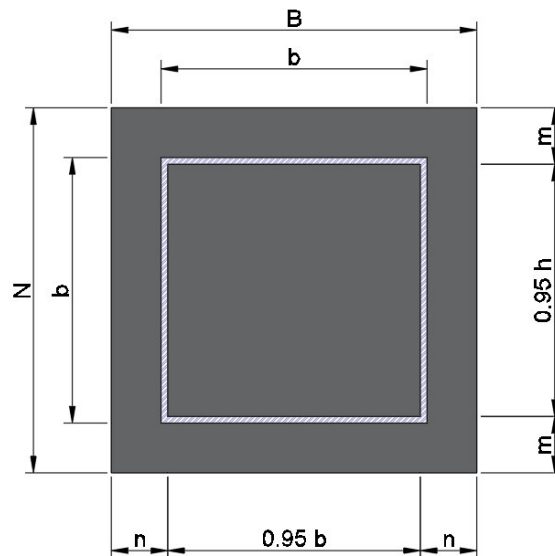


Figura 145. Dimensionamiento de placa base
Elaboración: Propia

$$\sqrt{A_1} = \sqrt{1600 \text{ cm}^2} = 40 \text{ cm}$$

$$N = \sqrt{A_1} + \Delta$$

Se aumenta 7.5 cm a cada lado de los bordes de la columna de acero estructural.

$$\Delta = 7.5 \text{ cm}$$

$$N = 40 \text{ cm} + 2(7.5 \text{ cm})$$

$$N = 55 \text{ cm}$$

$$A_{pb} = 55 \text{ cm} * 55 \text{ cm} = 3025 \text{ cm}^2$$

$$B = \frac{A_{pb}}{N}$$

$$B = \frac{3025 \text{ cm}}{55 \text{ cm}}$$

$$B = 55 \text{ cm}$$

$$m = \frac{N - 0.95h}{2}$$

$$m = \frac{55 \text{ cm} - 0.95(40 \text{ cm})}{2}$$

$$m = 8.5 \text{ cm}$$

Debido a que la columna es cuadrada $m = n$

$$n = \frac{B - 0.95b}{2}$$

$$n = \frac{55 \text{ cm} - 0.95(40 \text{ cm})}{2}$$

$$n = 8.5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}} \leq 1$$

$$X = \left[\frac{4hb}{(h + b)^2} \right] \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c A_1}$$

$$X = \left[\frac{4(40 \text{ cm})(40 \text{ cm})}{(40 \text{ cm} + 40 \text{ cm})^2} \right] \frac{137070.0447 \text{ kgf}}{0.6 * 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 3025 \text{ cm}^2}$$

$$X = 0.4231$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{0.4231 \text{ cm}}}{1 + \sqrt{1 - 0.4231 \text{ cm}}} \leq 1$$

$$\lambda = 0.7393 \leq 1$$

$$0.7393 \leq 1 \quad \text{CUMPLE}$$

$$\lambda_{n'} = \frac{\lambda\sqrt{hb}}{4}$$

$$\lambda_{n'} = \frac{0.7393 \text{ cm}\sqrt{40\text{cm} * 40\text{cm}}}{4}$$

$$\lambda_{n'} = 7.3938 \text{ cm}$$

$$t_{req} = l_{max} \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

Donde:

l_{max} = Máximo valor entre $m, n, \lambda_{n'}$. (cm)

$$B = 55 \text{ cm}$$

$$N = 55 \text{ cm}$$

$$t_{req} = 8.5 \text{ cm} \sqrt{\frac{2 * 137070.0447 \text{ kgf}}{0.9 * 3234 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 55\text{cm} * 55\text{cm}}}$$

$$t_{req} = 1.499 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm}$$

5.2.6.1. Diseño de placa base resistente a momento

$$f_{pb} = -\frac{P_u}{A} \pm \frac{P_u e c}{I}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$e = \frac{23012.1309 \text{ kgf} - \text{m}}{137070.0447 \text{ kgf}}$$

$$e = 0.1678 \text{ m} \approx 16.78 \text{ cm}$$

$$c = \frac{t_{req}}{2} = \frac{2 \text{ cm}}{2} = 1 \text{ cm}$$

$$f_{pb} = -\frac{137070.0447 \text{ kgf}}{(55 \text{ cm})(55 \text{ cm})} \pm \frac{(137070.0447 \text{ kgf})(16.78 \text{ cm})(1 \text{ cm})}{\frac{(55 \text{ cm})(55 \text{ cm})^3}{12}}$$

$$f_{pb1} = -42.2961 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ Compresión}$$

$$f_{pb2} = -48.3286 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \text{ Compresión}$$

$$M_u = \left(47.4511 \frac{kgf}{cm}\right) (8.5 \text{ cm}) \left(\frac{8.5 \text{ cm}}{2}\right) + \left(48.3286 \frac{kgf}{cm} - 47.4511 \frac{kgf}{cm}\right) (8.5 \text{ cm}) \left(\frac{2}{3} * 8.5 \text{ cm}\right)$$

$$M_u = 1756.4372 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$t_{req} \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi F_y}}$$

$$2 \text{ cm} \geq \sqrt{\frac{6(1756.4372 \text{ kgf} - \text{cm})}{(0.9)(2530 \text{ kgf}/\text{cm}^2)}}$$

$$2 \text{ cm} \geq 2.151 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Debido a que el espesor inicial de la placa base de 2 cm no cumple, se analiza con un espesor de 1 plg (2.54 cm).

$$f_{pb} = -\frac{137070.0447 \text{ kgf}}{(55 \text{ cm})(55 \text{ cm})} \pm \frac{(137070.0447 \text{ kgf})(16.78 \text{ cm})(1.27 \text{ cm})}{\frac{(55 \text{ cm})(55 \text{ cm})^3}{12}}$$

$$f_{pb1} = -41.4817 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{Compresión}$$

$$f_{pb2} = -49.1430 \frac{kgf}{cm^2} \quad \text{Compresión}$$

$$M_u = \left(48.0286 \frac{kgf}{cm}\right) (8.5 \text{ cm}) \left(\frac{8.5 \text{ cm}}{2}\right) + \left(49.1430 \frac{kgf}{cm} - 48.0286 \frac{kgf}{cm}\right) (8.5 \text{ cm}) \left(\frac{2}{3} * 8.5 \text{ cm}\right)$$

$$M_u = 1788.7101 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$t_{req} \geq \sqrt{\frac{6M_u}{\phi F_y}}$$

$$2.54 \text{ cm} \geq \sqrt{\frac{6(1788.7101 \text{ kgf} - \text{cm})}{(0.9)(2530 \text{ kgf}/\text{cm}^2)}}$$

$$2.54 \text{ cm} \geq 2.171 \quad \text{CUMPLE}$$

Espesor de placa base = 1plg

5.2.7. Pernos de Anclaje

Inicialmente se calcula la excentricidad con la siguiente expresión:

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$
$$e = \frac{27094.0318 \text{ kgf} \cdot \text{m}}{70273.7979 \text{ kgf}}$$
$$e = 0.3855 \text{ m} \approx 38.55 \text{ cm}$$

Se analiza la excentricidad crítica:

$$e_{cr} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$
$$q_{max} = f_{pmax} * B$$
$$f_{pmax} = \phi * 0.85F'_c < 1.7F'_c$$
$$f_{pmax} = 0.65 * 0.85 * 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 1.7 \left(210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)$$
$$f_{pmax} = 116.025 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} < 357 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$
$$q_{max} = 116.025 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 55 \text{ cm}$$
$$q_{max} = 6381.375 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}$$
$$e_{cr} = \frac{55 \text{ cm}}{2} - \frac{70273.7979 \text{ kgf}}{2 \left(6381.375 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} \right)}$$
$$e_{cr} = 21.9938 \text{ cm}$$

$$T_u = (q_{max} * Y) - P_u$$

Cuando $e > e_{cr}$ se tiene:

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e + f)}{q_{max}}}$$

$D = 2.54 \text{ cm}$, diámetro del perno de anclaje.

$$Y = \left(24\text{cm} + \frac{55\text{cm}}{2}\right) \pm \sqrt{\left(24\text{cm} + \frac{55\text{cm}}{2}\right)^2 - \frac{2 * 70273.7979 \text{ kgf} (38.55\text{cm} + 24\text{cm})}{6381.375 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}}}}$$

$$Y_1 = 87.2016 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 15.79835 \text{ cm}$$

$$T_u = \left(6381.375 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}} * 15.79835 \text{ cm}\right) - 70273.7979 \text{ kgf}$$

$$T_u = 30541.4077 \text{ kgf}$$

$$L_c = d_{min} - \frac{D}{2}$$

$$L_c = 3.18 \text{ cm} - \frac{2.54 \text{ cm}}{2}$$

$$L_c = 1.91 \text{ cm}$$

$$R_u = \phi 1.5 L_c t_{req} F_u \leq \phi 3 D t_{req} F_u$$

$$F_u = 105 \text{ ksi} \approx 7382.0998 \text{ kgf/cm}^2$$

$$R_u = 0.75 * 1.5 * 1.91 * 2.54 * 4077.98 \leq 0.75 * 3 * 2.54 * 2.54 * 4077.98$$

$$40290.2088 \text{ kgf} \leq 107159.2989 \text{ kgf} \quad \text{CUMPLE}$$

$$R_u = \phi F'_{nt} A_{ba}$$

$$F'_{nt} = 1.3 F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} F_v$$

$$F_{nt} = 6320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nv} = 3800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_v = \frac{V_u}{n_p * A_{ba}}$$

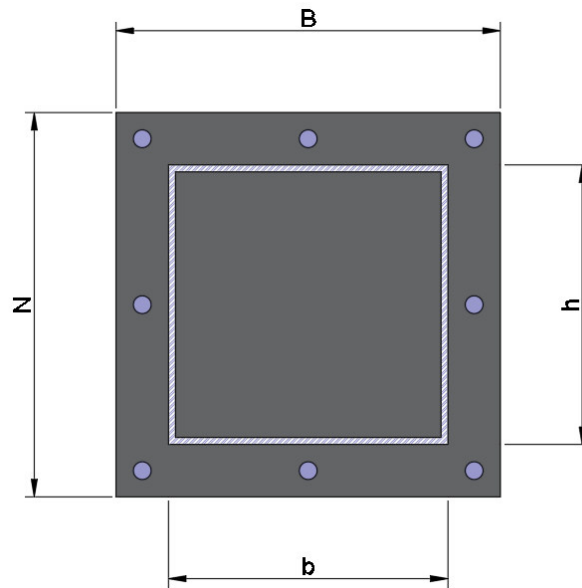


Figura 146. Distribución de pernos de anclaje sobre placa base.
Elaboración: Propia

$$F_v = \frac{13140.3132 \text{ kgf}}{8 * 5.067 \text{ cm}^2}$$

$$F_v = 324.1640 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F'_{nt} = 1.3 * 6320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} - \frac{6320 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{0.75 * 3800 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} * 324.1640 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F'_{nt} = 7497.1520 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$ft_a = \frac{T_u}{n_p * A_{ba}}$$

$$ft_a = \frac{30541.4077 \text{ kgf}}{8 * 5.067 \text{ cm}^2}$$

$$ft_a = 753.4391 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Brazo de palanca} = [(t_{req} + 1.25) * 0.5]$$

$$\text{Brazo de palanca} = [(2.54 \text{ cm} + 1.25) * 0.5]$$

$$\text{Brazo de palanca} = 1.895 \text{ cm}$$

$$M_I = \frac{V_u * \text{Brazo de palanca}}{n_p}$$

$$M_I = \frac{13140.3132 \text{ kgf} * 1.895 \text{ cm}}{8}$$

$$M_I = 3112.6116 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$Z = \frac{D^3}{6}$$

$$Z = \frac{(2.54 \text{ cm})^3}{6} = 2.7311 \text{ cm}^3$$

$$ftb = \frac{M_I}{Z}$$

$$ftb = \frac{3112.6116 \text{ kgf} - \text{cm}}{2.7311 \text{ cm}^3}$$

$$ftb = 1139.69158 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$ft = 753.4391 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} + 1139.69158 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$ft = 1893.1306 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$ft \leq \phi F'_{nt}$$

$$1893.1306 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq 0.75(7497.1520) \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$1893.1306 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq 5622.864 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{CUMPLE}$$

$$L_d = \frac{0.0632 A_{ba} F_y}{\sqrt{f'c}}$$

$$F_y = 4077.68 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$L_d = \frac{0.0632 * 5.067 cm^2 * 4077.68 \frac{kgf}{cm^2}}{\sqrt{210 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$L_d = 90.11 \text{ cm}$$

$$S = 3D$$

$$S = 3(2.54 \text{ cm})$$

$$S = 7.62 \text{ cm}$$

Para una mejor distribución de los pernos de anclaje se colocaron a 24 cm desde el centro de la placa. La longitud total es de 90 cm y se utilizarán 8 pernos por cada placa con un diámetro de 1 plg.

5.2.8. Conexiones

5.2.8.1. Conexión Viga – Columna

Las conexiones que se dan principalmente en los pórticos perimetrales se diseñan como conexiones a momento, cuya finalidad es resistir a estos y posteriormente al corte.

5.2.8.1.1. Conexión viga W 400 a columna HSS 400x400x10mm

- **Diseño de conexión a momento**

1. Calcular la magnitud de las fuerzas internas de compresión y de tensión, C y T.

$$C = T = \frac{M_u}{h - e_p}$$

$$M_u = 22701.7641 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$C = T = \frac{22701.7641 \text{ kgf} - \text{m}}{0.4 \text{ m} - 0.0125 \text{ m}}$$

$$C = T = 58585.19768 \text{ kgf}$$

2. Determinamos el área y ancho de soldadura de ranura que se requiere.

$$A_{req} = \frac{T}{\phi F_y}$$

$$A_{req} = \frac{58585.19768 \text{ kgf}}{0.9 * 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{req} = 25.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{A_{req}}{e_p}$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{25.73 \text{ cm}^2}{1.25 \text{ cm}}$$

$$\text{Ancho requerido} = 20.58 \text{ cm}$$

$$20.58 \text{ cm} > 18 \text{ cm} \text{ NO CUMPLE}$$

Se requiere usar una placa de 2mm de espesor en los patines para resistir la fuerza adicional y se usará soldadura de ranura de penetración completa E70 de 18 cm de ancho.

- **Diseño de conexión a cortante**

1. Encontramos la cortante máxima que se genera en los extremos de la viga con la siguiente fórmula.

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L} + V_g$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

$$M_{pr} = 1.4 * 1.5 * 2530 \text{ kgf/cm}^2 * 1082.8 \text{ cm}^3$$

$$M_{pr} = 5752916.4 \text{ kgf} - \text{cm} = 57529.164 \text{ kgf} - \text{m}$$

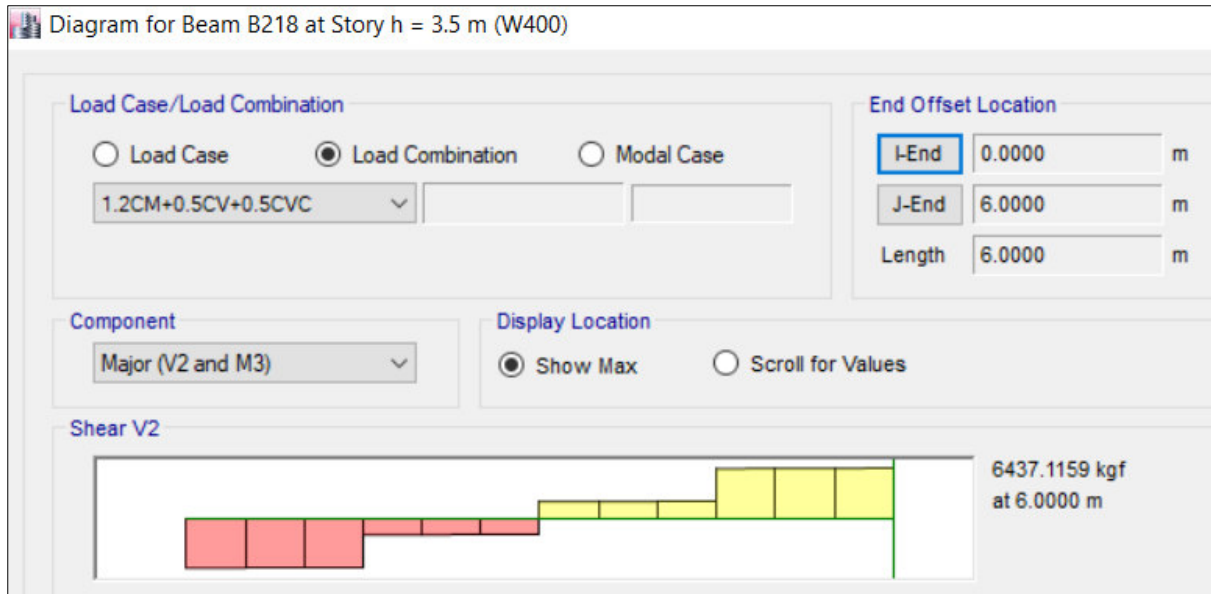


Figura 147. Combinación de carga 1.2CM+0.5CV

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_g = 6437.1159 \text{ kgf}$$

$$V_u = \frac{2 * 57529.164 \text{ kgf} - m}{6m} + 6437.1159 \text{ kgf}$$

$$V_u = 25613.5039 \text{ kgf}$$

2. Determinamos la resistencia de diseño, ϕR_n de la soldadura.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \quad (\text{ANSI/AISC 360 - 16, p. 176})$$

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX} \quad (\text{ANSI/AISC 360 - 16, p. 178})$$

$$F_{EXX} = 70 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \approx 4921.4868 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4921.4868 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 2952.8921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{we} = \text{Sen } 45^\circ * w$$

$$A_{we} = 0.707 * 0.5 \text{ cm} = 0.3535 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 2952.8921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 0.3535 \text{ cm} = 782.8855 \text{ kgf}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{25613.5039 \text{ kgf}}{782.8855 \text{ kgf}} = 32.7168 \text{ cm}$$

Se usará soldaduras de filete de 5mm de 35 cm de longitud en cada lado.

