



Análisis comparativo técnico y económico de un edificio residencial en estructura metálica de siete pisos empleando losa colaborante sobre viguetas metálicas y loseta sobre viguetas presforzadas

Bayas Freire, Jorge Esteban y Villalba León, Alina Dayanne

Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de titulación, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil

Ing. Peñaherrera Gallegos, Estuardo Javier

10 de julio del 2020

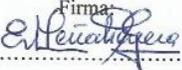


DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, "Análisis comparativo técnico y económico de un edificio residencial en estructura metálica de siete pisos empleando losa colaborante sobre viguetas metálicas y loseta sobre viguetas presforzadas" fue realizado por los señores Bayas Freire, Jorge Esteban y Villalba León, Alina Dayanne el cual ha sido revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de verificación de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 11 de marzo del 2020

Firma


Peñaherrera Gallegos, Estuardo Javier

C. C. 1708034747



Urkund Analysis Result

Analysed Document: TESIS_ESPE_BAYAS_VILLALBA.docx (D63482125)
Submitted: 2/5/2020 4:43:00 PM
Submitted By: jbolanos@difusion.com.mx
Significance: 2 %

Sources included in the report:

20171106 ANTAMBA TANIA-CUAICAL JUAN.pdf (D32128236)
20190117 Ponce Jonathan_Luis Quinchuqui.pdf (D46915237)
1553007926_Proyecto final Coello - Jaramillo 1.1.pdf (D49340648)
20180705 Daniel Guaman.pdf (D40510460)
TRABAJO DE INVESTIGACIÓN KATHERIN CEVALLOS FINAL 5 FINAL 16 MARZO.docx (D26467321)
a23afeee-2a05-4e4d-8034-7a41b24a6463
<https://docplayer.es/17998347-Universidad-de-cuenca-resumen.html>
<https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/20158/1/CD%209608.pdf>

Instances where selected sources appear:

31





**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

RESPONSABILIDAD DE AUTORÍA

Nosotros, **Bayas Freire, Jorge Esteban y Villalba León, Alina Dayanne**, con cédulas de ciudadanía n° 1803532801 y n° 1717832594, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **Análisis comparativo técnico y económico de un edificio residencial en estructura metálica de siete pisos empleando losa colaborante sobre viguetas metálicas y loseta sobre viguetas presforzadas** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 11 de marzo del 2020

Firma:

Bayas Freire, Jorge Esteban

C.C: 1803532801

Firma:

Villalba León, Alina Dayanne

C.C: 1717832594



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN

Nosotros **Bayas Freire, Jorge Esteban y Villalba León, Alina Dayanne**, con cédulas de ciudadanía n° 1803532801 y n° 1717832594, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **Análisis comparativo técnico y económico de un edificio residencial en estructura metálica de siete pisos empleando losa colaborante sobre viguetas metálicas y loseta sobre viguetas presforzadas** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

Sangolquí, 11 de marzo del 2020

Firma:

Bayas Freire, Jorge Esteban

C.C: 1803532801

Firma:

Villalba León, Alina Dayanne

C.C: 1717832594

Dedicatoria

A mis padres por su paciencia, amor y sacrificio en cada paso dado a lo largo de todos estos años, no solo de carrera universitaria, sino a lo largo de toda mi vida; ellos me han enseñado que con trabajo duro y dedicación todo es posible. A mis hermanos por su cariño, comprensión y apoyo incondicional durante la redacción de este trabajo. A mi abuelita, tías, primos y amigos quienes han aportado considerablemente a mi formación tanto profesional como personal.

Alina Dayanne Villalba León

Este trabajo va dedicado para mis padres quienes me han apoyado incondicionalmente desde un inicio con sus consejos, por darme esas palabras de aliento durante los momentos difíciles; quienes me enseñaron que todo esfuerzo tiene su recompensa. A mi hermana quien siempre ha estado junto a mí brindándome su apoyo y con quien he compartido desde el comienzo de mi carrera. A mi familia por todo el cariño y apoyo brindado durante estos años.

Jorge Esteban Bayas Freire

Agradecimiento

En estas líneas quiero agradecer a todas las personas que han hecho posible la realización del presente trabajo. A mis padres y hermanos quienes son los principales responsables de este logro, los pilares y el motor de mi vida para cumplir todas las metas que me he planteado, gracias a ellos ha sido posible la culminación de esta etapa en mi vida. A la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE y sus docentes por acogerme en sus aulas e impartir sus conocimientos a lo largo de estos años, principalmente al Ingeniero Estuardo Peñaherrera por su tiempo y disposición en la realización del presente trabajo de titulación. A mis compañeros quienes formaron un papel fundamental en la culminación de esta carrera universitaria llena de alegrías y grandes experiencias.

Alina Dayanne Villalba León

Quiero comenzar agradeciendo a mis padres y a mi hermana por ser los principales promotores de este sueño, gracias a ellos por cada día confiar y creer en mí. A nuestro director de proyecto el Ingeniero Estuardo Peñaherrera por su esfuerzo y dedicación brindados durante la realización del este trabajo y a todos los docentes de la carrera de ingeniería civil de la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE por brindarnos las herramientas para afrontar nuestra vida profesional. A mis compañeros con quienes hemos compartido grandes experiencias a lo largo de carrera. Gracias a todos familiares y amigos por su constante motivación y ayuda para concluir este proyecto.

Jorge Esteban Bayas Freire

Índice de contenidos

Certificación.....	2
Responsabilidad de autoría	4
Autorización de publicación	5
Dedicatoria	6
Agradecimiento	7
Índice de contenidos.....	8
Índice de tablas	13
Índice de figuras	17
Resumen.....	27
Capítulo I.....	29
Generalidades	29
Introducción.....	29
Antecedentes	31
Planteamiento del problema.....	35
Macro	35
Meso	36
Micro	37
Justificación e importancia	38
Objetivos general y específicos	39
Objetivo general	39
Objetivos específicos	39
Área de influencia.....	40
Capítulo II.....	41
Marco teórico.....	41
Estructuras compuestas	41
Losa o diafragma horizontal	43
Losa colaborante sobre viguetas metálicas	46
Losa de placa metálica colaborante	47
Vigas metálicas	49
Hormigón presforzado	54
Estados de Carga.....	56
Hormigón pretensado	57
Hormigón postensado	59