- **Placa de Cortante en la Unión Alma de la Viga con el Ala de la Columna**

$$\phi V_{pc} > V_u$$

$$\phi V_{pc} = \phi h_{pc} e_{pc} F_y$$

$$\phi V_{pc} = 0.6 * 2530 \text{ kgf/cm}^2 * 0.6 \text{ cm} * h_{pc} = 25613.5039 \text{ kgf}$$

$$h_{pc} = 28.12 \text{ cm}$$

Para cumplir geometría de la placa de cortante según (ANSI/AISC 358-16, pág. 48)

$$h_{pc} = 30 \text{ cm}$$

PL75x300x6mm

- **Diseño de la Zona de Panel**

$$\phi R_u \geq R_u$$

$$R_u = \frac{R_y * \sum M_p}{h - e_p}$$

$$M_p = 2530 \text{ kgf/cm}^2 * 1082.8 \text{ cm}^3 = 27394.84 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$\phi R_u = \phi h_{col} e_{p-col} F_y$$

$$R_u = \frac{1.5 * 27394.84 \text{ kgf} - \text{m} * 100}{40 \text{ cm} - 1.25 \text{ cm}}$$

$$R_u = 106044.5419 \text{ kgf}$$

$$\phi R_u = 0.6 * 40 \text{ cm} * 2 \text{ cm} * 3234 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi R_u = 155232 \text{ kgf}$$

$$155232 \text{ kgf} > 106044.5419 \text{ kgf}$$

$\phi R_u > R_u$ CUMPLE, no necesita placas dobles

- **Diseño de las Placas de Continuidad**

$$e_{p-col} = 1 \text{ cm}$$

$$e_{p-col} < 0.4 \sqrt{1.8 * b * e_p * \frac{F_{yv} * R_{yv}}{F_{yc} * R_{yc}}}$$

$$1\text{cm} < 0.4 \sqrt{1.8 * 18\text{cm} * 1.25\text{cm} * \frac{2530\text{kgf}/\text{cm}^2 * 1.5}{3234\text{kgf}/\text{cm}^2 * 1.4}}$$

$$1\text{cm} < 2.33\text{cm}$$

Se requieren placas de continuidad interiores: PL400x180x13.5mm.

5.2.8.1.2. Conexión RBS viga de sección reducida W 400 a columna HSS 400x400x10mm

- **Diseño de conexión a momento**

1. Calcular la magnitud de las fuerzas internas de compresión y de tensión, C y T.

$$C = T = \frac{M_u}{h - e_p}$$

$$M_u = 18852.9819 \text{ kgf} - \text{m}$$

$$C = T = \frac{14060.2932 \text{ kgf} - \text{m}}{0.4 \text{ m} - 0.0125 \text{ m}}$$

$$C = T = 36284.62761 \text{ kgf}$$

2. Determinamos el área y ancho de soldadura de ranura que se requiere.

$$A_{req} = \frac{T}{\phi F_y}$$

$$A_{req} = \frac{36284.62761 \text{ kgf}}{0.9 * 2530 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$A_{req} = 15.9352 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{A_{req}}{e_p}$$

$$\text{Ancho requerido} = \frac{15.9352 \text{ cm}^2}{1.25 \text{ cm}}$$

$$\text{Ancho requerido} = 12.74 \text{ cm}$$

$$12.74 \text{ cm} < 16 \text{ cm} \text{ CUMPLE}$$

Se requiere usar soldadura de ranura de penetración completa E70 de 16 cm de ancho.

- **Diseño de conexión a cortante**

1. Encontramos la cortante máxima que se genera en los extremos de la viga, cuyo valor se determinó en el diseño de la viga W 400 de sección reducida.

$$V_u = 16148.1489 \text{ kgf}$$

2. Determinamos la resistencia de diseño, ϕR_n de la soldadura.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 176})$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 178})$$

$$F_{EXX} = 70 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \approx 4921.4868 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4921.4868 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 2952.8921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{we} = \text{Sen } 45^\circ * w$$

$$A_{we} = 0.707 * 0.5 \text{ cm} = 0.3535 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 2952.8921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 0.3535 \text{ cm}$$

$$\phi R_n = 782.8855 \text{ kgf}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{16148.1489 \text{ kgf}}{782.8855 \text{ kgf}}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = 20.6264 \text{ cm}$$

Se usará soldaduras de filete de 5mm de 25 cm de longitud en cada lado.

- **Placa de Cortante en la Unión Alma de la Viga con el Ala de la Columna**

$$\phi V_{pc} > V_u$$

$$\phi V_{pc} = \phi h_{pc} e_{pc} F_y$$

$$\phi V_{pc} = 0.6 * 2530 \text{kgf/cm}^2 * 0.4 \text{cm} * h_{pc} = 16148.1489 \text{kgf}$$

$$h_{pc} = 26.5944 \text{cm}$$

Para cumplir geometría de la placa de cortante según (ANSI/AISC 358-16, pág. 48)

$$h_{pc} = 27 \text{cm}$$

PL75x270x4mm

- **Diseño de la Zona de Panel**

$$\phi R_u \geq R_u$$

$$R_u = \frac{R_y * \sum M_p}{h - e_p}$$

$$M_p = 2530 \text{kgf/cm}^2 * 1082.8 \text{cm}^3 = 27394.84 \text{kgf} - \text{m}$$

$$\phi R_u = \phi h_{col} e_{p-col} F_y$$

$$R_u = \frac{1.5 * 27394.84 \text{kgf} - \text{m} * 100}{40 \text{cm} - 1.25 \text{cm}}$$

$$R_u = 106044.5419 \text{kgf}$$

$$\phi R_u = 0.6 * 40 \text{cm} * 2 \text{cm} * 3234 \text{kg/cm}^2$$

$$\phi R_u = 155232 \text{kgf}$$

$$155232 \text{kgf} > 106044.5419 \text{kgf}$$

$\phi R_u > R_u$ CUMPLE, no necesita placas dobles

- **Diseño de las Placas de Continuidad**

$$e_{p-col} = 1 \text{cm}$$

$$e_{p-col} < 0.4 \sqrt{1.8 * b * e_p * \frac{F_{yv} * R_{yv}}{F_{yc} * R_{yc}}}$$

$$1\text{cm} < 0.4 \sqrt{1.8 * 18\text{cm} * 1.25\text{cm} * \frac{2530\text{kgf}/\text{cm}^2 * 1.5}{3234\text{kgf}/\text{cm}^2 * 1.4}}$$

$$1\text{cm} < 2.33\text{cm}$$

Se requieren placas de continuidad interiores: PL400x160x11.5mm.

5.2.8.2. Conexión Columna – Placa Base

La conexión que se realiza es de penetración completa, en esta se determina la resistencia de la soldadura de las columnas y la placa base de acero.

1. Encontramos la cortante máxima que se genera en la base de la columna con la siguiente fórmula.

$$V_u = \frac{2 * M_{pr}}{L} + V_g$$

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * F_y * Z_x$$

$$M_{pr} = 1.4 * 1.5 * 3234\text{kgf}/\text{cm}^2 * 2282\text{cm}^3$$

$$M_{pr} = 15497974.8 \text{ kgf} - \text{cm} = 154979.748 \text{ kgf} - \text{m}$$

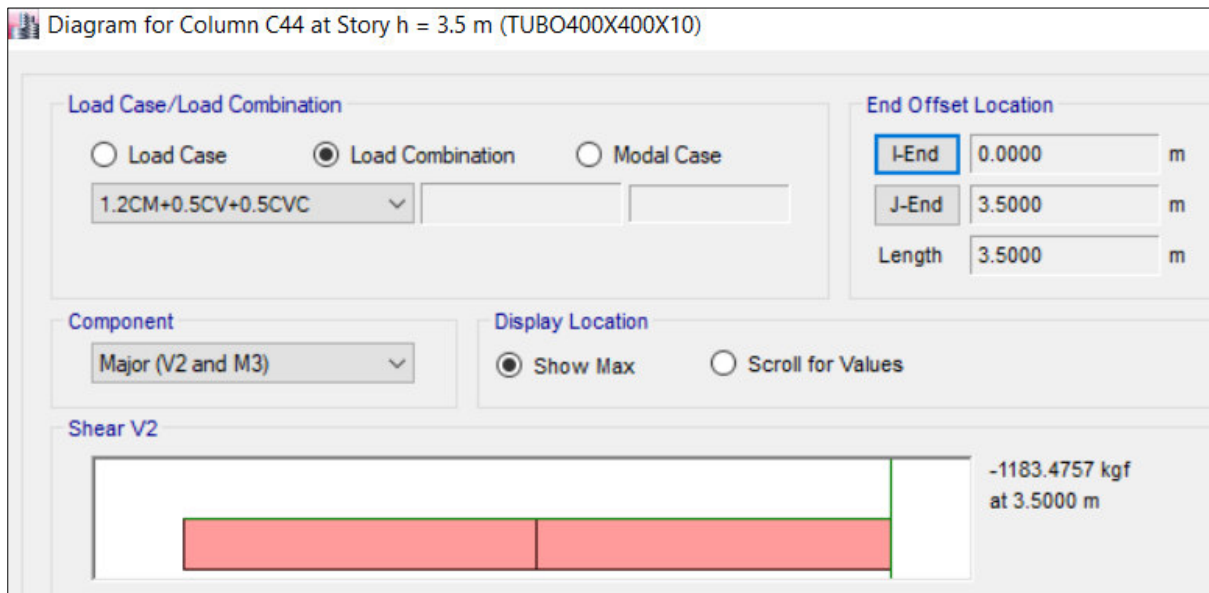


Figura 148. Combinación de carga 1.2CM+0.5CV

Fuente: ETABS 2016

Elaboración: Propia

$$V_g = 1183.4757 \text{ kgf}$$

$$V_u = \frac{2 * 154979.748 \text{ kgf} - \text{m}}{3.5\text{m}} + 1183.4757 \text{ kgf}$$

$$V_u = 89743.3317 \text{ kgf}$$

2. Determinamos la resistencia de diseño, ϕR_n de la soldadura.

$$\phi R_n = \phi F_{nw} A_{we} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 176})$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{nw} = 0.6 F_{EXX} \quad (\text{ANSI/AISC 360 – 16, p. 178})$$

$$F_{EXX} = 70 \frac{\text{klb}}{\text{in}^2} \approx 4921.4868 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4921.4868 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 2952.8921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$A_{we} = \text{Sen } 45^\circ * w$$

$$A_{we} = 0.707 * 0.5 \text{cm} = 0.3535 \text{cm}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 2952.8921 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 0.3535 \text{cm}$$

$$\phi R_n = 782.8855 \text{ kgf}$$

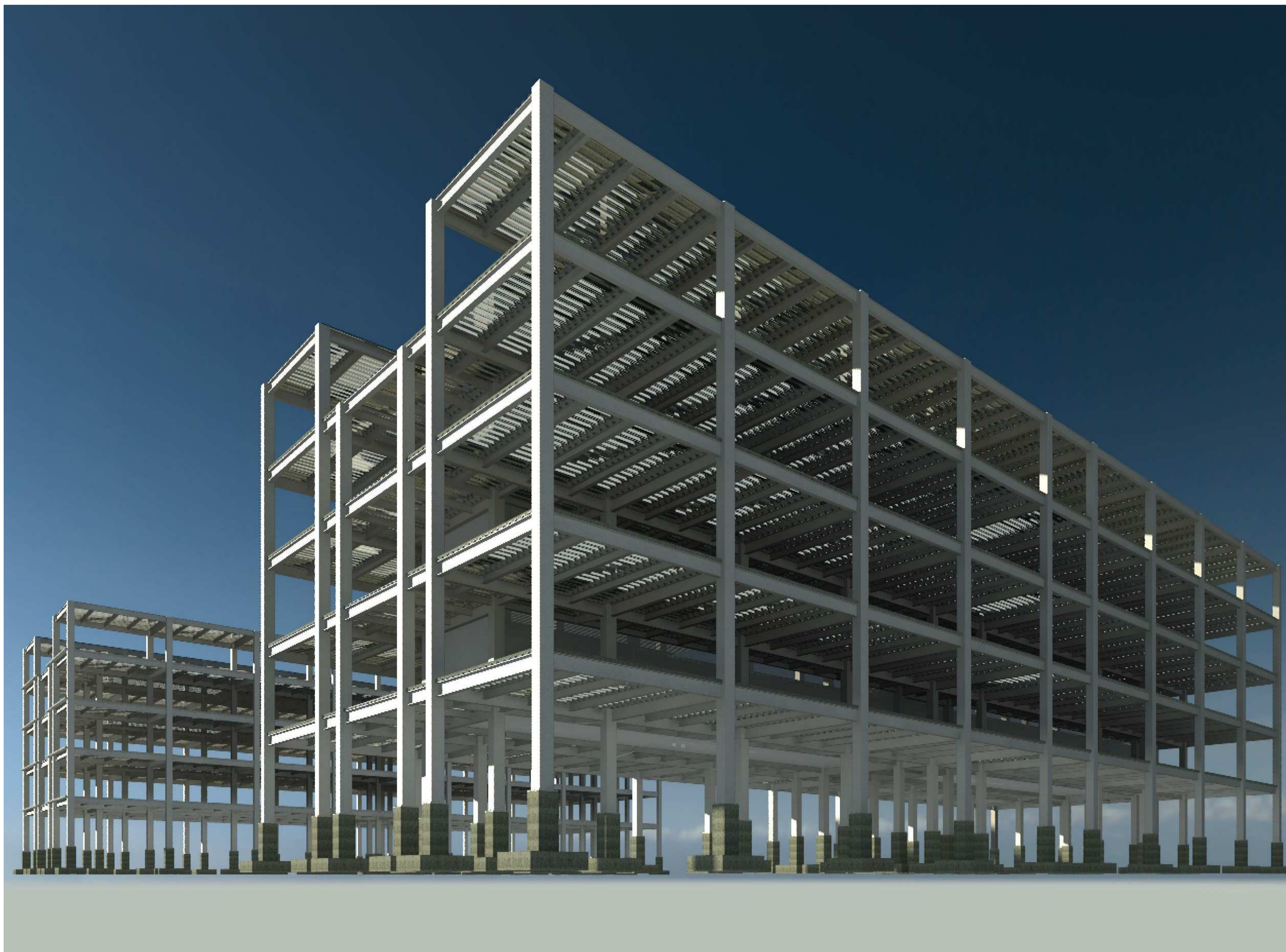
$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{V_u}{\phi R_n}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = \frac{89743.3317 \text{ kgf}}{782.8855 \text{ kgf}}$$

$$\text{Longitud de la soldadura} = 114.63 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de la soldadura por lado} = \frac{114.7 \text{ cm}}{4} = 28.675 \text{ cm}$$

Se usará soldaduras de filete de 5mm de 30 cm de longitud en cada lado.



DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO

1 : 1



Universidad
Católica
de Cuenca

DIS: Christopher Marin - Walter Pando

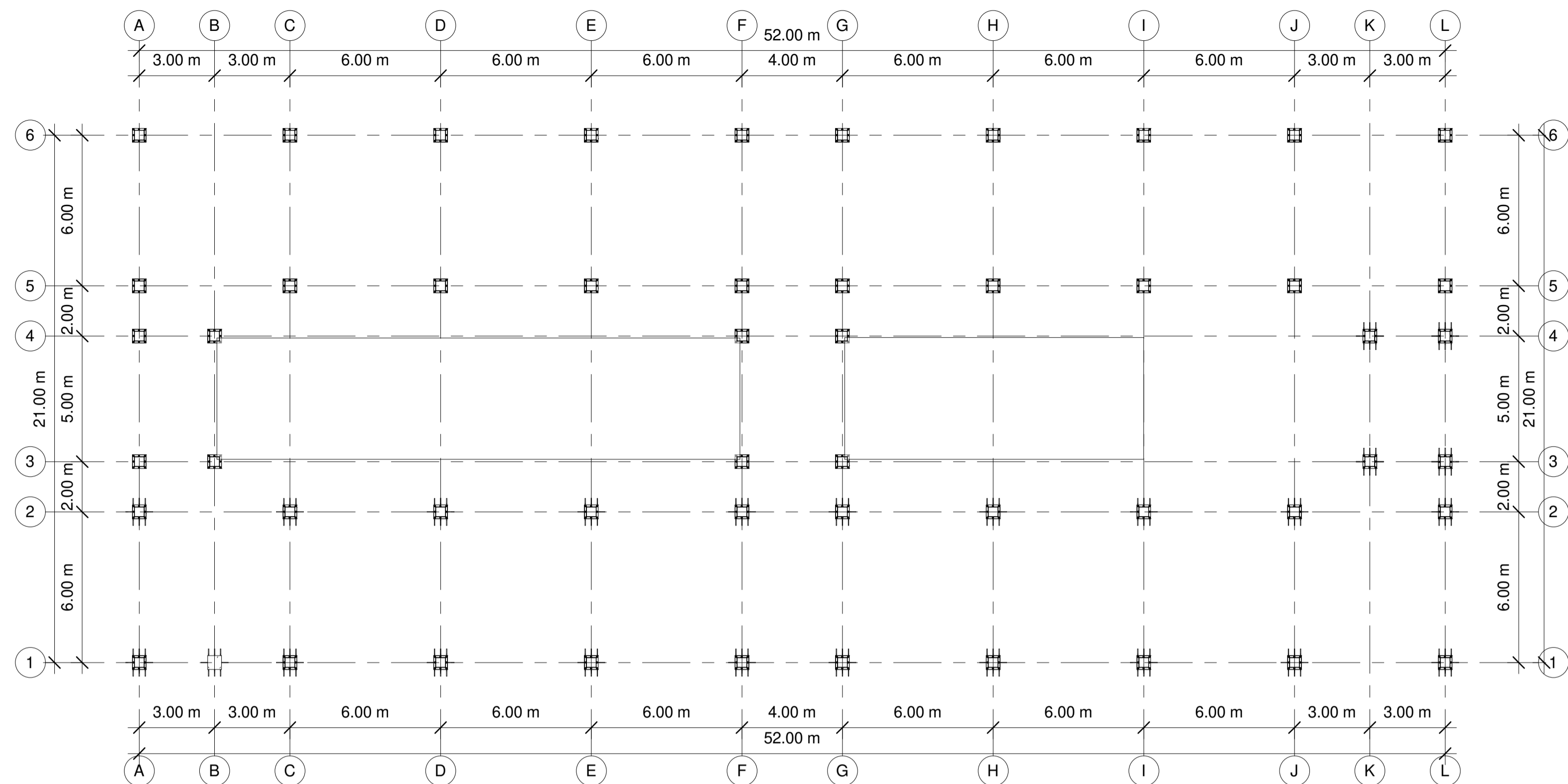
DIB: Christopher Marin - Walter Pando

REV: Ing. Juan Maldonado

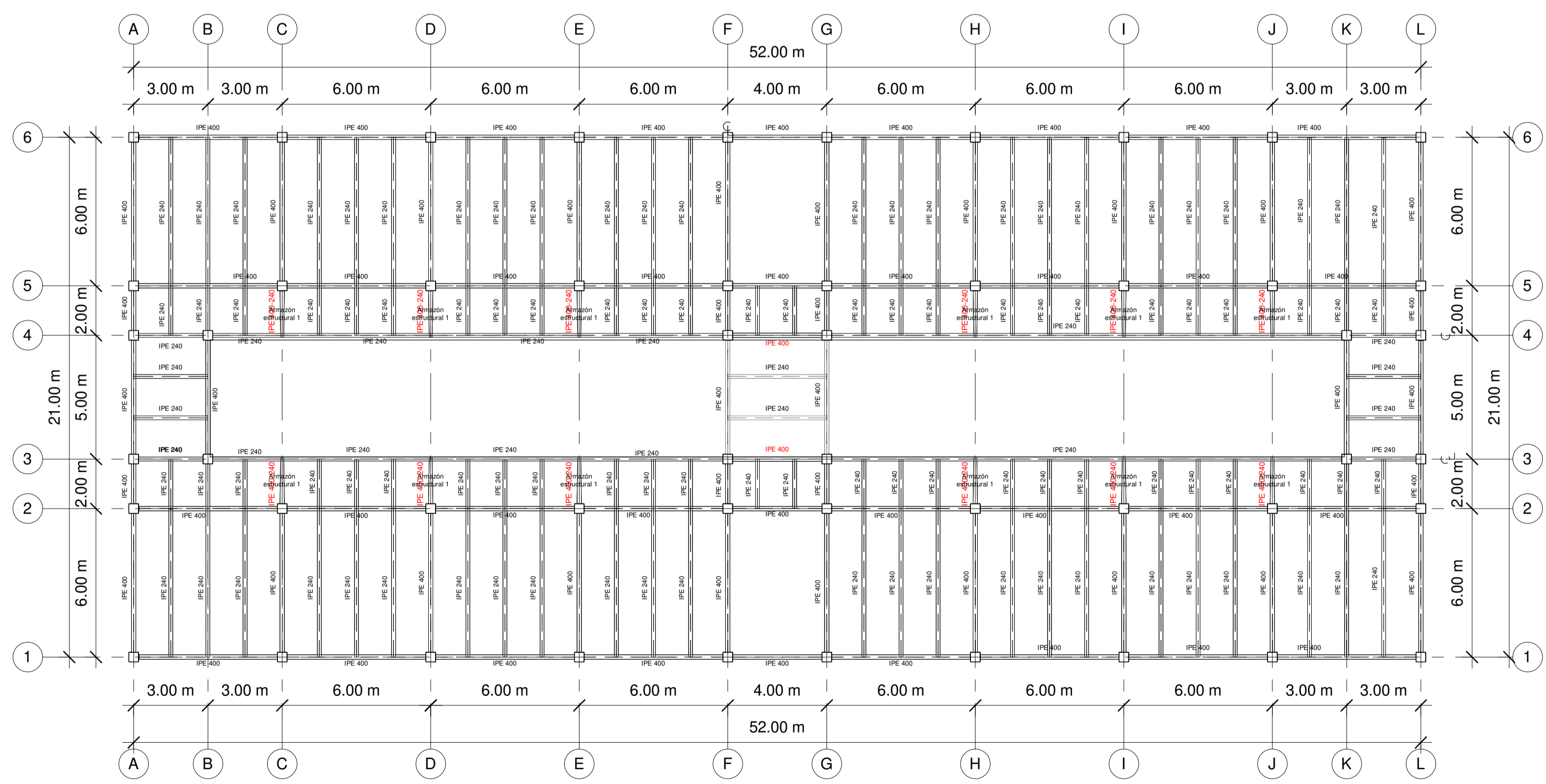
VISTA 3D

FECHA:
12/19/19

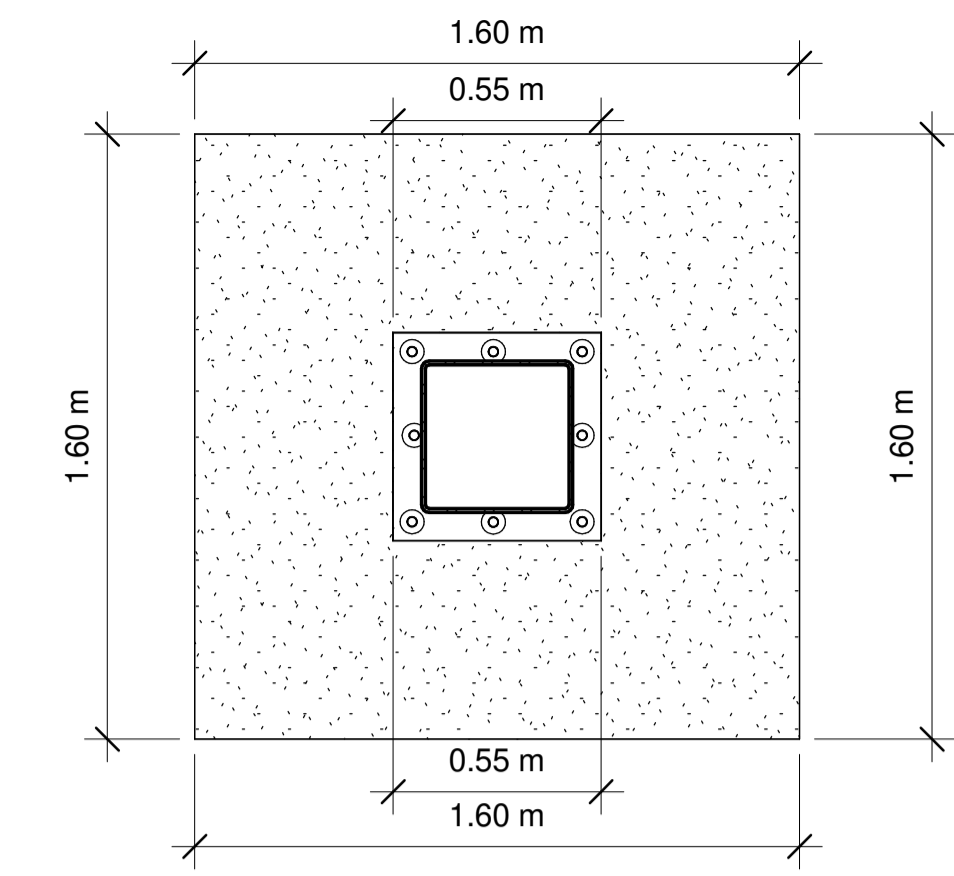
LAMINA:
1/1



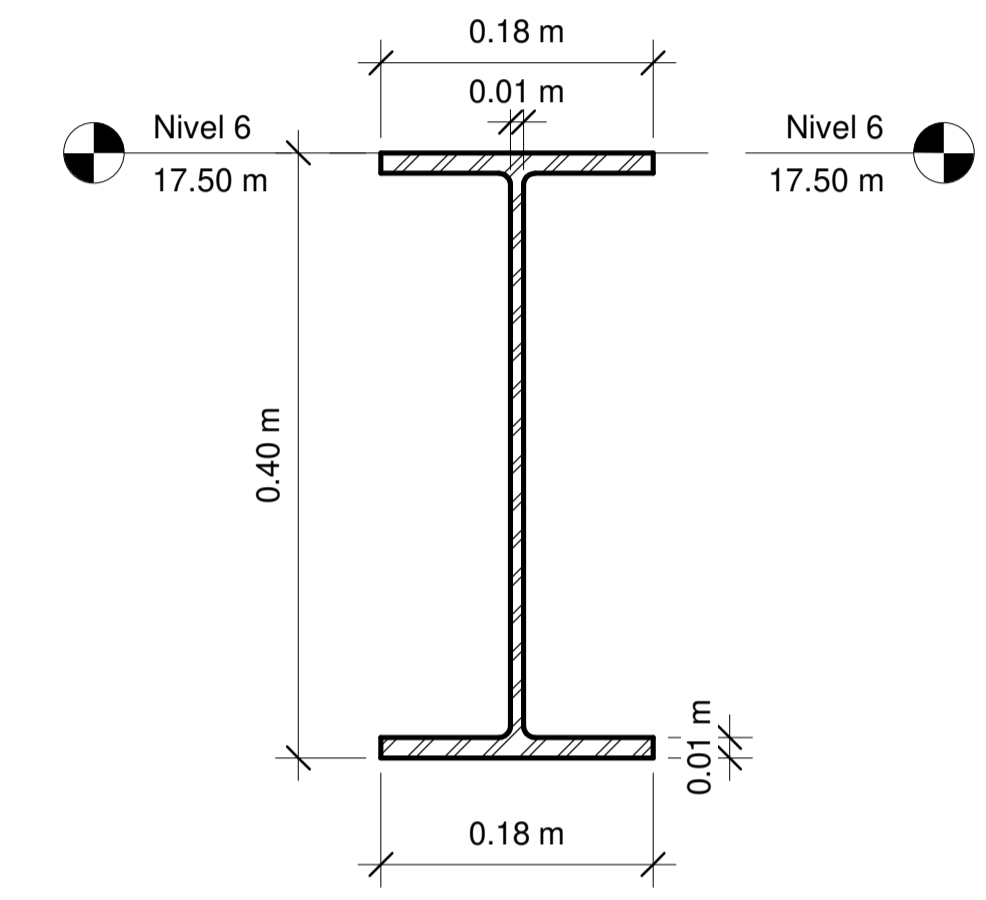
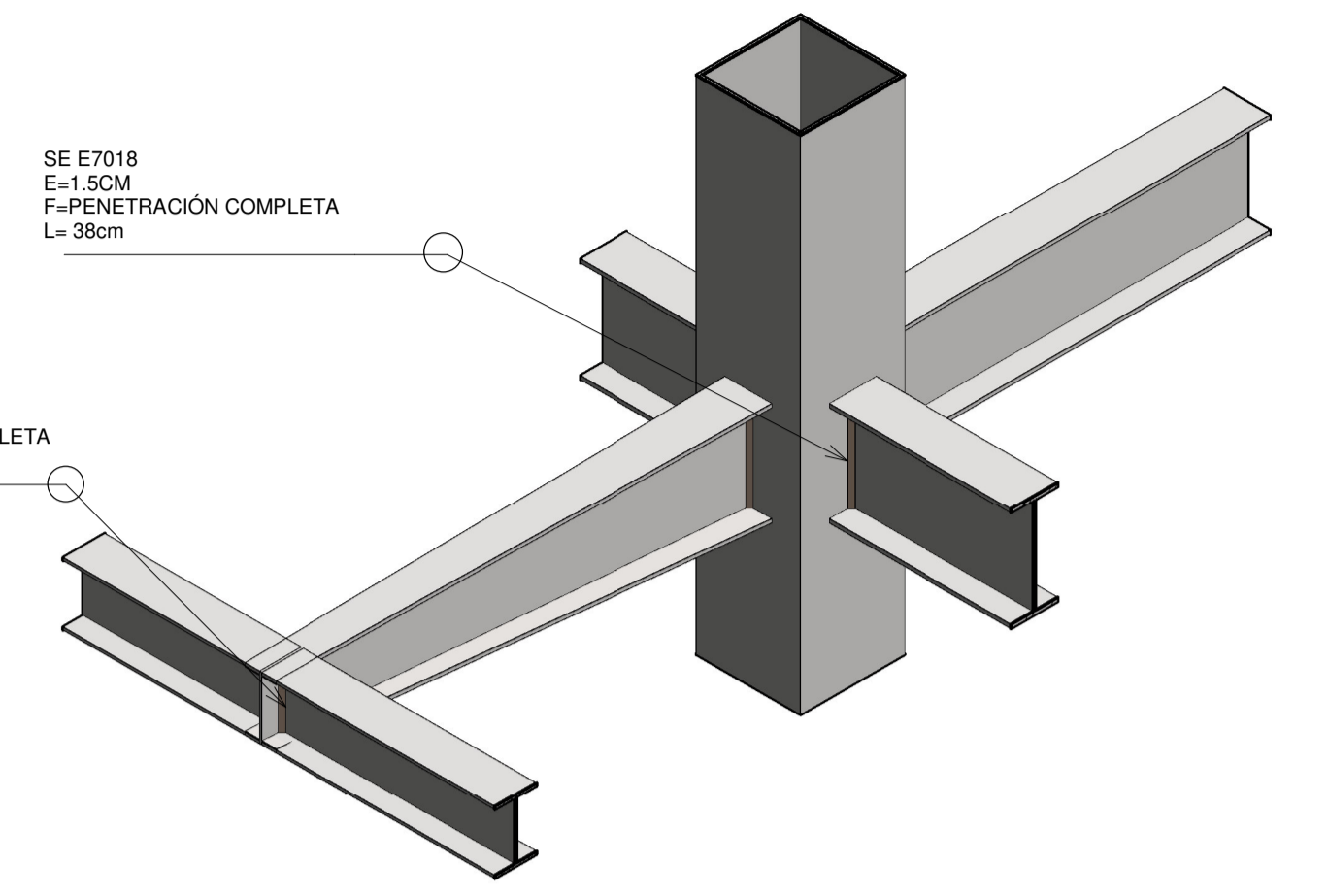
1 Nivel 1
1 : 150