Loseta sobre viguetas presforzadas	60
Loseta de compresión	60
Viguetas pretensadas	61
Componentes	63
Espaciamiento de Acero de Presfuerzo	66
Conexión vigueta presforzada – viga metálica	66
Análisis sísmico	67
Análisis estático lineal	67
Análisis pseudo dinámico lineal	68
Análisis modal espectral	69
Combinación modal	70
Diseño sismo resistente	70
Peligro sísmico en el Ecuador	70
Zonificación sísmica y factor de zona Z	72
Tipos de perfiles de suelos para diseño sísmico	73
Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	74
Diseño basado en fuerzas (DBF)	76
Filosofía de diseño sismo resistente	77
Límite permisible de deriva de piso	78
Categoría de edificios y coeficiente de importancia I	78
Configuración estructural	79
Regularidad en planta y elevación	82
Irregularidades y coeficientes de configuración estructural	82
Cortante basal de diseño V	84
Periodo de vibración T	85
Factor de reducción de resistencia sísmica R	86
Espectro elástico de diseño de aceleración	88
Modos de vibración	91
Capítulo III	92
Diseño estructural del edificio empleando losa colaborante sobre viguetas metálicas	92
Descripción del proyecto	92
Materiales a utilizar	98
Análisis de cargas	100
Predimensionamiento de elementos estructurales	100
Predimensionamiento de losa de placa colaborante	101
Predimensionamiento de vigas secundarias	103
Predimensionamiento de vigas intermedias y principales	106
Predimensionamiento de columnas	114
Modelación de la edificación	114
Definición de materiales	115
Definición de secciones a utilizar en la estructura	117
Definición de muros	119

Definición de placa colaborante.....	121
Asignación de restricciones en la base.....	122
Asignación de conexión viga-columna.....	124
Asignación de diafragmas rígidos.....	125
Discretización de elementos.....	126
Asignación de restricciones de borde.....	127
Definición de patrones de carga.....	128
Definición de cargas.....	129
Carga viva.....	129
Carga muerta.....	130
Carga sísmica.....	132
Cortante basal de diseño.....	133
Análisis modal espectral.....	137
Asignación del espectro de diseño.....	137
Casos de diseño.....	138
Combinaciones de carga.....	141
Definición de la carga sísmica reactiva.....	141
Definición de parámetros sísmicos en Etabs.....	142
Grados de libertad activos.....	143
Análisis de resultados de la modelación.....	143
Periodo de vibración.....	144
Ajuste de cortante basal.....	145
Derivas máximas de piso.....	149
Participación modal.....	154
Secciones finales de los elementos estructurales.....	157
Comprobación de elementos estructurales.....	160
Diseño de vigas de acero.....	163
Pandeo lateral torsional en vigas (Arriostamiento lateral).....	163
Pandeo local del perfil de vigas.....	164
Diseño a corte.....	166
Diseño de columnas metálicas.....	175
Diseño de columnas compuestas.....	178
Diseño de las conexiones.....	180
Diseño de la conexión rígida viga – columna.....	181
Soldadura de penetración completa (Patín viga - columna).....	181
Soldadura de filete (Alma viga - columna).....	183
Diseño de la conexión viga principal – viga secundaria.....	187
Soldadura de filete (Alma vigueta - viga).....	187
Soldadura de filete (Patín vigueta - viga).....	189
Diseño de la conexión columna - placa base.....	191
Diseño de la placa base.....	191
Diseño por cortante de los pernos de anclaje.....	194
Diseño de la soldadura.....	195
Criterio columna fuerte – viga débil.....	197
Comprobación losas compuestas.....	203

Capítulo IV	212
Diseño estructural del edificio empleando loseta sobre viguetas presforzadas	212
Materiales a utilizar	212
Análisis de cargas	212
Pre dimensionamiento de elementos estructurales	213
Pre diseño loseta de hormigón	213
Pre diseño viguetas pretensadas Subsuelo 1 y 2	214
Separación mínima de alambres	215
Cálculo de esfuerzos	216
Cálculo de esfuerzos en etapa inicial	216
Cálculo de esfuerzos en etapa final	222
Pre diseño viguetas pretensadas para planta tipo	227
Separación mínima de alambres	228
Cálculo de esfuerzos en etapa inicial	228
Cálculo de esfuerzos en la etapa final	233
Pre diseño vigas principales metálicas	237
Modelación de la edificación	244
Definición de materiales	245
Definición de secciones a utilizar en la estructura	245
Definición de muros	246
Definición de la loseta de hormigón	246
Definición de patrones de carga	248
Definición de cargas	248
Carga sísmica	248
Cortante basal de diseño	248
Análisis modal espectral	249
Asignación del espectro de diseño	249
Casos de Diseño	249
Combinaciones de Carga	249
Definición de la carga sísmica reactiva	249
Análisis de resultados de la modelación	250
Periodo de vibración	250
Ajuste del cortante basal	251
Derivas máximas de piso	255
Participación modal	259
Secciones finales de elementos estructurales	261
Comprobación de elementos estructurales	264
Diseño viguetas pretensadas	267
Diseño de vigueta de subsuelo 1 y 2	267
Diseño por cortante	267
Resistencia a flexión	270
Chequeo de deflexiones	274
Cálculo de pérdidas	277

Diseño de vigueta de planta tipo	281
Diseño por cortante	281
Resistencia a flexión.....	282
Chequeo de deflexiones	283
Cálculo de pérdidas.....	284
Diseño de loseta	285
Chequeo de deflexiones.....	286
Diseño por cortante	287
Diseño a flexión.....	288
Conectores de Corte	290
Conexión viga metálica – vigueta presforzada	293
Diseño por cortante de las varillas.....	294
Diseño soldadura de filete en el apoyo.....	295
Diseño soldadura de filete ménsula de apoyo	297
Columna fuerte – viga débil.....	298
Capítulo V	301
Análisis comparativo del comportamiento estructural	301
Secciones de viguetas.....	301
Secciones de vigas principales e intermedias metálicas.....	302
Secciones de columnas compuestas.....	306
Peso de la edificación	306
Periodo de vibración.....	310
Cortante basal.....	311
Derivas máximas de piso	313
Capítulo VI	318
Costos y presupuesto en la ejecución de los sistemas de entrepiso.....	318
Cantidades de obra	318
Presupuesto	319
Análisis comparativo económico	322
Capítulo VII	324
Conclusiones y recomendaciones	324
Conclusiones.....	324
Recomendaciones.....	326
Referencias bibliográficas.....	328

Índice de tablas

Tabla 1 Esfuerzos admisibles en tendones de preesfuerzo	59
Tabla 2 Esfuerzos admisibles en el concreto en elementos preesforzados	65
Tabla 3 Espaciamiento mínimo medido centro a centro de los torones de pretensado ..	66
Tabla 4 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	73
Tabla 5 Clasificación de perfiles de suelo	74
Tabla 6 Tipo de suelo y Factores de sitio F_a	75
Tabla 7 Tipo de suelo y Factores de sitio F_d	75
Tabla 8 Tipo de suelo y Factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s	76
Tabla 9 Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	78
Tabla 10 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura	79
Tabla 11 Configuraciones estructurales recomendadas	80
Tabla 12 Configuraciones estructurales no recomendadas	81
Tabla 13 Coeficientes de irregularidad en planta	82
Tabla 14 Coeficientes de irregularidad en elevación	83
Tabla 15 Valores para C_t y α	85
Tabla 16 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	87
Tabla 17 Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada	87
Tabla 18 Carga viva sobrepuesta en losa de placa colaborante	101
Tabla 19 Propiedades placa colaborante Kubilosa de 0.65 mm	102
Tabla 20 Determinación de cargas sobre la placa	102
Tabla 21 Propiedades de columnas metálicas	114
Tabla 22 Propiedades de columnas compuestas rellenas de concreto	114
Tabla 23 Sobrecargas vivas mínimas uniformemente distribuidas	130