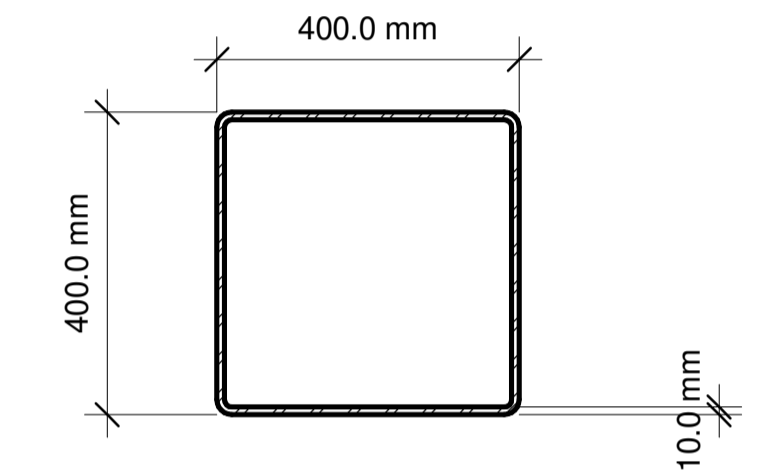
2 PLANTA PISO 1-2
1 : 150



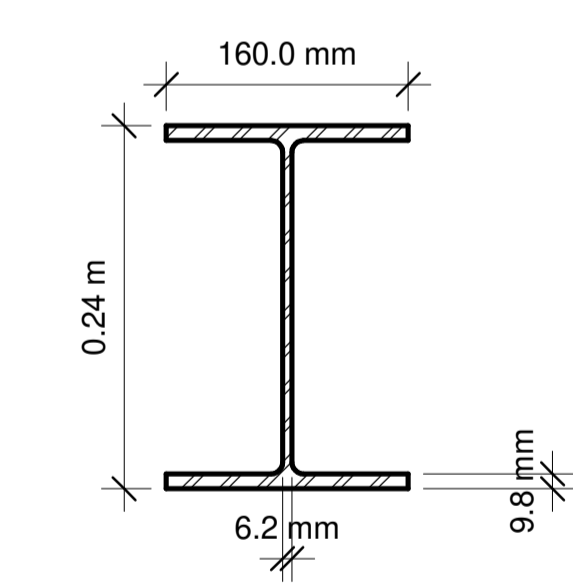
4 ZAPATA
1 : 20



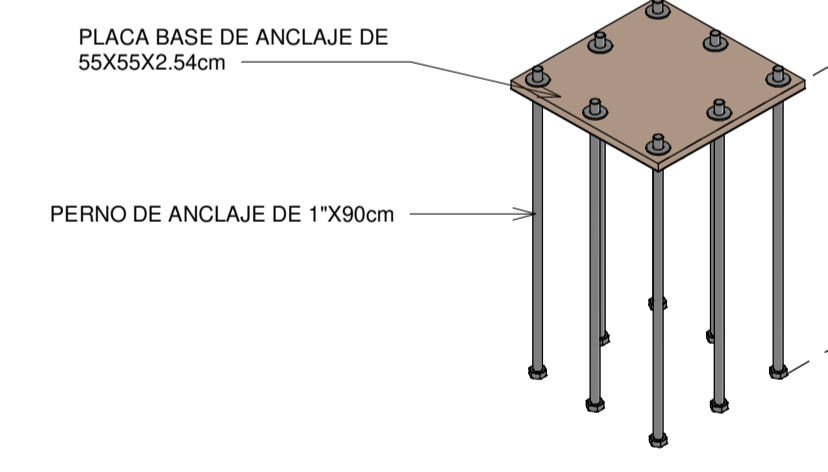
8 VIGA IPE 400
1 : 5



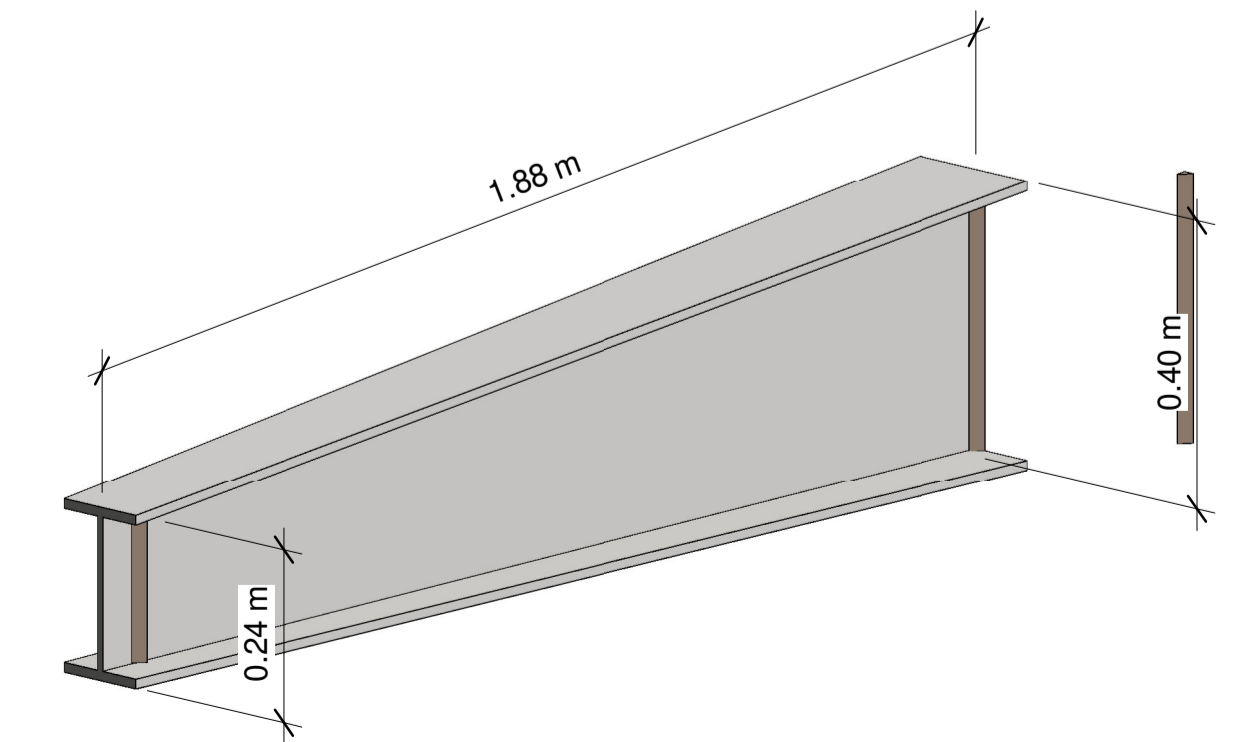
9 SECCIÓN COLUMNA
1 : 10



7 VIGA IPE 240
1 : 5

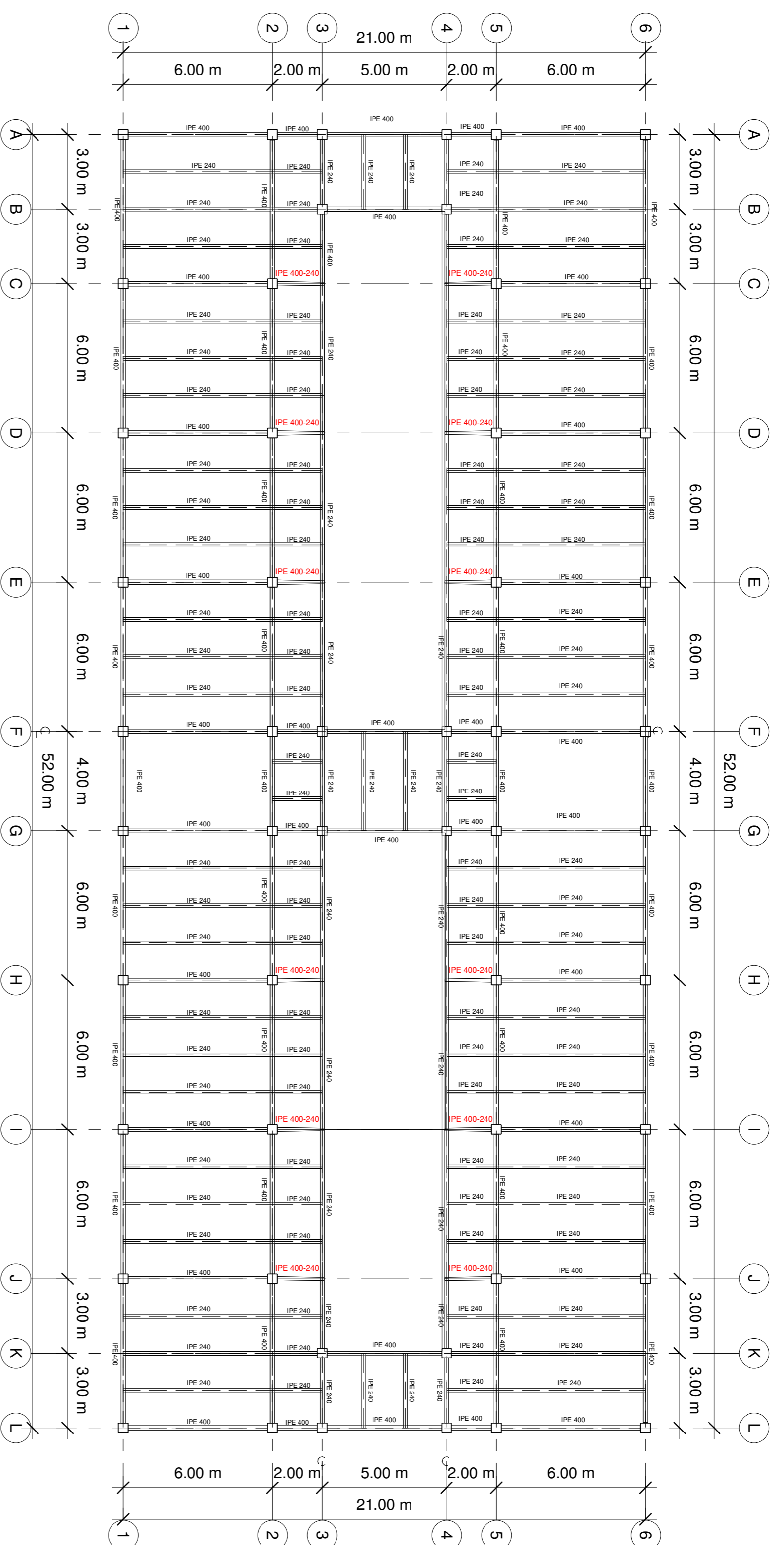


3 ARMADO CIMENTO

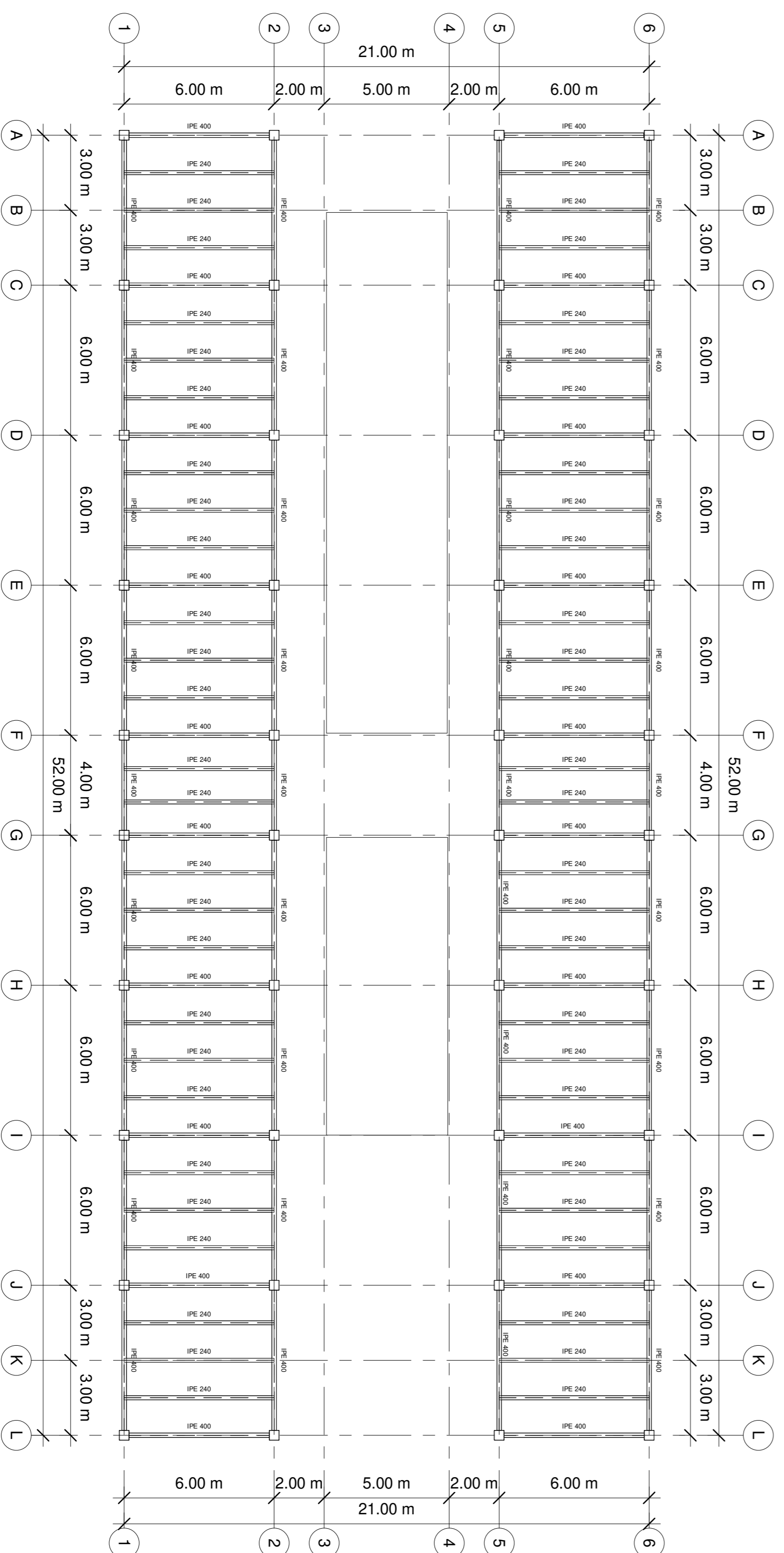


6 VIGA SECCIÓN VARIABLE

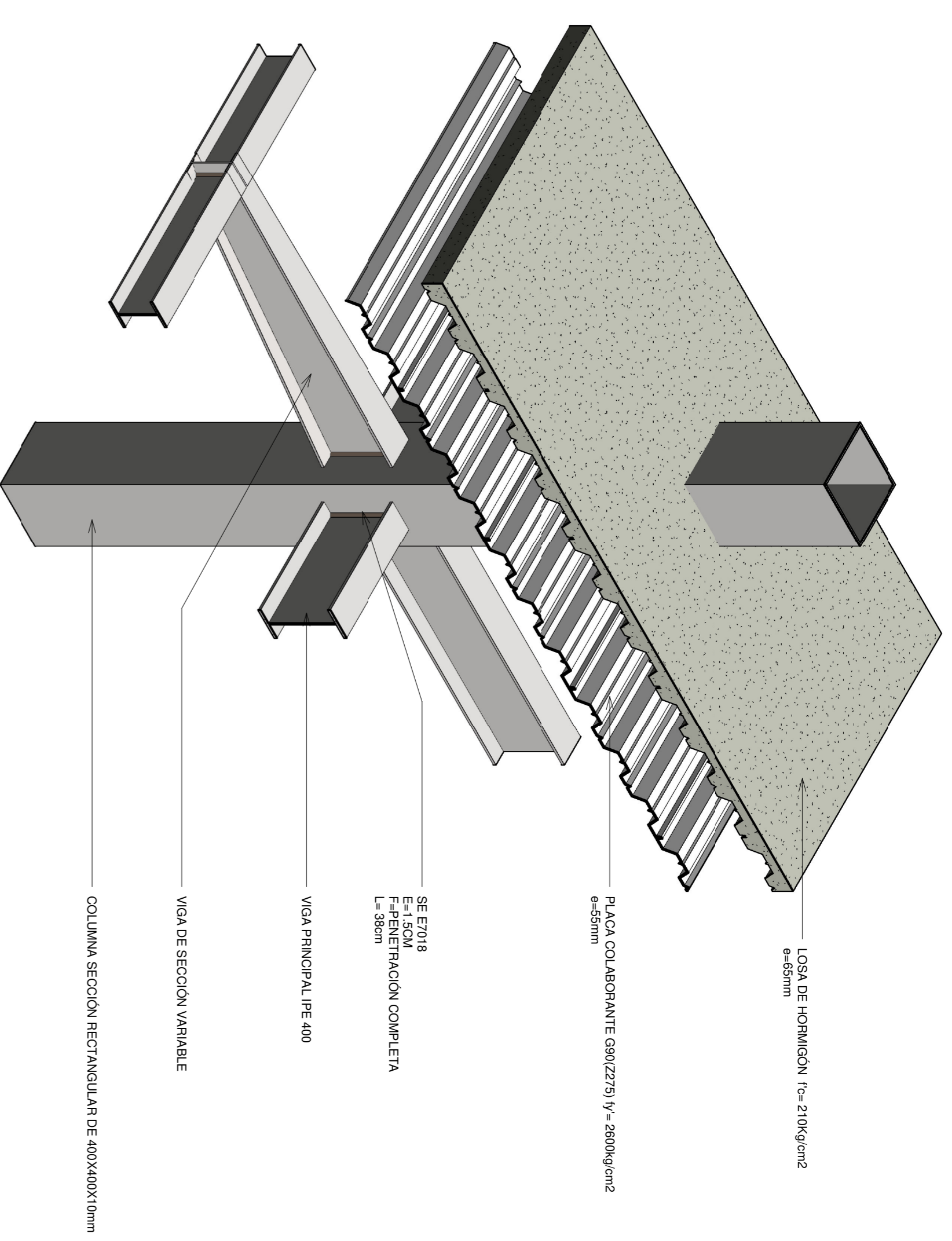
DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO: MÉTODO ELÁSTICO	
Como se indica	Universidad Católica de Cuenca DIS: Christopher Marín - Walter Pando DIB: Christopher Marín - Walter Pando REV: Ing. Juan Maldonado
PLANTA	FECHA: 12/19/2019 LAMINA: 1/4



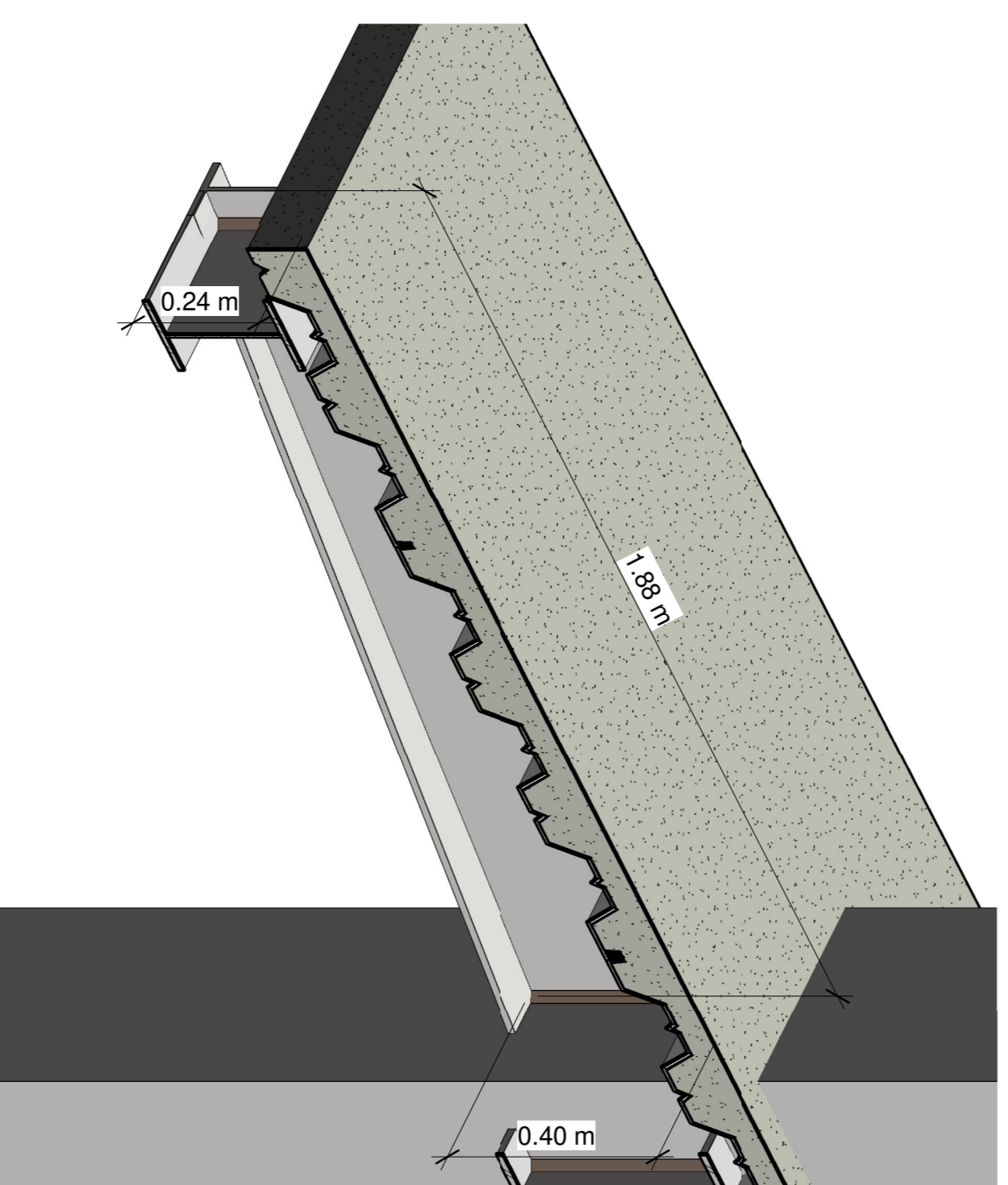
1 PLANTA PISO 3-4
1 : 150



2 PLANTA PISO 5
1 : 150




4 SECCIÓN VIGA.



3 VIGA SECCIÓN VARIABLE.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO:
MÉTODO ELÁSTICO

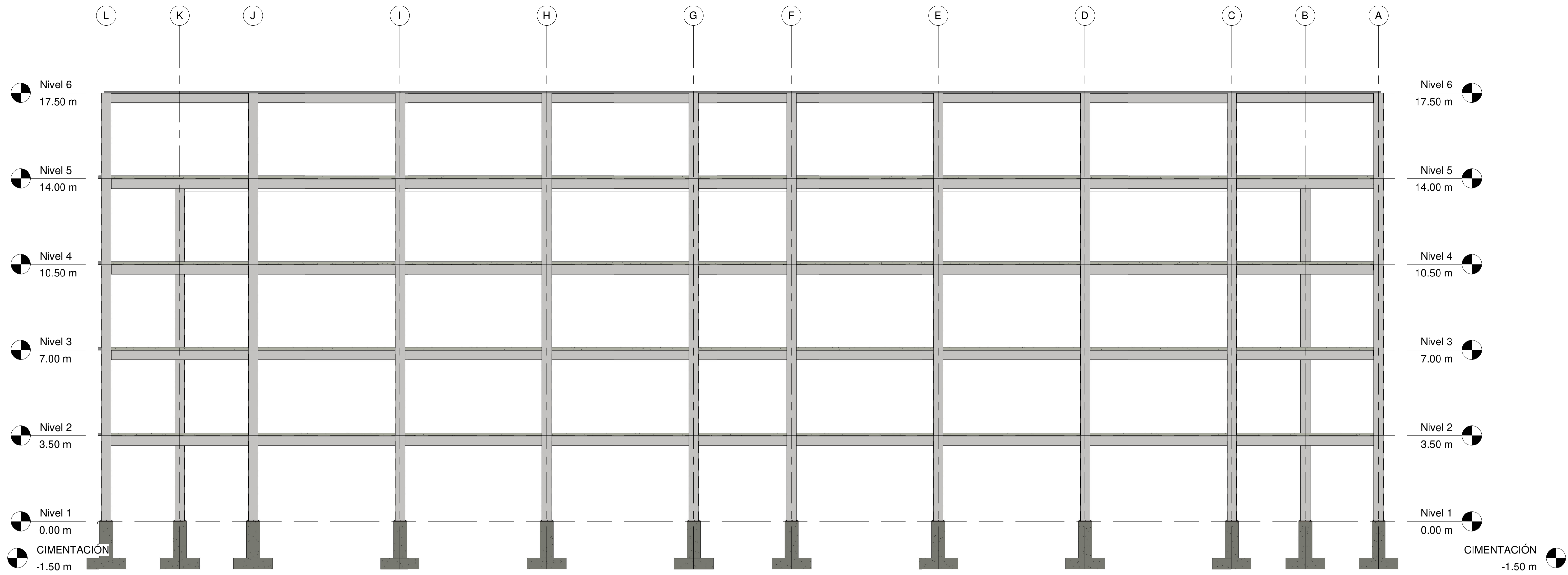
1 : 150

DIS:  Universidad Católica de Cuenca
DIB: Christopher Marín - Walter Pando
REV: Ing. Juan Maldonado