Tabla 24 Sobrecargas vivas uniformemente distribuidas definitivas	130
Tabla 25 Cuadro de cargas permanentes.....	130
Tabla 26 Coeficientes de perfil de suelo	133
Tabla 27 Coeficientes de regularidad en planta y elevación	134
Tabla 28 Determinación de k.....	136
Tabla 29 Cálculo de coeficientes C y k.....	136
Tabla 30 Combinaciones de carga	141
Tabla 31 Participación modal de masa	144
Tabla 32 Corrección de cortante basal dinámico y factor de corrección	146
Tabla 33 Participación modal	156
Tabla 34 Propiedades de columnas metálicas.....	159
Tabla 35 Propiedades de columnas compuestas rellenas de concreto.....	160
Tabla 36 Combinaciones de carga ASD	191
Tabla 37 Límites de deflexión en perfiles metálicos.....	210
Tabla 38 Diseño compuesto de viga VK 180x100x4x6	210
Tabla 39 Propiedades de la sección rectangular para subsuelo 1 y 2	214
Tabla 40 Espaciamiento mínimo de alambres	215
Tabla 41 Esfuerzos admisibles en etapa inicial del hormigón.....	216
Tabla 42 Excentricidad acero de presfuerzo para subsuelo 1 y 2.....	217
Tabla 43 Análisis de cargas para la fase inicial, subsuelo 1 y 2.....	218
Tabla 44 Propiedades del alambre de presfuerzo	219
Tabla 45 Fuerza de presfuerzo inicial requerida para subsuelo 1 y 2	220
Tabla 46 Control de esfuerzos fase inicial para subsuelo 1 y 2	221
Tabla 47 Ancho efectivo B^* , subsuelo 1 y 2.....	223
Tabla 48 Propiedades de la sección compuesta para subsuelo 1 y 2.....	224

Tabla 49 Excentricidad acero de presfuerzo de la sección compuesta subsuelo 1 y 2	224
Tabla 50 Esfuerzos admisibles en etapa final del hormigón	225
Tabla 51 Fuerza de presfuerzo final obtenida para subsuelo 1 y 2	225
Tabla 52 Análisis de cargas para la fase final subsuelo 1 y 2	225
Tabla 53 Control de esfuerzos fase final para subsuelo 1 y 2	227
Tabla 54 Propiedades de la sección rectangular para la planta tipo	228
Tabla 55 Excentricidad acero de presfuerzo para planta tipo	229
Tabla 56 Análisis de cargas para la fase inicial planta tipo	230
Tabla 57 Fuerza de presfuerzo inicial requerida para planta tipo	231
Tabla 58 Control de esfuerzos fase inicial para planta tipo	232
Tabla 59 Ancho efectivo B^* planta tipo	234
Tabla 60 Propiedades de la sección compuesta para planta tipo	234
Tabla 61 Excentricidad acero de presfuerzo sección compuesta para planta tipo	234
Tabla 62 Fuerza de presfuerzo final obtenida para planta tipo	235
Tabla 63 Análisis de cargas para la fase final planta tipo	236
Tabla 64 Control de esfuerzos fase final para planta tipo	237
Tabla 65 Cálculo de coeficientes C y k	249
Tabla 66 Participación modal de masa	250
Tabla 67 Corrección de cortante basal dinámico y factor de corrección	252
Tabla 68 Participación modal	261
Tabla 69 Diseño por cortante vigueta subsuelo 1 y 2	269
Tabla 70 Diseño a flexión vigueta subsuelo 1 y 2	273
Tabla 71 Clase de hormigón	275
Tabla 72 Deflexiones vigueta subsuelo 1 y 2	277
Tabla 73 Pérdidas vigueta subsuelo 1 y 2	280

Tabla 74 Diseño por cortante vigueta planta tipo.....	281
Tabla 75 Diseño a flexión vigueta planta tipo	282
Tabla 76 Deflexiones vigueta planta tipo	283
Tabla 77 Pérdidas vigueta planta tipo.....	284
Tabla 78 Análisis de cargas sobre loseta de hormigón.....	285
Tabla 79 Comparación de secciones para viguetas metálicas.....	301
Tabla 80 Comparación de secciones de vigas principales e intermedias metálicas.....	302
Tabla 81 Comparación de secciones para columnas compuestas.....	306
Tabla 82 Comparación de pesos de la estructura y % de reducción.....	307
Tabla 83 Comparación de pesos de acero y hormigón.....	308
Tabla 84 Comparación de periodo de vibración y % de reducción.....	310
Tabla 85 Distribución del cortante basal y % de reducción.....	311
Tabla 86 Comparación de Deriva de piso en X y % de Reducción "Análisis Estático" .	313
Tabla 87 Comparación de Deriva de piso en Y y % de Reducción "Análisis Estático" .	314
Tabla 88 Comparación de Deriva de piso en X y % de Reducción "A. Dinámico".....	315
Tabla 89 Comparación de Deriva de piso en Y y % de Reducción "A. Dinámico".....	316
Tabla 90 Cantidades de obra - losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas ...	318
Tabla 91 Cantidades de obra – loseta de hormigón sobre viguetas presforzadas	319
Tabla 92 Presupuesto de obra - losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas .	320
Tabla 93 Presupuesto/m2 - losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas	320
Tabla 94 Presupuesto de obra - loseta de hormigón sobre viguetas presforzadas	321
Tabla 95 Presupuesto/m2 - loseta de hormigón sobre viguetas presforzadas	321
Tabla 96 Comparación de precio total de los sistemas de entrepiso	322
Tabla 97 Comparación de precio por m2 de los sistemas de entrepiso	322