PLANTAS

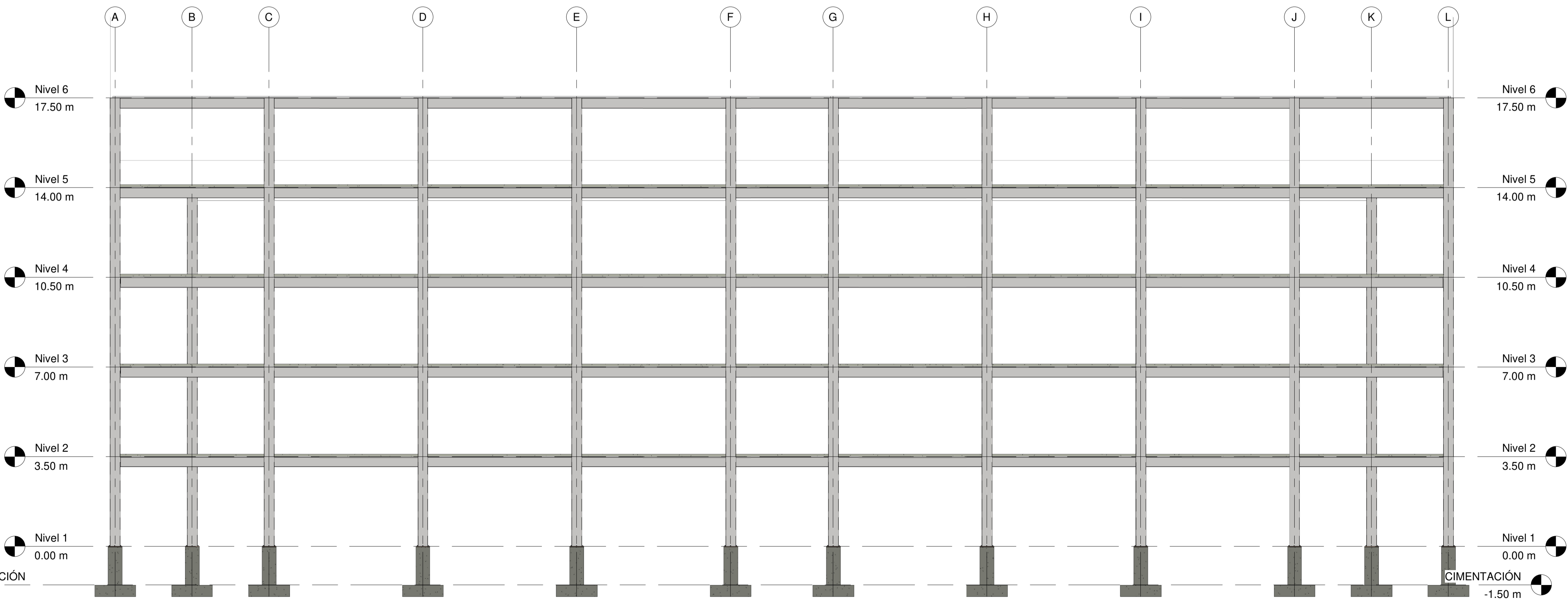
FECHA: 12/18/19

LÁMINA: 2/4



ELEVACION LATERAL

1 DERECHA
1 : 100



ELEVACION LATERAL

2 IZQUIERDA
1 : 100

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO:
MÉTODO ELÁSTICO

1 : 100



DIS: Christopher Marin - Walter Pando

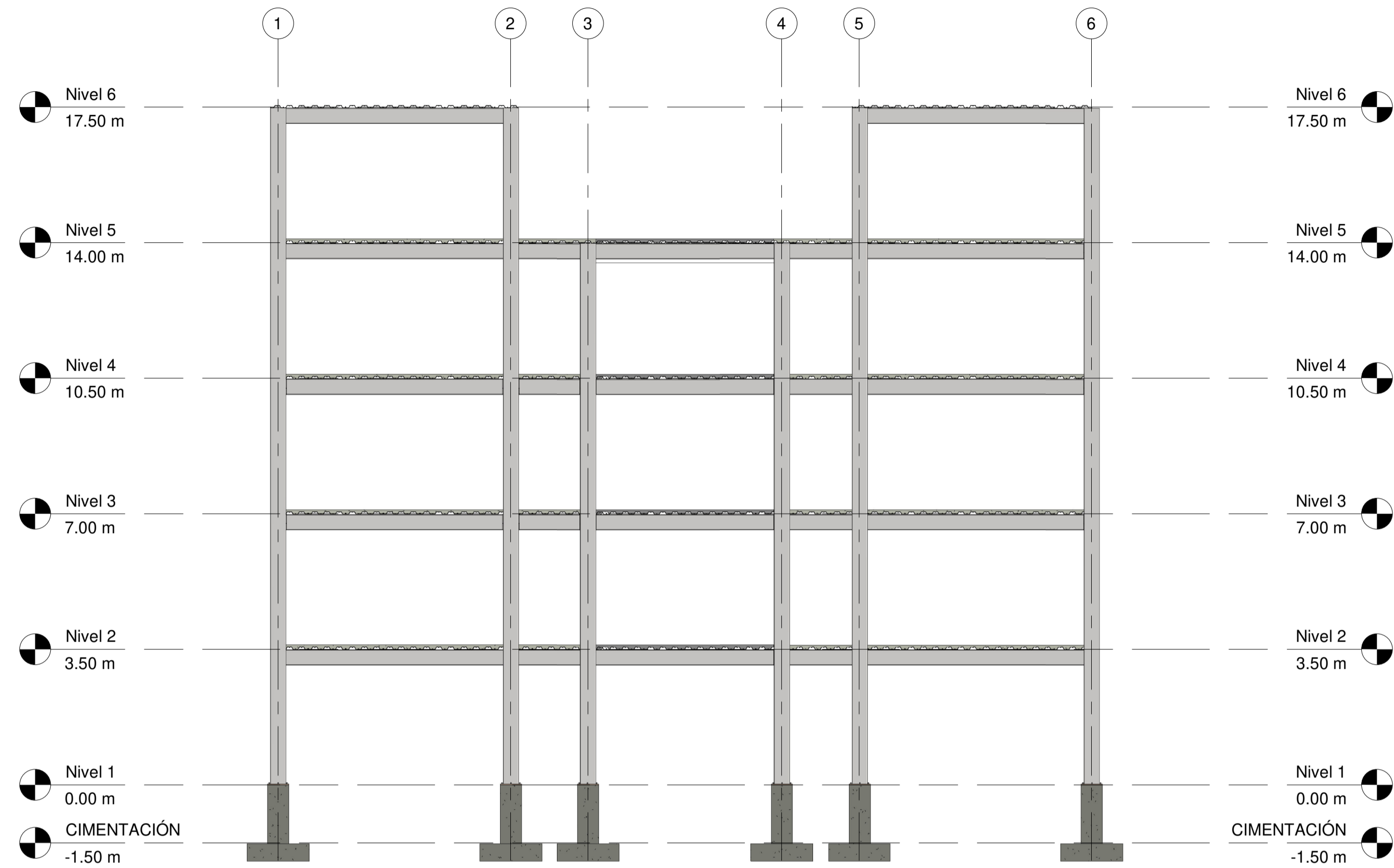
DIB: Christopher Marin - Walter Pando

REV: Ing. Juan Maldonado

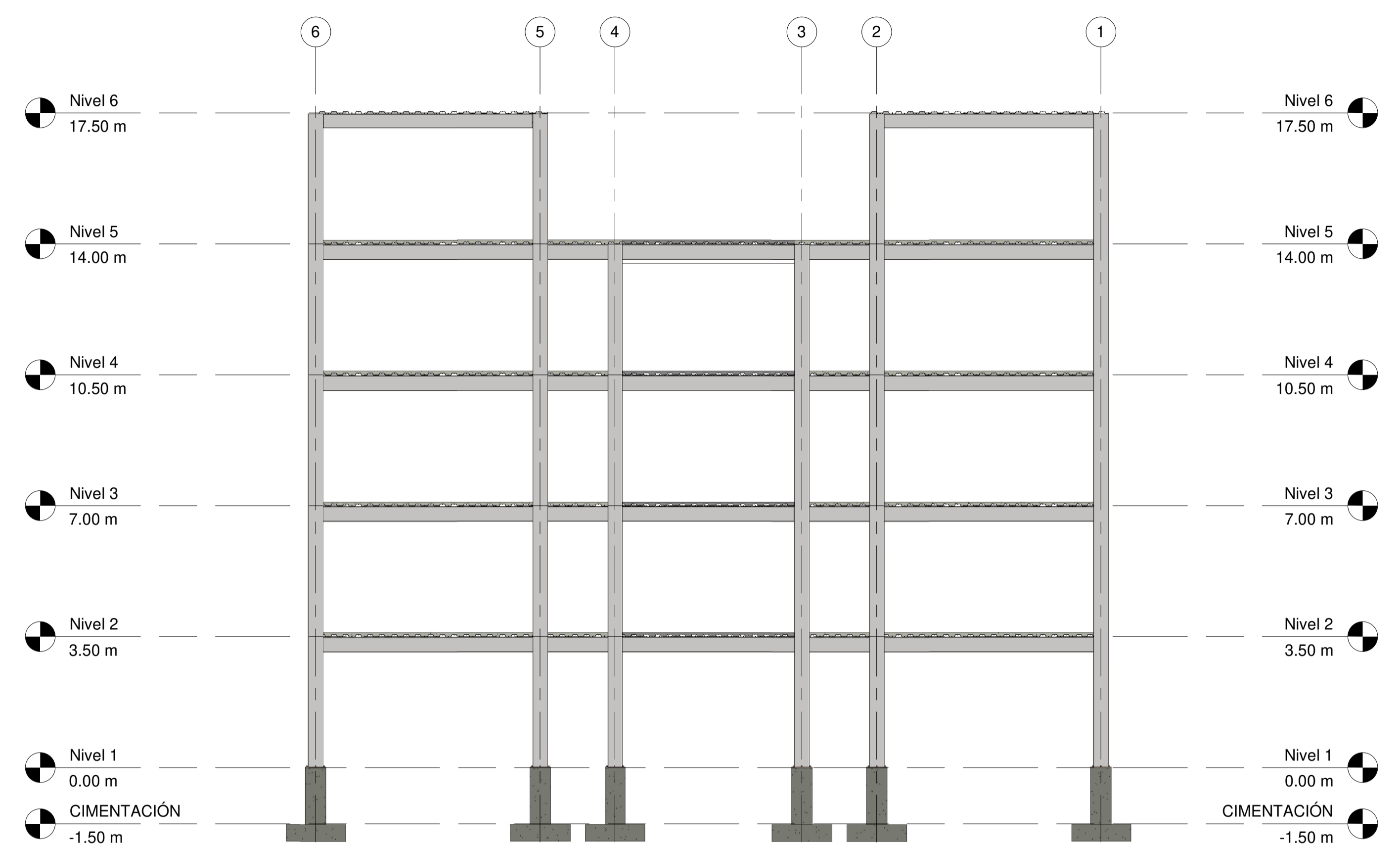
ELEVACIONES

FECHA:
12/18/19

LAMINA:
3/4



1 ELEVACIÓN FRONTAL
1 : 100



2 ELEVACIÓN POSTERIOR
1 : 100

DISEÑO MÉTODO ELÁSTICO

Peso total de vigas secundarias, principales y columnas.

ELEMENTO	SECCIÓN	N.º DE ELEMENTOS	PESO (kgf/m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO TOTAL (kgf)
Vigas secundarias	IPE240	476	30.7	1960	60172
Vigas principales	IPE400	340	63.3	1840	116472
Vigas principales	IPE240	84	30.7	400	12280
Vigas principales	IPE400-240	48	58	96	5567.27
Columnas	TUBO400X400X10	248	122.46	868	106295.280
Σ					300786.55

Peso total de losas para el uso de aulas, corredores y cubiertas.

Elemento	Sección	N.º De Elementos	Peso (kgf /M²)	Área (M²)	Peso Total (kgf)	Volumen de hormigón (m3)
Losa aulas	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	64	223.7	2304	515404.80	207.36
Losa corredores	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	84	223.7	1032	230858.4	92.88
Losa cubierta	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	18	223.7	624	139588.8	56.16
Σ					885852	356.4

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO:
MÉTODO ELÁSTICO

1 : 100

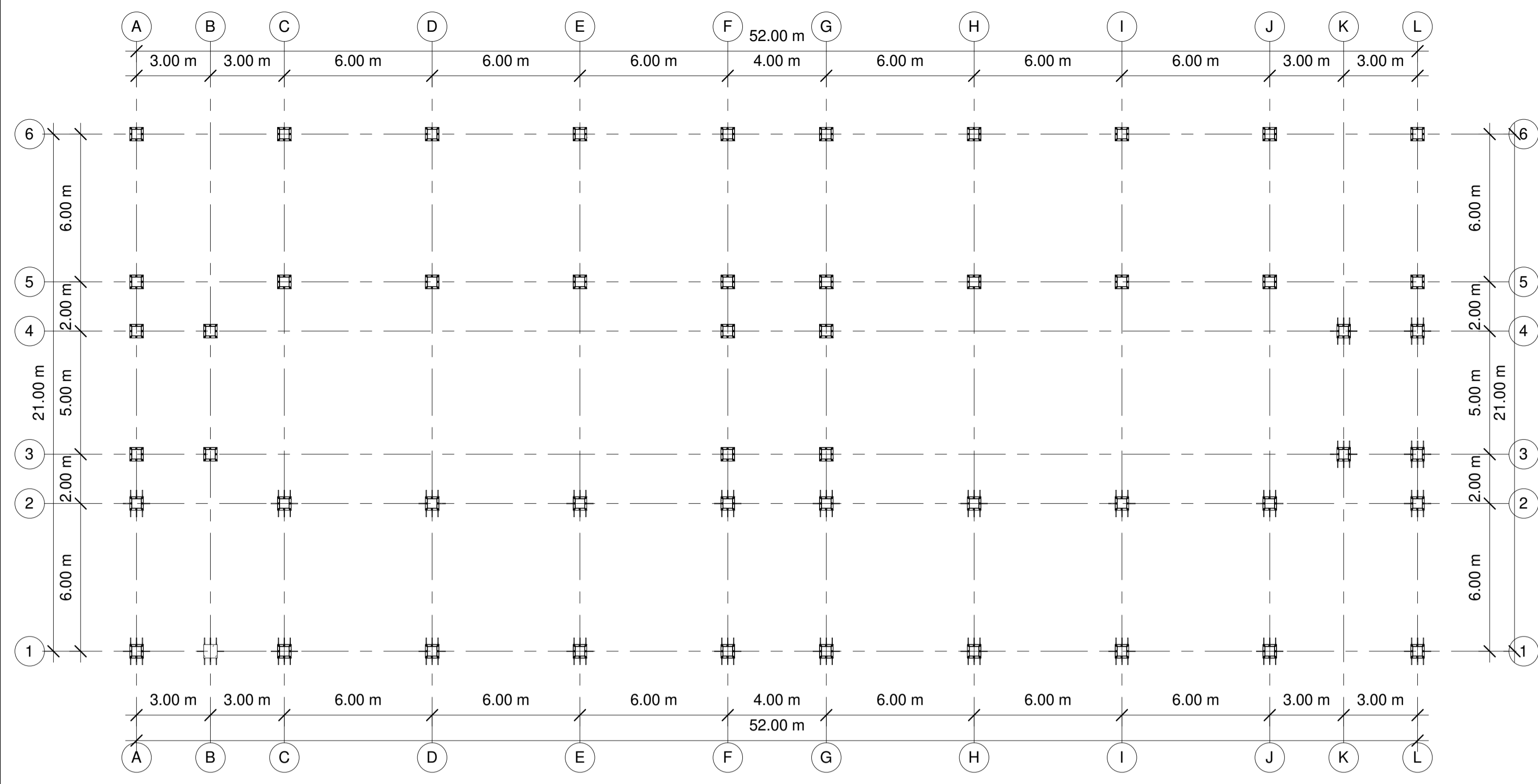


DIS: Christopher Marín - Walter Pando
DIB: Christopher Marín - Walter Pando
REV: Ing. Juan Maldonado

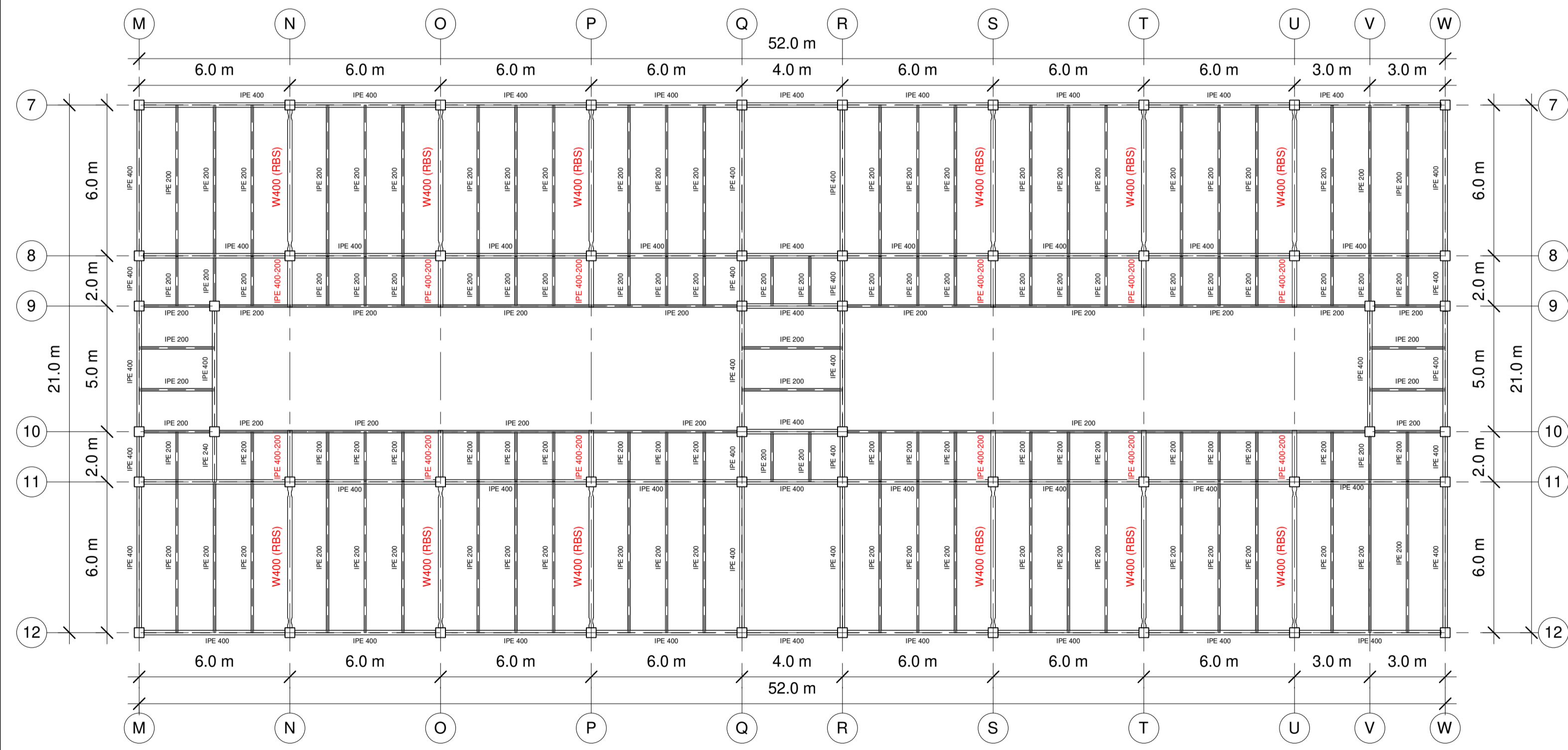
ELEVACIONES

FECHA:
12/18/19

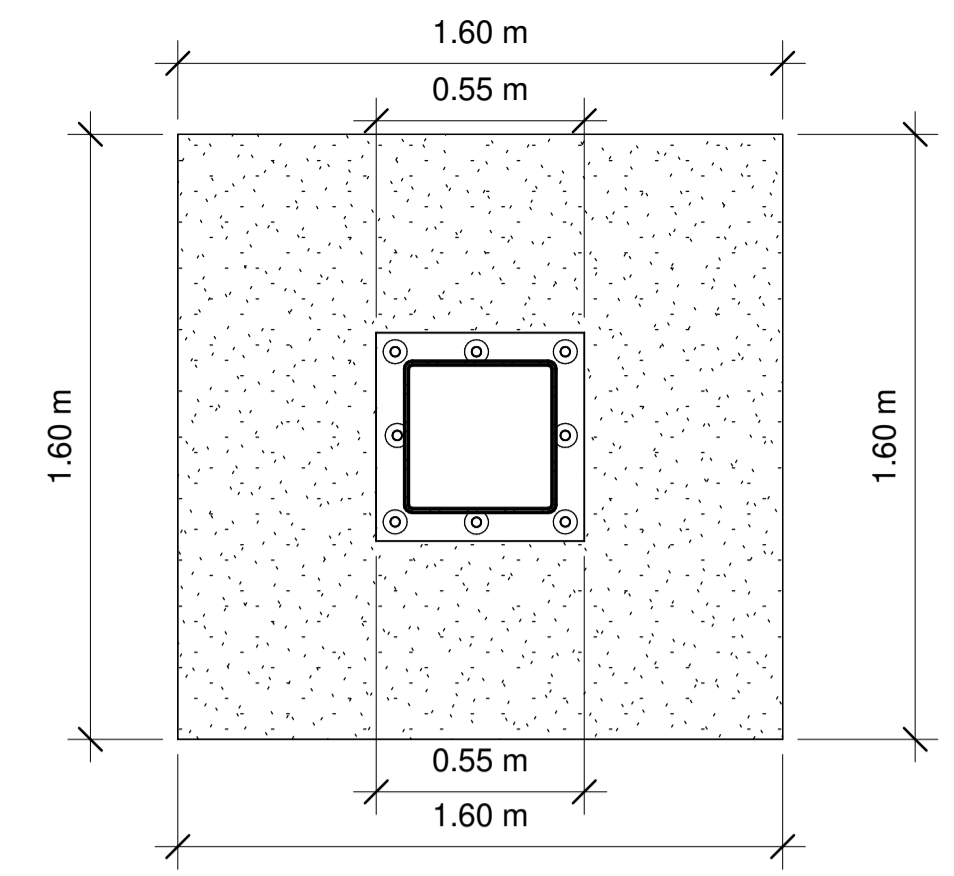
LAMINA:
4/4



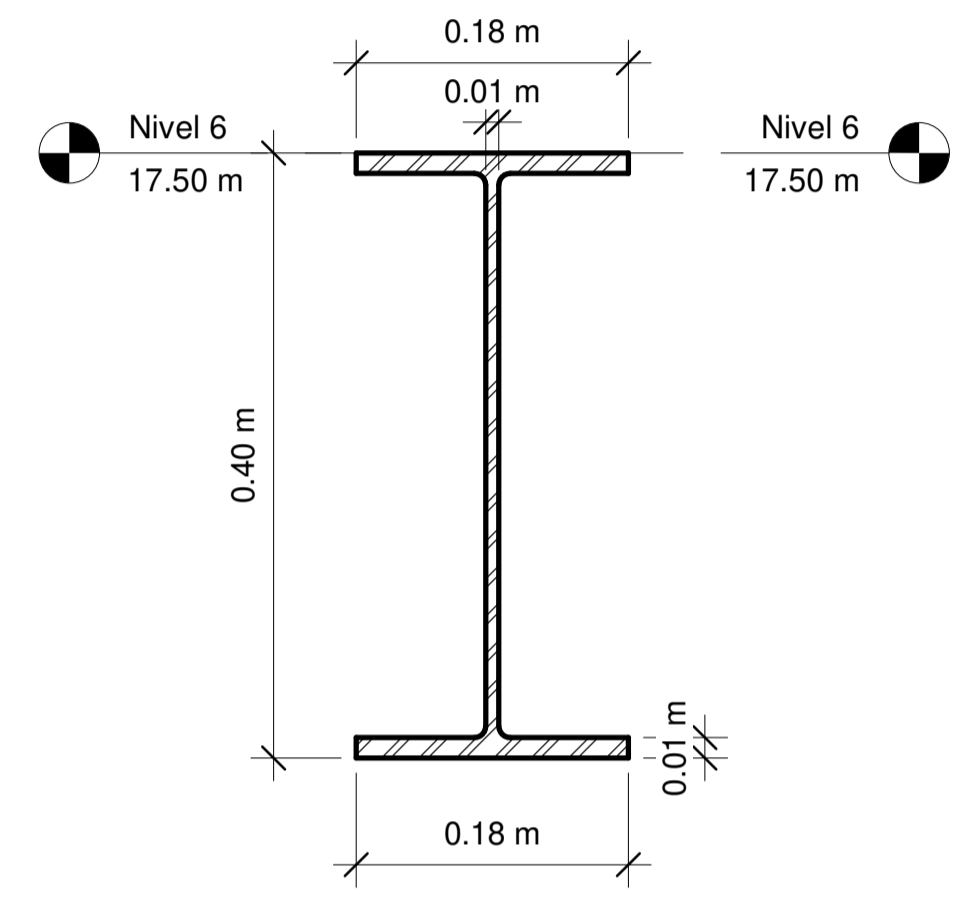
1 Nivel 1
1 : 150



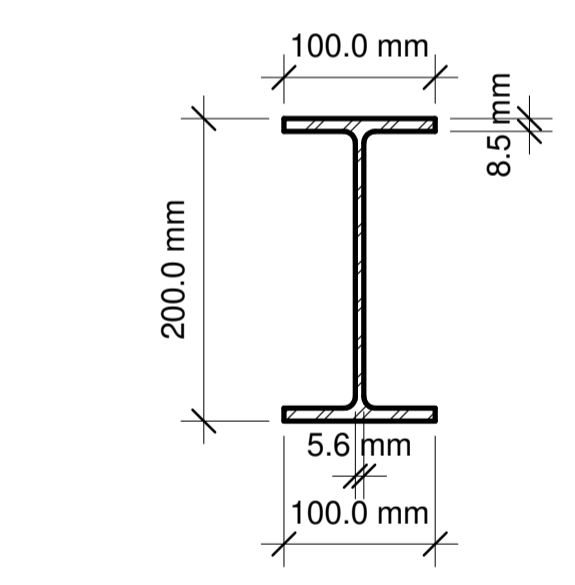
2 PLANTA PISO 1-2
1 : 150



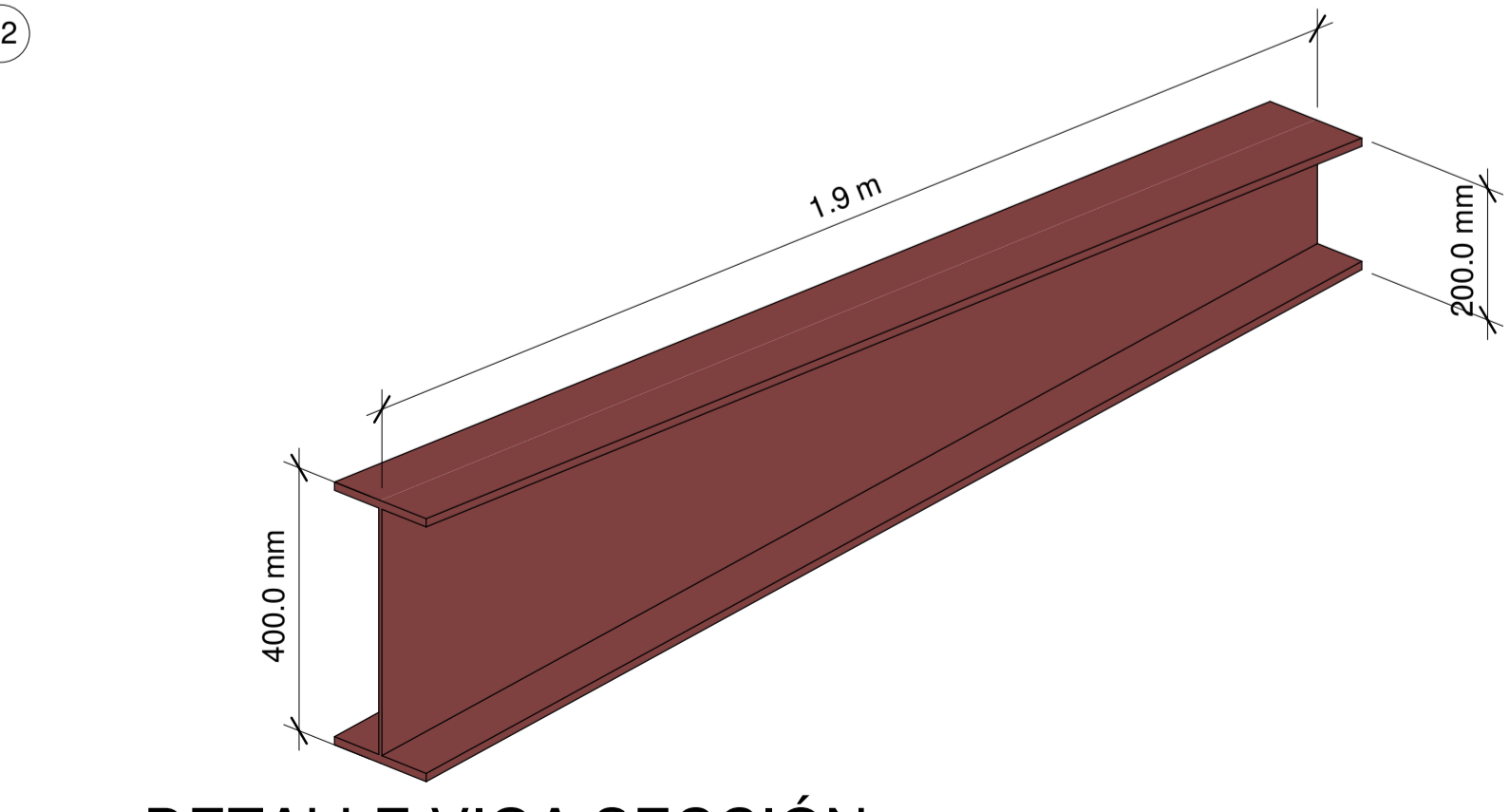
4 ZAPATA
1 : 20



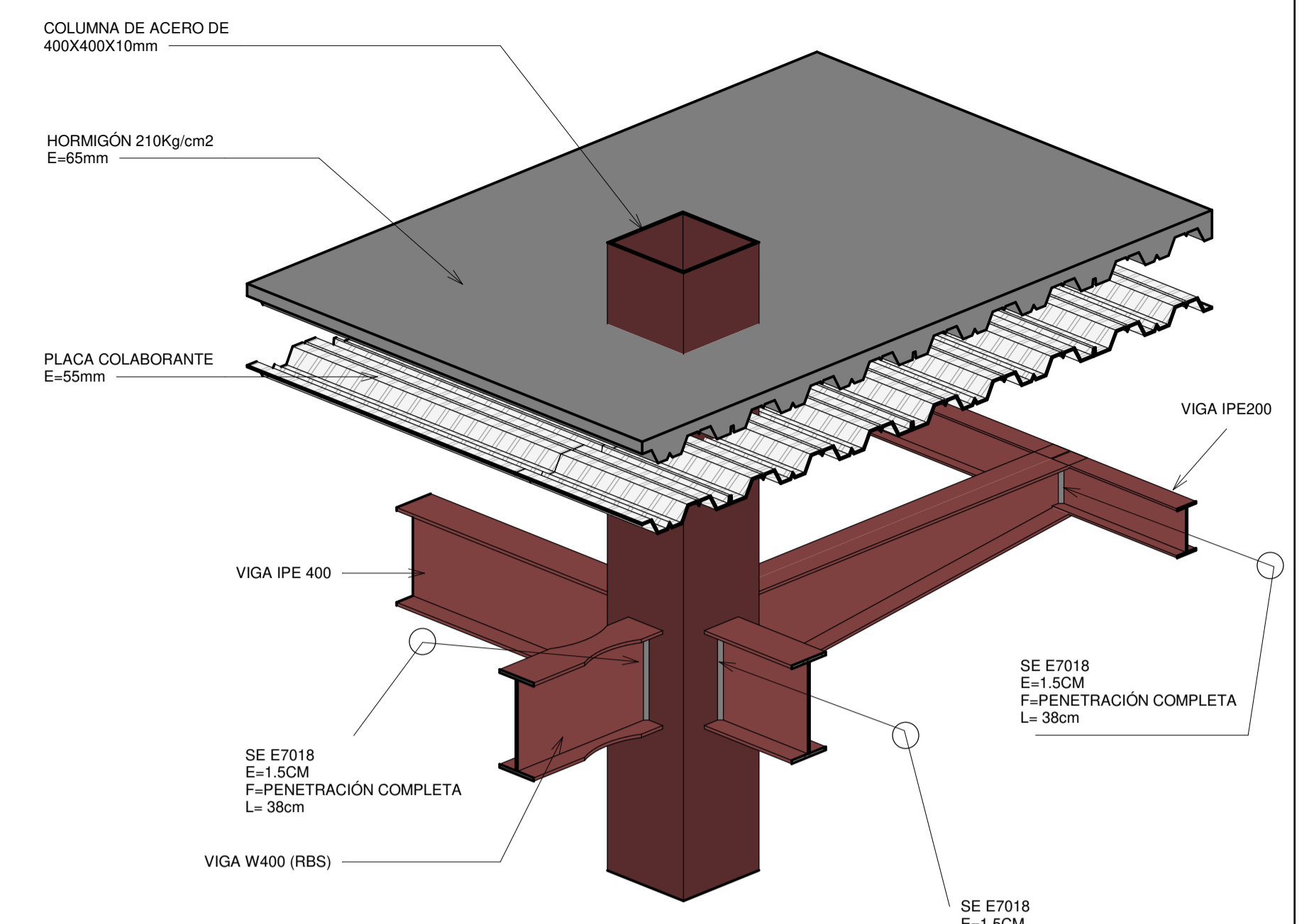
8 VIGA IPE 400
1 : 5



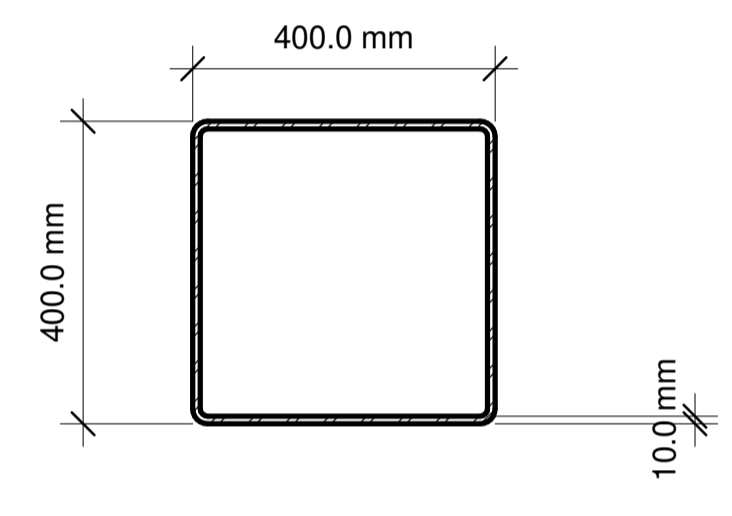
7 VIGA IPE 200
1 : 5



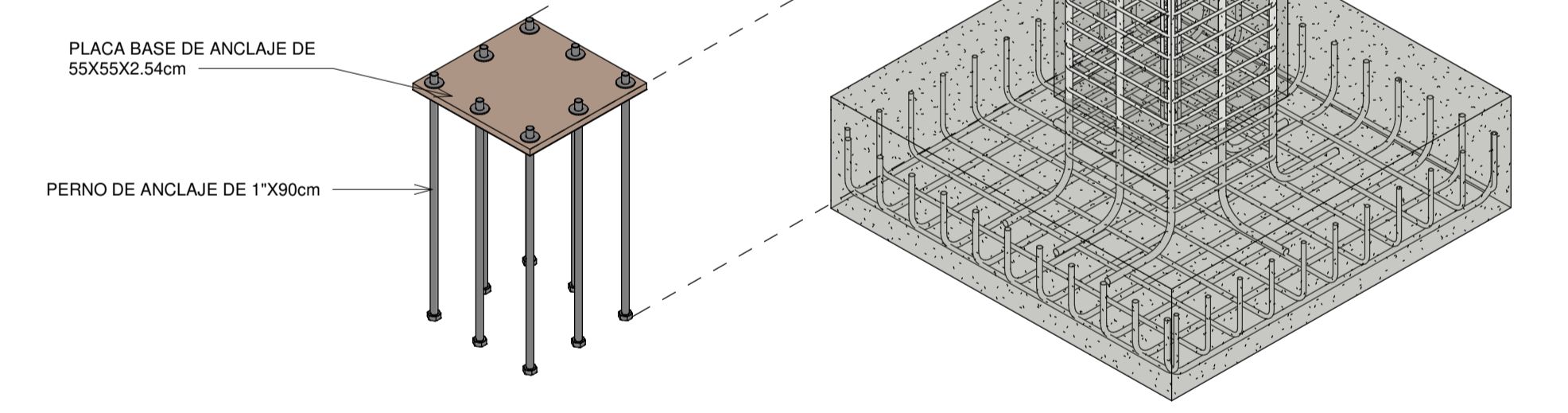