Índice de figuras

Figura 1. Losa colaborante con placa Instadeck.....	34
Figura 2. Sistema de entrepiso vigueta y bovedilla.....	35
Figura 3. Secciones compuestas usando tableros de acero formado.	42
Figura 4. Distribución de las fuerzas actuantes en un sistema estructural.	44
Figura 5. Comportamiento de los diafragmas.....	45
Figura 6. Comparación de tensiones en una viga independiente y una viga mixta	46
Figura 7. Losa de placa metálica colaborante.....	48
Figura 8. Secciones de Perfiles Laminados en Caliente	50
Figura 9. Vigas Soldadas Tradicionales.....	51
Figura 10. Vigas Electrosoldadas	51
Figura 11. Conectores de Corte.....	52
Figura 12. Arreglo de Conectores.....	53
Figura 13. Deformaciones de una viga de hormigón armado y una viga presforzada	55
Figura 14. Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas.....	55
Figura 15. Distribución de esfuerzo sección de concreto presforzado excéntricamente	58
Figura 16. Esquema de configuración de acero de presfuerzo	60
Figura 17. Sección Transversal de una losa de concreto con acero de refuerzo	60
Figura 18. Estribos y varillas de aleta como conectores entre viga y la losa	61
Figura 19. Pretensado de vigas prefabricadas.....	62
Figura 20. Cargas actuantes sobre una edificación	67
Figura 21. Fuerzas consideradas en el análisis estático.....	68
Figura 22. Fuerzas consideradas en el análisis dinámico.....	69
Figura 23. zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.	73

	18
Figura 24. Espectro sísmico elástico de aceleraciones.....	89
Figura 25. Edificio residencial “Mumbai”	92
Figura 26. Ubicación de edificio “Mumbai”	93
Figura 27. Fachada frontal.....	94
Figura 28. Fachada lateral.....	94
Figura 29. Planta baja	95
Figura 30. Piso 2	95
Figura 31. Piso 3 y 4.....	96
Figura 32. Piso 5	96
Figura 33. Roof top – terraza gourmet, cuarto de lavado y gimnasio	97
Figura 34. Subsuelo 1	97
Figura 35. Subsuelo 2	98
Figura 36. Momento máximo positivo en vigueta.....	104
Figura 37. Reacción en los apoyos en vigueta	104
Figura 38. Serie VK, secciones recomendadas para vigas.....	105
Figura 39. Propiedades de la sección VK180X100X4X6	106
Figura 40. Cargas puntuales debido a viguetas aplicadas en viga intermedia	106
Figura 41. Diagrama de momentos en viga intermedia.....	107
Figura 42. Diagrama de cortante en viga intermedia	107
Figura 43. Propiedades de la sección VK400X180X6X10	108
Figura 44. Carga puntual debido a vigas intermedias en viga principal en sentido Y ...	108
Figura 45. Diagrama de momentos en viga principal en sentido Y	109
Figura 46. Propiedades de la sección VK400X180X6X8	109
Figura 47. Viguetas, vigas intermedias y principales para subsuelo 2	110
Figura 48. Perfiles usados para subsuelo 2.....	110

Figura 49. Viguetas, vigas intermedias y principales para subsuelo 1	111
Figura 50. Perfiles usados para subsuelo 1	111
Figura 51. Viguetas, vigas intermedias y principales para planta tipo	112
Figura 52. Perfiles usados para planta tipo.....	112
Figura 53. Viguetas y vigas principales para tapagrada.....	113
Figura 54. Perfiles usados para tapagrada	113
Figura 55. Propiedades acero A572 Gr50	115
Figura 56. Propiedades acero A36	116
Figura 57. Propiedades acero de refuerzo.....	116
Figura 58. Propiedades del concreto	117
Figura 59. Secciones para vigas y columnas.....	117
Figura 60. Viga de acero VK150X100X4X4	118
Figura 61. Columna de acero CK250X250X8X10.....	118
Figura 62. Columna compuesta C30X40 cm, espesor 8 mm	119
Figura 63. Propiedades del muro de sótano	120
Figura 64. Propiedades de los muros estructurales	120
Figura 65. Propiedades del muro de escalera y ascensor	121
Figura 66. Dimensiones placa colaborante Kubilosa	121
Figura 67. Propiedades de la placa colaborante	122
Figura 68. Asignación de restricciones en la base	123
Figura 69. Geometría definida en Etabs	123
Figura 70. Conexión viga - columna metálica	124
Figura 71. Asignación de conexión viga-columna	125
Figura 72. Creación de diafragmas.....	125
Figura 73. Creación de mesh en losas	127

Figura 74. Creación de mesh en muros.....	127
Figura 75. Asignación de restricciones de borde	128
Figura 76. Definición de patrones de cargas	129
Figura 77. Cargas para losa parqueadero	131
Figura 78. Cargas para losa de local comercial.....	131
Figura 79. Cargas para losa tipo.....	132
Figura 80. Cargas para losa tapagrada	132
Figura 81. Definición de parámetros de carga sísmica	137
Figura 82. Definición del espectro inelástico.....	138
Figura 83. Definición de casos de carga.....	138
Figura 84. Caso de espectro de respuesta en X.....	139
Figura 85. Caso de espectro de respuesta en Y	140
Figura 86. Definición de la masa reactiva sísmica	142
Figura 87. Asignación del tipo de marco intermedio IMF	142
Figura 88. Selección de grados de libertad.....	143
Figura 89. Análisis de la estructura.....	143
Figura 90. Obtención de la carga sísmica reactiva	145
Figura 91. Cortante basal dinámico VX y VY	146
Figura 92. Corrección de la aceleración de la gravedad para DX	147
Figura 93. Corrección de la aceleración de la gravedad para DY	148
Figura 94. Valores corregidos del cortante basal estático y dinámico	148
Figura 95. Deriva máxima de piso en dirección X, análisis estático	150
Figura 96. Deriva máxima de piso en dirección Y, análisis estático	151
Figura 97. Deriva máxima de piso en dirección X, análisis dinámico	152
Figura 98. Deriva máxima de piso en dirección Y, análisis dinámico	153

Figura 99. Primer modo de vibración	154
Figura 100. Segundo modo de vibración	155
Figura 101. Tercer modo de vibración	155
Figura 102. Secciones finales de vigas y viguetas-Tapagrada	157
Figura 103. Secciones finales de vigas y viguetas-Planta tipo	158
Figura 104. Secciones finales de vigas y viguetas - Subsuelo 1	158
Figura 105. Secciones finales de vigas y viguetas - Subsuelo 2	159
Figura 106. Relaciones Demanda/Capacidad en tapagrada.....	160
Figura 107. Relaciones Demanda/Capacidad en losa tipo.....	161
Figura 108. Relaciones Demanda/Capacidad en subsuelo 1.....	161
Figura 109. Relaciones Demanda/Capacidad en subsuelo 2.....	162
Figura 110. Relaciones Demanda/Capacidad en para columnas metálicas.....	162
Figura 111. Relaciones Demanda/Capacidad para columnas compuestas	163
Figura 112. Propiedades de la sección VK480X180X6X10	164
Figura 113. Detalles del elemento VK250X130X4X8.....	165
Figura 114. Detalles del elemento VK330X150X4X10.....	165
Figura 115. Detalles del elemento VK VK400X180X6X10	165
Figura 116. Detalles del elemento VK480X180X6X10.....	166
Figura 117. Detalles del elemento VK480X180X8X12.....	166
Figura 118. Propiedades de la sección VK400X180X6X10	168
Figura 119. Diseño a corte de viga crítica en X del subsuelo 2.....	169
Figura 120. Diseño a corte de viga crítica en Y del subsuelo 2.....	170
Figura 121. Diseño a corte de viga crítica en X del subsuelo 1.....	170
Figura 122. Diseño a corte de viga crítica en Y del subsuelo 1.....	170
Figura 123. Diseño a corte de viga crítica en X del primer piso	171