5 DETALLE VIGA SECCIÓN VARIABLE



6 DETALLE VIGA W400(RBS)

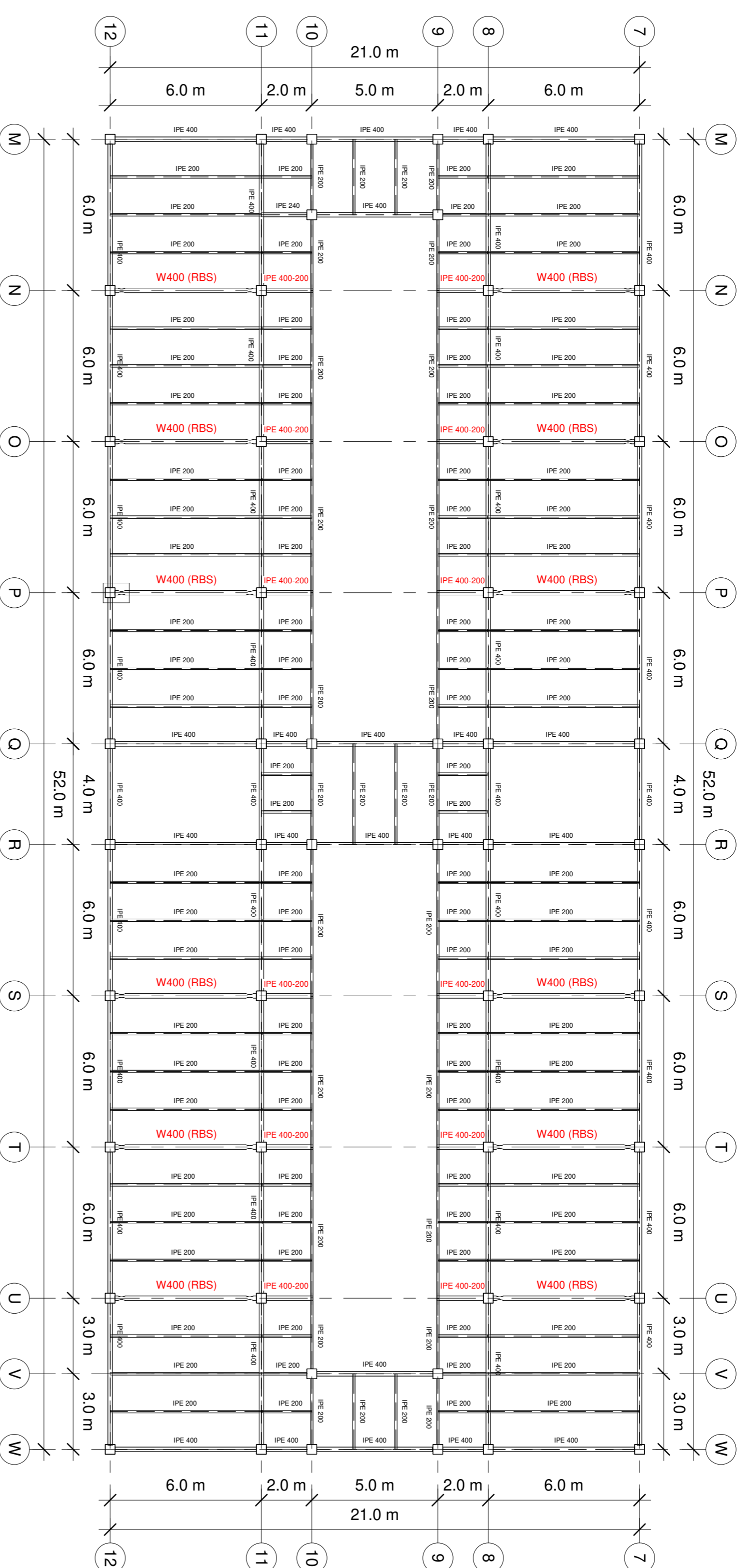


9 SECCIÓN COLUMNA
1 : 10

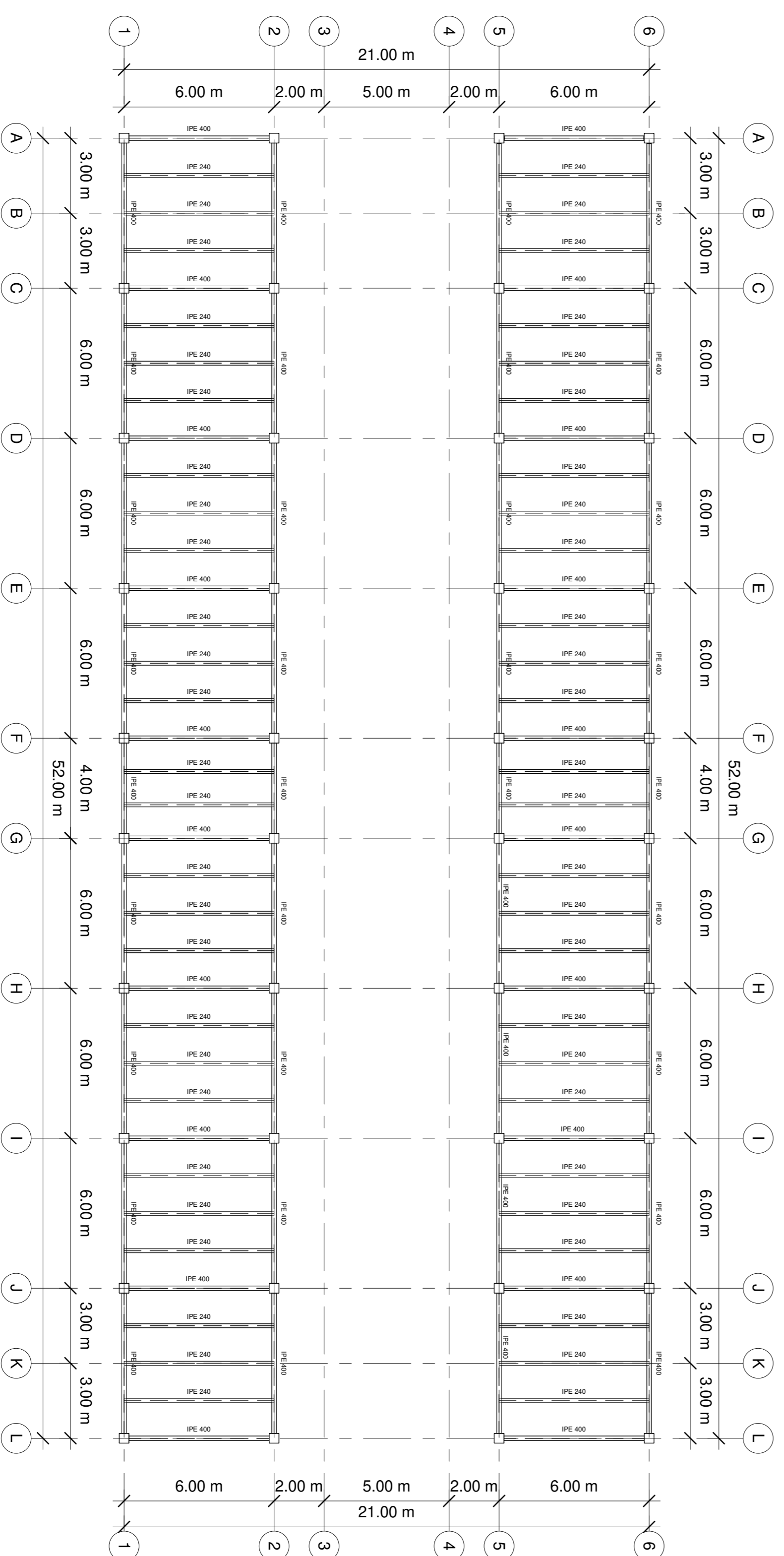


3 ARMADO CIMENTO

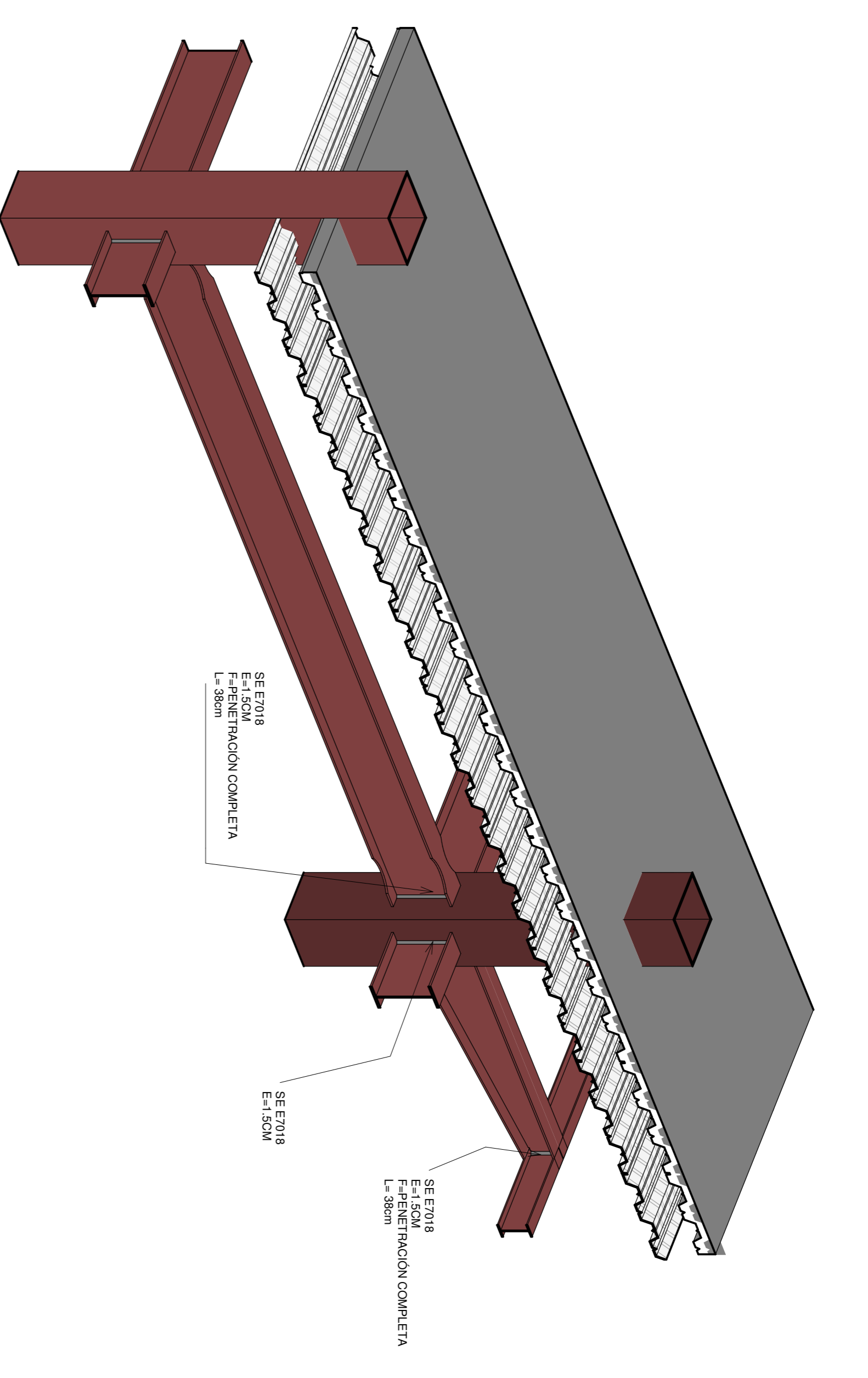
DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO: MÉTODO PLÁSTICO	
Como se indica	Universidad Católica de Cuenca DIS: Christopher Marín - Walter Pando DIB: Christopher Marín - Walter Pando REV: Ing. Juan Maldonado
PLANTA	FECHA: 12/19/2019 LAMINA: 1/4