Figura 124. Diseño a corte de viga crítica en Y del primer piso	171
Figura 125. Diseño a corte de viga crítica en X del segundo piso.....	171
Figura 126. Diseño a corte de viga crítica en Y del segundo piso.....	172
Figura 127. Diseño a corte de viga crítica en X del tercer piso	172
Figura 128. Diseño a corte de viga crítica en Y del tercer piso	172
Figura 129. Diseño a corte de viga crítica en X del cuarto piso	173
Figura 130. Diseño a corte de viga crítica en Y del cuarto piso	173
Figura 131. Diseño a corte de viga crítica en X del quinto piso.....	173
Figura 132. Diseño a corte de viga crítica en Y del quinto piso.....	174
Figura 133. Diseño a corte de viga crítica en X de tapagrada.....	174
Figura 134. Diseño a corte de viga crítica en Y de tapagrada.....	174
Figura 135. Detalles del elemento CK 210X210X10X12.....	176
Figura 136. Resistencia a compresión perfil CK 210X210X10X12.....	178
Figura 137. Detalles de la columna compuesta 30cmx40cm, espesor 8mm	180
Figura 138. Resistencia a comp. columna compuesta 30cmx40cm, espesor 8mm	180
Figura 139. Conexión rígida viga - columna	181
Figura 140. Requisitos de compatibilidad de los materiales de aporte.....	183
Figura 141. Soldadura de filete.....	183
Figura 142. Tamaño mínimo de la soldadura de filete	185
Figura 143. Conexión rígida viga - columna	186
Figura 144. Conexión viga - vigueta	191
Figura 145. Dimensiones columna y placa base.....	192
Figura 146. Diseño de pernos de anclaje	195
Figura 147. Diseño de suelda.....	196
Figura 148. Placa base.....	197

Figura 149. Nudo C5, sentido X.....	199
Figura 150. Determinación de M_{pv} para el caso de una columna interior.....	200
Figura 151. Nudo C5, sentido Y.....	202
Figura 152. EPN localizado en la losa	206
Figura 153. EPN localizado en el patín del perfil	207
Figura 154. EPN localizado en el alma del perfil.....	207
Figura 155. Componente de la sección compuesta	209
Figura 156. Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no presforzadas.	213
Figura 157. Sección transversal vigueta de presfuerzo subsuelo 1 y 2.....	214
Figura 158. Área del cable de presfuerzo de 7mm de diámetro.....	217
Figura 159. Esfuerzo máximo permisible a tracción del acero de presfuerzo.....	219
Figura 160. Sección compuesta vigueta presforzada	222
Figura 161. Sección compuesta vigueta-loseta subsuelos 1 y 2.....	223
Figura 162. Sección transversal vigueta de presfuerzo planta tipo	227
Figura 163. Sección compuesta vigueta - loseta planta tipo	233
Figura 164. Reacción en los apoyos en vigueta	239
Figura 165. Cargas puntuales debido a viguetas aplicadas en viga principal	239
Figura 166. Diagrama de momentos en viga principal	240
Figura 167. Propiedades de la sección VK480X180X6X10	240
Figura 168. Viguetas, vigas intermedias y principales para subsuelo 2	241
Figura 169. Perfiles usados para subsuelo 2.....	241
Figura 170. Viguetas, vigas intermedias y principales para subsuelo 1	242
Figura 171. Perfiles usados para subsuelo 1.....	242
Figura 172. Viguetas, vigas intermedias y principales para planta tipo	243
Figura 173. Perfiles usados para planta tipo.....	243

Figura 174. Viguetas y vigas principales para tapagrada.....	244
Figura 175. Perfiles usados para tapagrada	244
Figura 176. Propiedades del concreto	245
Figura 177. Viguetas de Hormigón 22x38cm.....	246
Figura 178. Geometría loseta	247
Figura 179. Geometría definida en Etabs	247
Figura 180. Geometría definida en Etabs	248
Figura 181. Análisis de la estructura.....	250
Figura 182. Obtención de la carga sísmica reactiva	251
Figura 183. Cortante basal dinámico VX y VY	252
Figura 184. Corrección de la aceleración de la gravedad para DX	253
Figura 185. Corrección de la aceleración de la gravedad para DY	254
Figura 186. Valores corregidos del cortante basal estático y dinámico	254
Figura 187. Deriva máxima de piso en dirección X, análisis estático	255
Figura 188. Deriva máxima de piso en dirección Y, análisis estático	256
Figura 189. Deriva máxima de piso en dirección X, análisis dinámico	257
Figura 190. Deriva máxima de piso en dirección Y, análisis dinámico	258
Figura 191. Primer modo de vibración	259
Figura 192. Segundo modo de vibración	260
Figura 193. Tercer modo de vibración	260
Figura 194. Secciones finales de vigas y viguetas - Tapagrada.....	262
Figura 195. Secciones finales de vigas y viguetas - Planta tipo	262
Figura 196. Secciones finales de vigas y viguetas - Subsuelo 1	263
Figura 197. Secciones finales de vigas y viguetas - Subsuelo 2.....	263
Figura 198. Relaciones Demanda/Capacidad en tapagrada.....	264