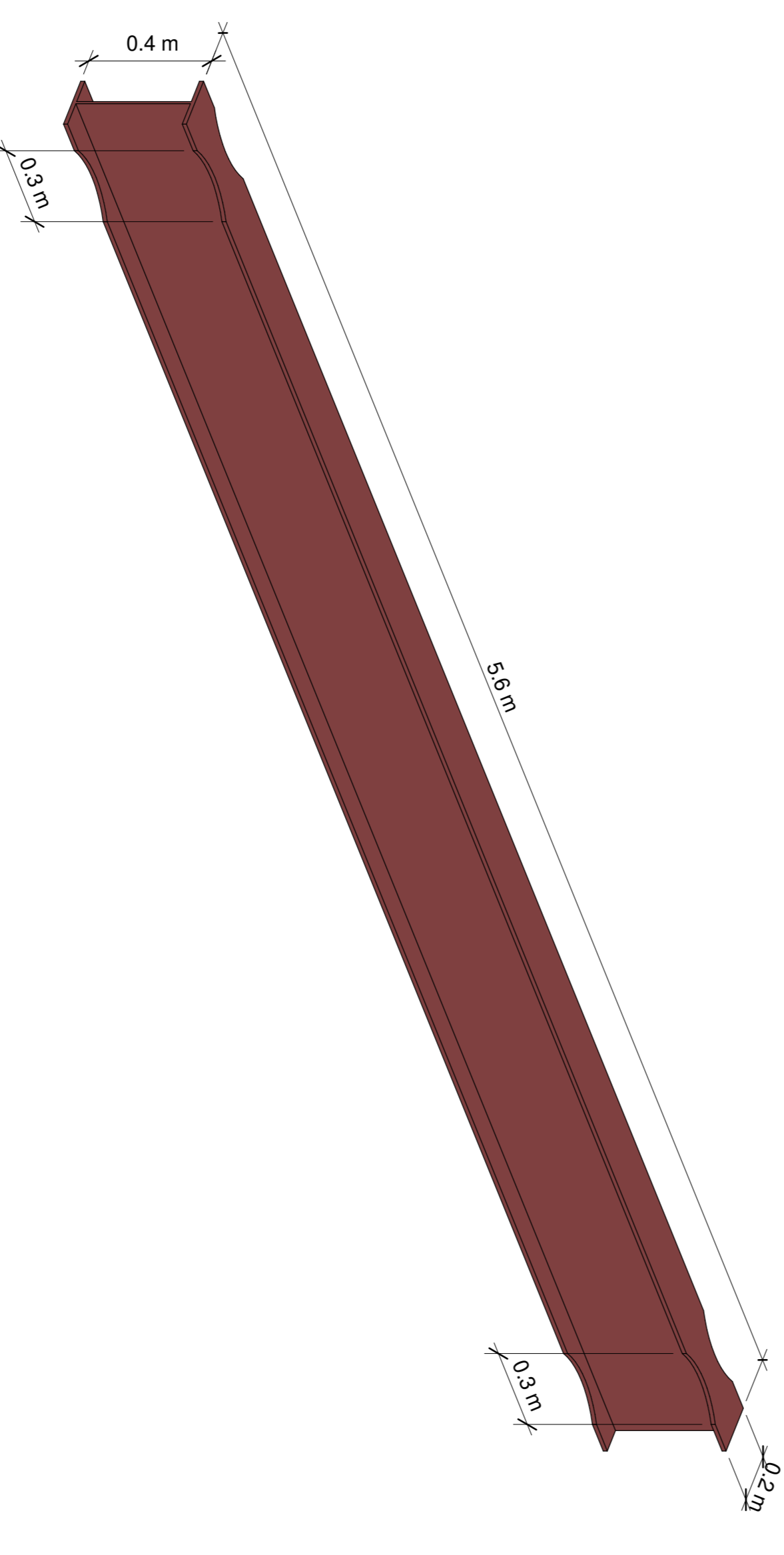
1 PLANTA PISO 3-4
1 : 150



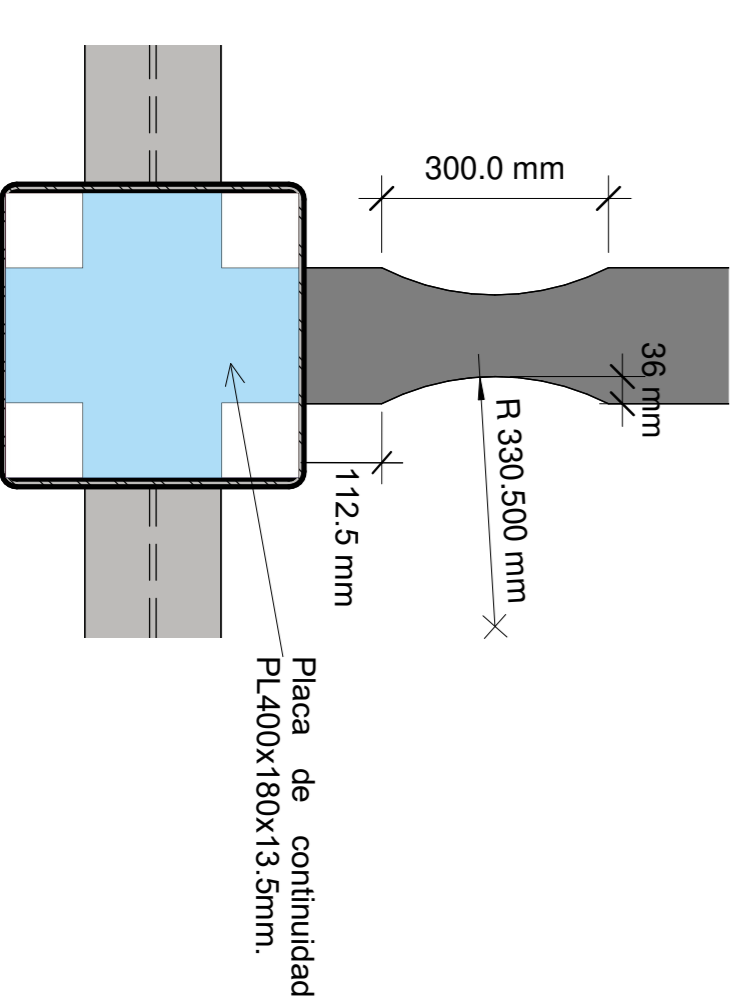
2 PLANTA PISO 5
1 : 150



3 DETALLE VIGA
W400(RBS)..



4 DETALLE VIGA
W400(RBS).



DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO:
MÉTODO PLÁSTICO

Como se indica

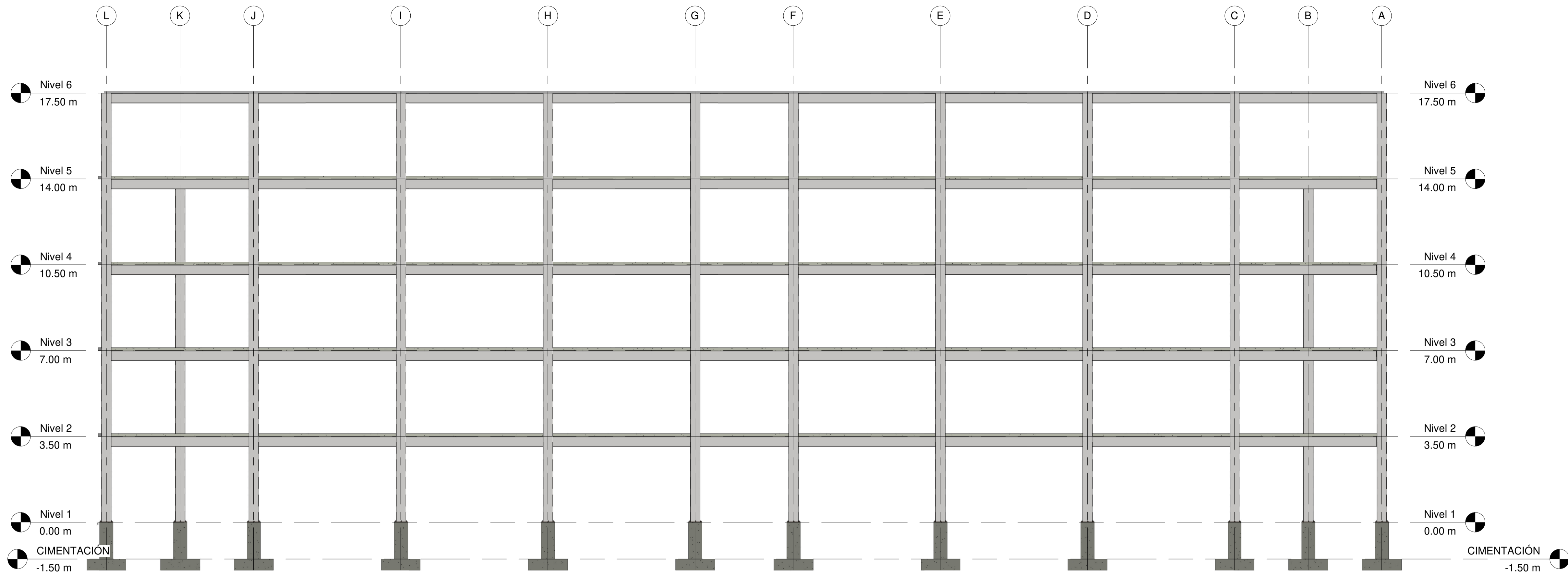


DISE: Universidad Católica de Cuenca
DIB: Universidad Católica de Cuenca
REV: Universidad Católica de Cuenca
Ing. Juan Maldonado

PLANTAS

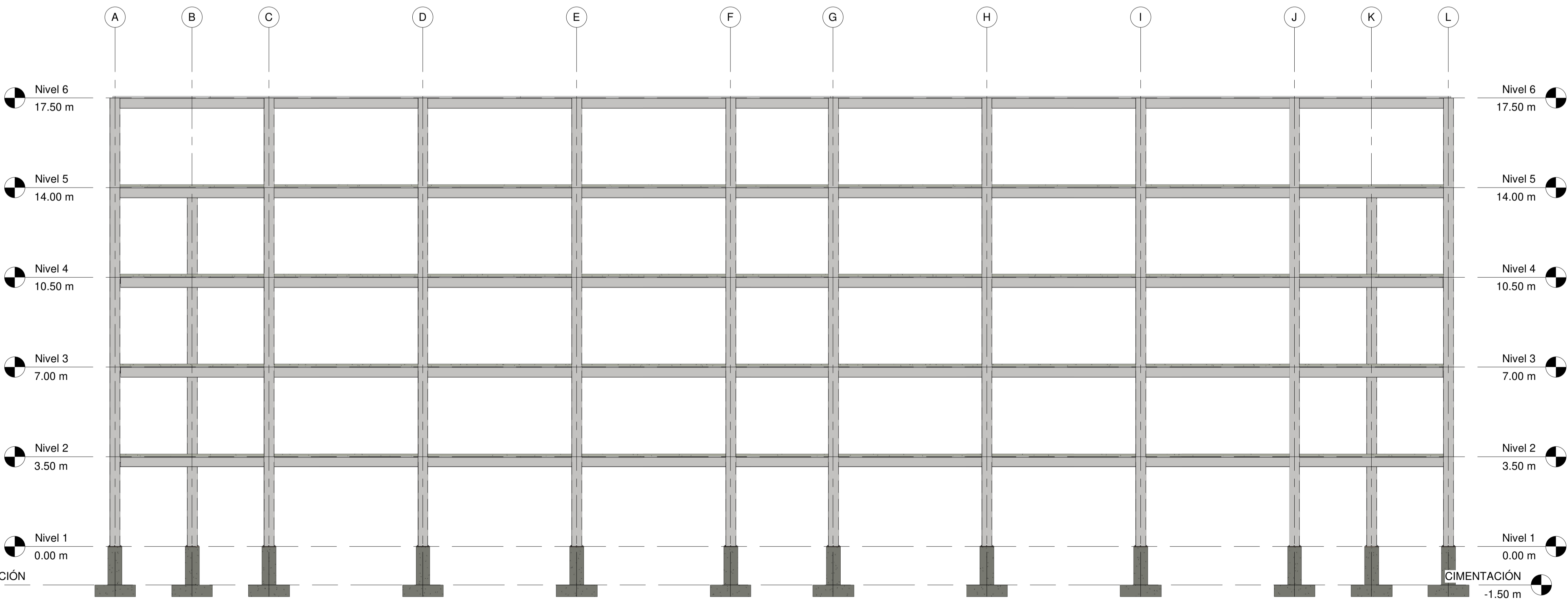
FECHA:
12/18/19

LÁMINA:
2/4



ELEVACION LATERAL

1 DERECHA
1 : 100



ELEVACION LATERAL

2 IZQUIERDA
1 : 100

DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO:
MÉTODO PLÁSTICO

1 : 100



DIS: Christopher Marin - Walter Pando

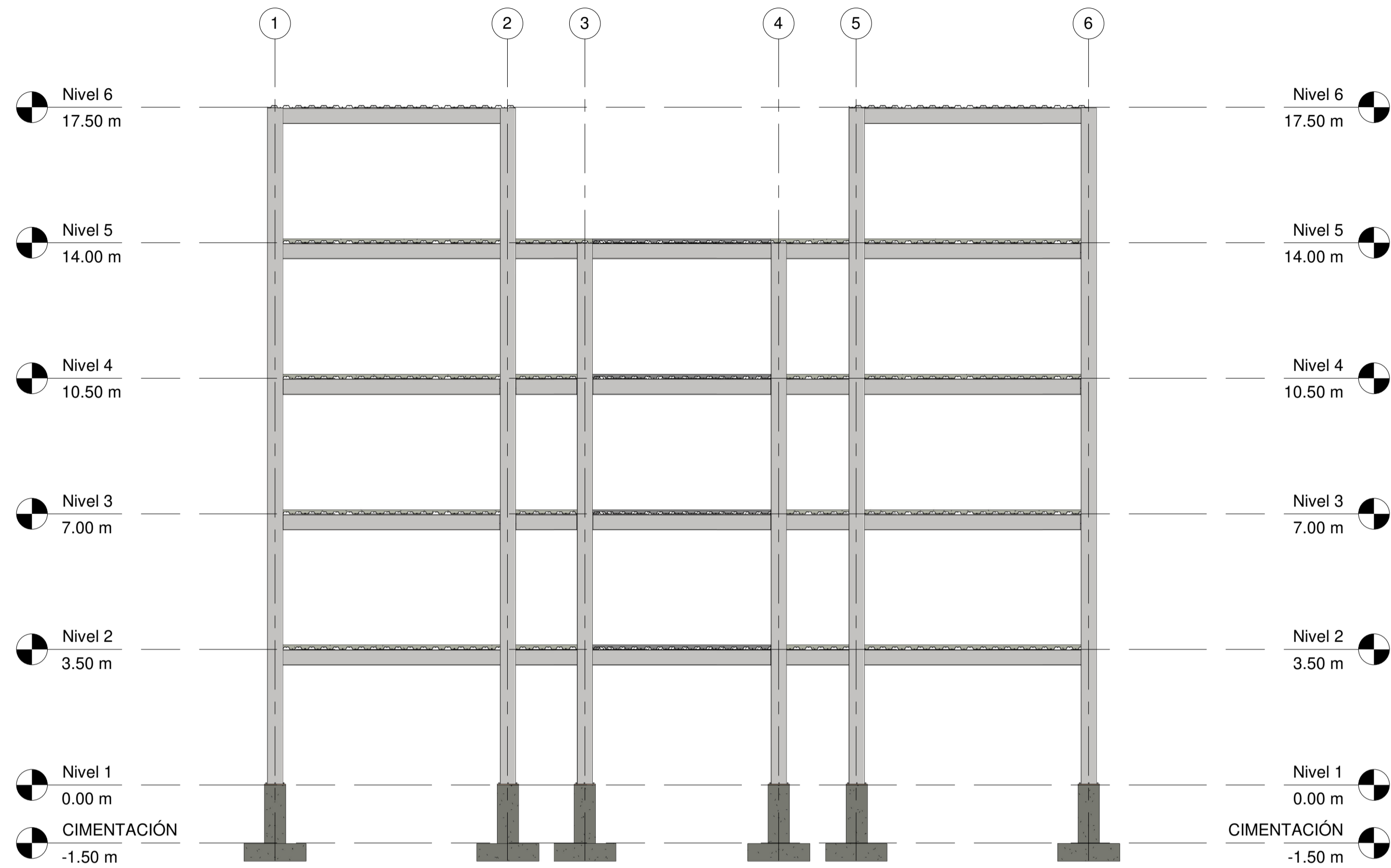
DIB: Christopher Marin - Walter Pando

REV: Ing. Juan Maldonado

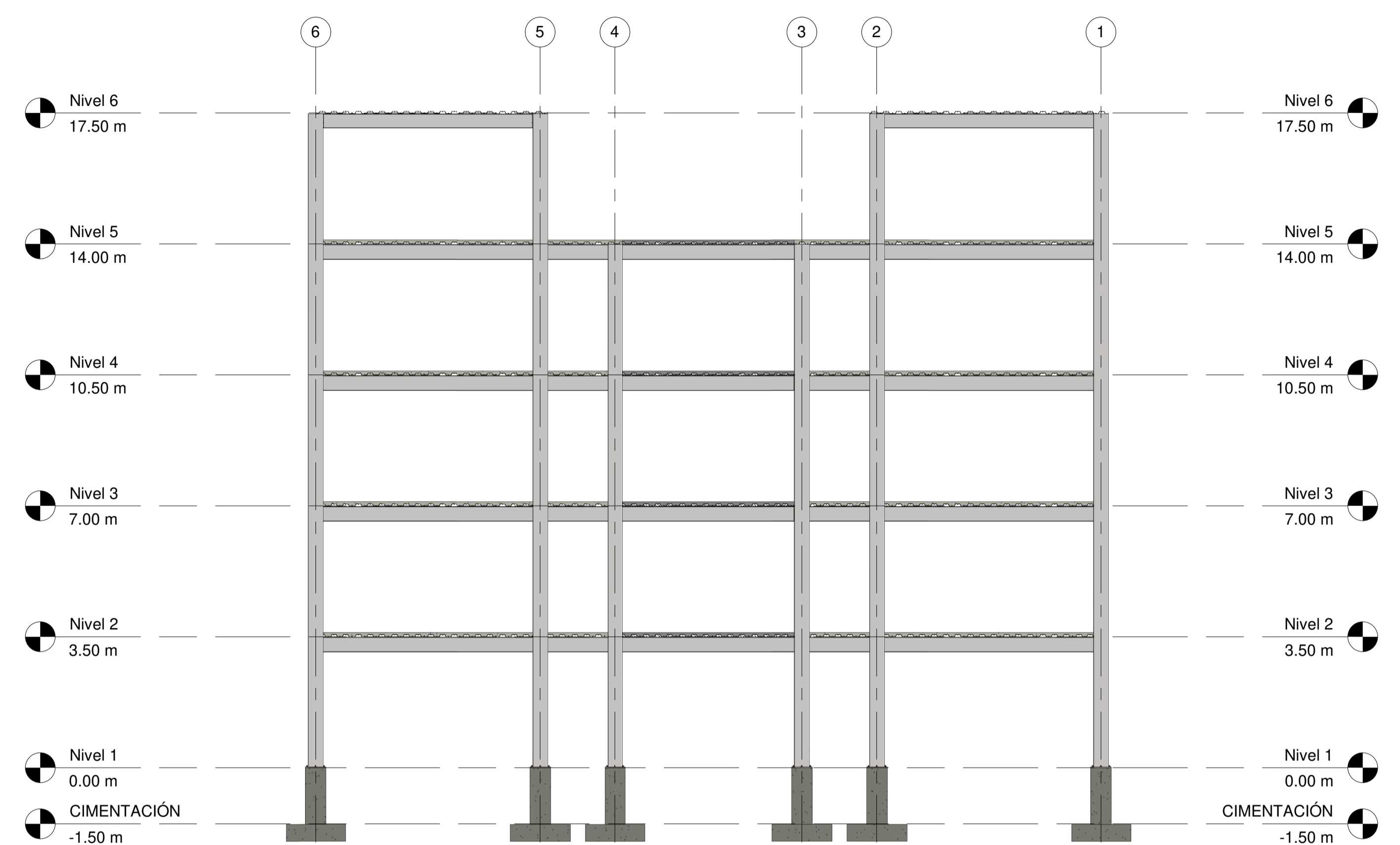
ELEVACIONES

FECHA:
12/18/19

LAMINA:
3/4



1 ELEVACIÓN FRONTAL
1 : 100



2 ELEVACIÓN POSTERIOR
1 : 100

DISEÑO MÉTODO PLÁSTICO

Peso total de vigas secundarias, principales y columnas.

ELEMENTO	SECCIÓN	N.º	PESO (kgf./m)	LONGITUD TOTAL (m)	PESO TOTAL (kgf)
Vigas secundarias	IPE200	476	22.4	1960	43904
Vigas principales	W400	292	52.9875	1552	82236.6
Vigas principales (RBS)	W400	48	52.9875	288	15260.4
Vigas principales	IPE200	84	22.4	400	8960
Vigas principales volado	W400-200	48	48.363	96	4642.848
Columnas	TUBO400X400X10	248	122.46	868	106295.28
Σ					261299.128

Peso total de losas para el uso de aulas, corredores y cubiertas.

Elemento	Sección	N.º De Elementos	Peso (kgf./M ²)	Área (M ²)	Peso Total (kgf)	Volumen de hormigón (m ³)
Losa aulas	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	64	223.7	2304	515404.80	207.36
Losa corredores	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	84	223.7	1032	230858.4	92.88
Losa cubierta	LOSA PLACA COLABORANTE h=12cm	18	223.7	624	139588.8	56.16
Σ					885852	356.4

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO:
MÉTODO PLÁSTICO**

1 : 100



DIS: Christopher Marín - Walter Pando
DIB: Christopher Marín - Walter Pando
REV: Ing. Juan Maldonado

ELEVACIONES

FECHA:
12/18/19

LAMINA:
4/4



**PERMISO DEL AUTOR DE TESIS PARA SUBIR AL REPOSITORIO
INSTITUCIONAL**

Nosotros, **Christopher Rodolfo Marín Guzmán**, portador de la cédula de ciudadanía N° 1400689780 y **Walter Vinicio Pando Guamán**, portador de la cédula de ciudadanía N° 0106623226. En calidad de autores y titulares de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación **“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO EN ACERO COMPARADO ENTRE EL MÉTODO ELÁSTICO Y MÉTODO PLÁSTICO”** de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconocemos a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizamos a la Universidad para que realice la publicación de éste trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 16 de enero de 2020

Christopher Rodolfo Marín Guzmán

1400689780

Walter Vinicio Pando Guamán

0106623226