Figura 199. Relaciones Demanda/Capacidad en losa tipo.....	265
Figura 200. Relaciones Demanda/Capacidad en subsuelo 1.....	265
Figura 201. Relaciones Demanda/Capacidad en subsuelo 2.....	266
Figura 202. Relaciones Demanda/Capacidad en para columnas metálicas.....	266
Figura 203. Relaciones Demanda/Capacidad para columnas compuestas	267
Figura 204. Valores para β_1	271
Figura 205. Diagrama Momento Nominal	272
Figura 206. Deflexiones al centro del claro para elementos pretensados	274
Figura 207. Deflexiones máximas admisibles	276
Figura 208. Coeficientes k y μ para pérdida por fricción del cable	278
Figura 209. Geometría loseta ingresada en Ftools	286
Figura 210. Propiedades físicas de loseta ingresadas en Ftools	286
Figura 211. Deflexión obtenida en Ftools	286
Figura 212. Diagrama de cortante loseta.....	287
Figura 213. Diagrama de momentos de loseta	288
Figura 214. Momento estático sección compuesta	291
Figura 215. Conectores de corte viga presforzada.	293
Figura 216. Unión viga metálica – vigueta de hormigón	298
Figura 217. Dimensiones ménsula de apoyo.....	298
Figura 218. Secciones de vigas y viguetas de planta tipo – Modelo 1	303
Figura 219. Secciones de vigas y viguetas de planta tipo – Modelo 2	303
Figura 220. Secciones de vigas y viguetas de subsuelo 1 – Modelo 1	304
Figura 221. Secciones de vigas y viguetas de subsuelo 1 – Modelo 2	304
Figura 222. Secciones de vigas y viguetas de subsuelo 2 – Modelo 1	305
Figura 223. Secciones de vigas y viguetas de subsuelo 2 – Modelo 2	305

Figura 224. Comparación de pesos de la estructura.....	307
Figura 225. Comparación de peso de acero	308
Figura 226. Comparación de peso de hormigón	309
Figura 227. Comparación de periodo de vibración	310
Figura 228. Comparación de la distribución del cortante basal.....	312
Figura 229. Comparación del cortante basal	312
Figura 230. Comparación de Derivas de piso en la dirección X "Análisis Estático"	314
Figura 231. Comparación de Derivas de piso en la dirección Y "Análisis Estático"	315
Figura 232. Comparación de Derivas de piso en la dirección X "Análisis Dinámico"....	316
Figura 233. Comparación de Derivas de piso en la dirección Y "Análisis Dinámico"....	317
Figura 234. Comparación de precio total de los sistemas de entepiso	322
Figura 235. Comparación de precio por m2 de los sistemas de entepiso	323

Resumen

La presente investigación se planteó como objetivo elaborar los modelos estructurales de la edificación residencial en estructura metálica de siete pisos “Mumbai” implementando dos sistemas de entrepiso, el primer sistema de losa colaborante sobre viguetas metálicas y el segundo sistema de loseta sobre viguetas pretensadas a fin de determinar el comportamiento estructural y viabilidad económica de cada uno de ellos. Se realizó el análisis de cargas, predimensionamiento de elementos estructurales, modelación de la edificación, análisis de los resultados obtenidos y determinación de secciones definitivas. En el caso del primer sistema de entrepiso se diseñaron las vigas y viguetas metálicas, conexión viga metálica-vigueta metálica, y losa compuesta con el respectivo diseño de los conectores de corte. En el caso del segundo sistema de entrepiso se realizó el diseño de las viguetas pretensadas, vigas metálicas, conectores de corte, conexión entre viga metálica y vigueta presforzada. Posteriormente, se analizó la variación del peso de la edificación, periodo de vibración, cortante basal y derivas máximas de piso de ambos modelos. Finalmente se determinaron las cantidades de obra y presupuesto en la ejecución de los sistemas de entrepiso. Este trabajo servirá para dar a conocer la variación de la respuesta sísmica que minimizará los daños producidos en un siniestro, así como la variación en costos y tiempo de construcción de los sistemas de entrepiso analizados.

PALABRAS CLAVE:

- **ESTRUCTURA METÁLICA**
- **LOSA COLABORANTE**
- **VIGUETA METÁLICA**
- **LOSETA**
- **VIGUETA PRESFORZADA**

Abstract

The purpose of this research is to develop the structural models for the seven-story metal residential building named "Mumbai". This was done by implementing two slab systems, the first system composed of a composite slab on metal joists and the second system composed of a flat concrete slab on prestressed joists, in order to determine their structural behavior and economic viability of each one of them. Load analysis, pre-dimensioning of structural elements, building modeling, analysis of the obtained results and the determination of the definitive structural sections were performed. In the case of the first slab-system, the metal beams and metal joists, the metal beam-metal joist connections, and composite slab with the respective shear connectors were designed. In the second slab-system, the prestressed joists, the metal beams, shear connectors and metal beam-prestressed joist connections were designed. Subsequently, the variation in the building's weight, vibration periods, seismic base shear and maximum story drifts of both models were analyzed. Finally, the amounts of material and budget for the execution of both slab systems were determined. This work will be used to show the variations in the seismic response that will minimize the damage caused by an earthquake, as well as the variation in construction costs and construction time of the slab systems analyzed.

KEYWORDS:

- **METALLIC STRUCTURE**
- **COMPOSITE SLAB**
- **METAL JOIST**
- **SLAB**
- **PRESTRESSED JOIST**

Capítulo I

Generalidades

1.1. Introducción

Una losa de concreto es un elemento estructural horizontal donde se aplican las cargas en las estructuras, se colocan las instalaciones necesarias para el funcionamiento de la edificación y proporciona superficies útiles y planas que constituyen el principal soporte para las personas, mobiliario, maquinaria, etc. A través del tiempo se han desarrollado diferentes tipos de losas para cumplir determinados requerimientos y necesidades, entre las cuales se encuentran:

- Losa maciza
- Losa plana
- Losa plana flat slab y flat plate
- Losa nervada o aligerada
 - En una dirección (Unidireccional)
 - En dos direcciones (Bidireccional)
- Losas prefabricadas

Las losas prefabricadas son aquellas que se construyen con elementos de fábrica que se transportan a la obra para su instalación y ensamble dependiendo de su proceso constructivo; son losas de mayor duración debido a que se reduce la corrosión. Uno de los materiales prefabricados para construcción más interesante es Losacero o lámina galvanizada y acanalada de acero, se usa principalmente en la construcción de entresijos metálicos y en cimbra. El entresijo metálico o losa colaborante comprende

dicha lámina de acero acanalada en una dirección, conectores a corte, malla de acero galvanizado y un recubrimiento de hormigón, apoyado sobre viguetas metálicas; es una losa con una mayor resistencia de carga y estructural, además su instalación es más sencilla por lo que reduce de manera significativa el tiempo de construcción y los costos de mano de obra.

Las losas prefabricadas también pueden estar constituidas por diversos elementos prefabricados, en este caso viguetas pretensadas, sobre las cuales se encontrará una loseta de hormigón armado. Una vigueta pretensada es un elemento de hormigón que presenta una armadura de acero para pretensado, tensada antes de hormigonar y que posteriormente al destensarla queda anclada al hormigón que ha alcanzado una resistencia adecuada (Construmática, 2019).

El presente trabajo contempla la realización de un análisis comparativo técnico y económico del edificio residencial de siete pisos “Mumbai”, empleando las siguientes metodologías de sistemas de entrepiso: losa colaborante sobre viguetas metálicas y loseta sobre viguetas presforzadas. Es una edificación en estructura metálica, la cual se encuentra ubicada en el corazón de Cumbayá.

En el desarrollo del presente proyecto se llevan a cabo los métodos de investigación aplicada y descriptiva. La investigación aplicada tiene por objetivo resolver un determinado problema o planteamiento específico, enfocándose en la búsqueda y consolidación del conocimiento para su aplicación y, por ende, para el enriquecimiento del desarrollo cultural y científico (Duoc, 2018). De esta manera el análisis comparativo contempla las respuestas máximas estructurales del edificio residencial con ambos modelos de entrepiso, al combinar dichos elementos con estructura metálica, como peso de las edificaciones, periodos de vibración, cortante basal y derivas de piso, con el fin de mejorar el comportamiento estructural. Para ello se elaboran modelos

estructurales en un software comercial y de esta manera poder observar el comportamiento de las losas ante las cargas aplicadas realizando un análisis lineal estático y pseudo dinámico.

La investigación descriptiva o método descriptivo de investigación es el procedimiento usado en ciencia para describir las características del fenómeno, sujeto o población a estudiar (Martínez, 2019). Mediante este método de investigación se procede a desarrollar los aspectos a conocer sobre ambos sistemas de entepiso y determinar las diferentes ventajas y desventajas tanto técnicas como económicas que ofrecen.

El presente trabajo desarrolla en sus capítulos modelos estructurales de los sistemas de entepiso mencionados, así como sus costos unitarios, el presupuesto del proyecto y el tiempo a ejecutar en ambos sistemas. De acuerdo a esto, se lleva a cabo un estudio comparativo sobre la incidencia de estos sistemas en el comportamiento del edificio residencial en estructura metálica de siete pisos “Mumbai”, para finalmente determinar cuál sistema es más viable tanto técnica como económicamente.

1.2. Antecedentes

Actualmente la mayoría de las edificaciones residenciales en Ecuador son llevadas a cabo con el sistema constructivo tradicional de hormigón armado debido a que desde hace décadas se ha mantenido la idea de que este sistema proporciona estabilidad y seguridad. Así mismo, las losas de concreto son los sistemas de entepiso más utilizados.

McCormac y Csernak (2013) afirman que:

Las losas de concreto para piso de uno u otro tipo se utilizan casi universalmente en los edificios con estructura de acero. Las losas de piso de concreto son fuertes, resisten perfectamente el fuego y tienen buena capacidad de absorción acústica. Por otra parte, se requieren tiempo y gastos apreciables para el cimbrado necesario de la mayoría de las losas. Los pisos de concreto son pesados, necesitan algún tipo de varilla o malla de refuerzo incluido, y puede resultar un problema hacerlas impermeables al agua. (p.646)

Los ecuatorianos no se han mostrado muy abiertos a nuevas posibilidades y opciones debido al desconocimiento de las ventajas y la variación de costos que representa un sistema constructivo diferente. Dentro de estos sistemas se destaca el uso de elementos prefabricados debido a su versatilidad, además representan un ahorro significativo en el tiempo de construcción y mano de obra. El uso de estos elementos es popular en edificios de gran altura, sobre todo en la construcción de departamentos ya que mediante la construcción en serie se puede lograr la estandarización de los edificios, lo que puede ser considerado como una ventaja desde un punto de vista comercial. Las losas prefabricadas utilizadas pueden ser de diversos tipos:

- Losa colaborante
- Losa spancrete
- Losa siporex
- Losa de vigueta y bovedilla
- Losa simple T
- Losa doble T

- Losa cajón

Sin embargo, la elección de un tipo determinado de losa depende de diversos aspectos.

El trabajo de (McCormac & Csernak, 2013) (Jimenez Orrego, 2017) sostiene que:

Entre los diferentes factores que deben considerarse en la selección del tipo de sistema de piso para usarse en un edificio específico están: las cargas por soportar, la clasificación de resistencia al fuego que se desea, el aislamiento térmico y acústico, el peso muerto del piso, el aspecto del cielo raso por debajo (ya sea liso o con trabes visibles), posibilidad de localización de conductos, tuberías, alambrado, etcétera, en el piso, apariencia, mantenimiento requerido, tiempo necesario para la construcción y peralte permisible del piso. (p.647)

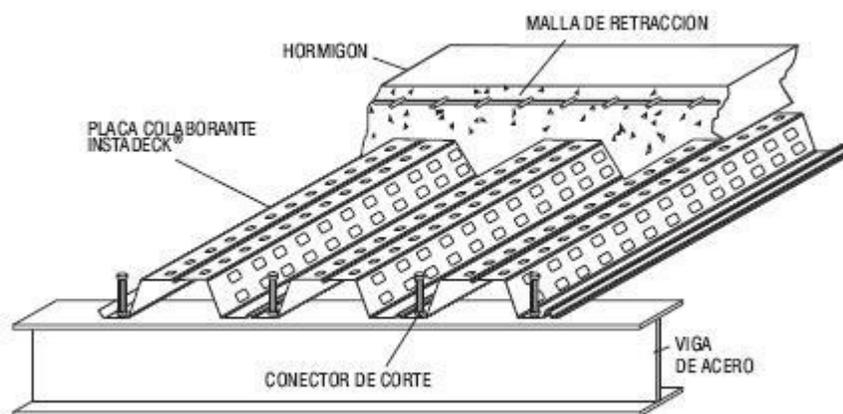
Originalmente las losas colaborantes en el país eran consideradas para proyectos de edificios de altura debido a que las estructuras de acero son bastante óptimas en este tipo de edificaciones, además los pisos generalmente son similares y repetitivos; con esto se buscaba aligerar las cargas en los edificios considerando la posible ocurrencia de eventos sísmicos. El uso de este sistema de entrepiso lleva algún tiempo en edificaciones de altura en el país, pero tomó varios años su uso generalizado.

En Ecuador la lámina acanalada de acero se puede encontrar con nombres como Novalosa, Kubilosa, Steel deck, Master deck y otros; cada una proporciona diferentes características como una instalación más rápida o menos riesgo de filtraciones. Estas láminas deben ser previamente aprobadas por el Steel Deck Institute, una institución internacional que dicta especificaciones en el diseño, fabricación y uso de cubiertas de acero. Sin embargo, el objetivo principal del uso del tipo de losa

mostrada en la figura 1 es eliminar el uso de moldes, reducir el consumo de hormigón y el tiempo de instalación (Alvarado, 2017).

Figura 1

Losa colaborante con placa Instadeck.



Nota. (Registrocdt, 2009)

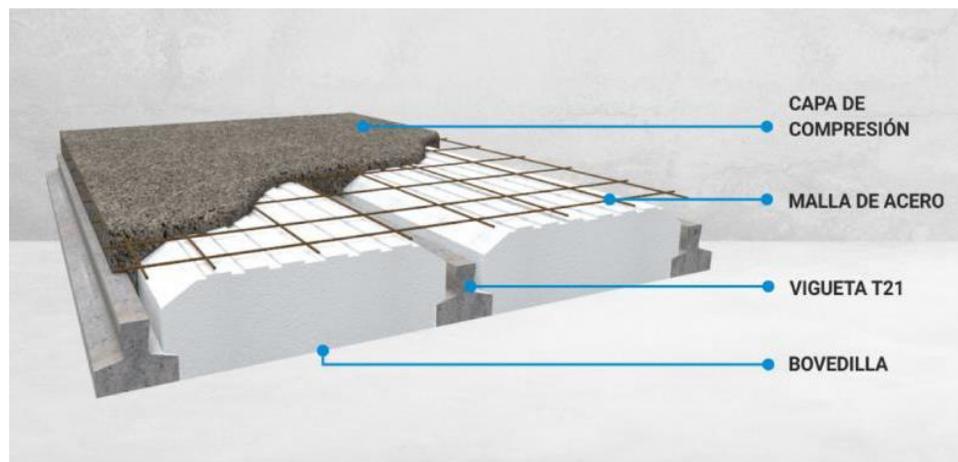
Por su parte el presforzado se usa en diversos proyectos como la utilización de losas postensadas en edificaciones con un gran número de pisos, o la implementación de vigas postensadas en la construcción de puentes, etc. El pretensado en el país ha estado presente por más de 30 años a través del sistema de entrepiso conformado por viguetas pretensadas y bovedilla, mostrado en la figura 2.

Estas viguetas pretensadas son fabricadas con acero especial para pretensado que satisface la especificación ASTM A-421 y concreto de alta resistencia; mientras que la bovedilla es un elemento de relleno en la losa para aligerar su peso muerto. Esta bovedilla puede estar fabricada de concreto o poliestireno expandido. Al colar el concreto sobre las viguetas se forma un conjunto de vigas T que constituyen una losa de gran calidad (Econsa, 2019). A diferencia del sistema de entrepiso vigueta y

bovedilla, el presente trabajo plantea una alternativa de losa prefabricada empleando elementos presforzados que consiste en la implementación de una loseta sobre viguetas pretensadas.

Figura 2

Sistema de entrepiso vigueta y bovedilla.



Nota. (Tensolite, 2019)

1.3. Planteamiento del problema

1.3.1. Macro

A nivel mundial, debido al constante aumento de la población y la creciente demanda de edificaciones residenciales y comerciales, se buscan nuevos sistemas constructivos que cumplan con los requerimientos y las normativas de construcción de cada país, con el objetivo de optimizar la construcción de dichas edificaciones. El desarrollo de diferentes sistemas de entrepiso ha sido direccionado hacia el uso de elementos prefabricados, permitiendo una instalación más fácil y rápida, haciendo énfasis en la reducción del tiempo de ejecución y mano de obra. Sin embargo, el aspecto primordial a considerar es la incidencia de la losa en el comportamiento de la

estructura sobre todo en estructuras de un gran número de pisos; aspecto que en muchos casos se ha pasado por alto al enfocarse en la practicidad del proceso constructivo, de esta manera al elegir de forma conveniente el sistema de entrepiso a implementar se podrán optimizar de mejor forma los recursos disponibles.

En muchos países el acero ha sido considerado como una gran alternativa por la rapidez constructiva que presenta en obra, lo cual mejora la productividad, además es un material totalmente reciclable que beneficia la sostenibilidad. El sistema Acero-Deck está regulado por diversos organismos internacionales como el American Iron and Steel Institute (ANSI), el cual es el referente norteamericano para el diseño de miembros estructurales en frío; así mismo el American Institute of Steel Construction (AISC) que habla de las especificaciones para la construcción de edificios en acero (Galán Burneo & Jaramillo Gutiérrez, 2012); y el American Standard of Testing Materials (ASTM); sin embargo el más importante es el Steel Deck Institute (SDI), una normativa Estadounidense con sede en Chicago, Illinois que brinda las pautas principales para el cálculo de este sistema constructivo (SENCICO, 2014).

En el caso de la implementación de un entrepiso con elementos presforzados, en específico viguetas presforzadas sobre las cuales descansa una loseta de hormigón armado, el Instituto Americano del Concreto (ACI) presenta el reglamento para concreto estructural ACI 318S-05, capítulo 18; en el cuál se detallan los lineamientos a seguir para el diseño y construcción de concreto presforzado.

1.3.2. Meso

A nivel nacional, los sistemas de entrepiso de losa colaborante y vigueta - bovedilla han sido bastante utilizados debido a las ventajas que presentan sobre todo el

ahorro en términos de tiempo debido a la utilización de elementos prefabricados; a diferencia del sistema de vigueta y bovedilla, la losa colaborante se emplea en edificaciones de mediana y gran altura; mientras que el uso de losetas sobre viguetas pretensadas es un terreno poco explorado con grandes bondades.

El diseño y construcción de losas colaborantes se debe regir a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-AC para estructuras de acero; la lámina de acero galvanizada con corrugación trapezoidal es diseñada y fabricada conforme los lineamientos del Instituto Ecuatoriano de Normalización (NTE – INEN 2397). En el Ecuador no se cuenta con una norma que nos oriente hacia el diseño de hormigón presforzado, como lo hace la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con su libro NEC-SE-HM, mismo que a través de sus controles pretende garantizar el diseño y construcción de edificaciones seguras de hormigón armado que velen por la seguridad de sus ocupantes y bienes interiores. Esta normativa no posee un apartado o guía que establezca algún conjunto de lineamientos para el diseño y construcción de elementos presforzados.

1.3.3. Micro

A nivel local, la región en la cual existe una mayor cantidad de construcciones en hormigón armado y estructura metálica es la sierra debido a su ubicación y condición climática. Es importante hacer un enfoque especial en la provincia de Pichincha, sobre todo en la capital del Ecuador, Quito, ya que es donde se puede observar una gran cantidad de edificios residenciales y comerciales de gran altura. Se ha evidenciado en los últimos años una gran apertura a la construcción en estructura metálica con entresijos de losa colaborante, sin embargo no se ha mostrado la misma recepción a

nuevas alternativas de construcción de entrepisos con el uso de elementos presforzados, con excepción de edificaciones de tipo comercial o industrial. De la misma manera que a nivel mundial, es definitorio determinar la incidencia de la losa en el comportamiento de las estructuras en Quito.

Cumbayá es un sector con alta demanda donde se observan con regularidad hermosas edificaciones y complejos de gran magnitud con acabados de lujo. Muchas veces en este tipo de viviendas se puede dar el caso de que se dé prioridad al aspecto exterior del edificio dejando de lado la estructura, lo cual pone en riesgo la vida de las personas en el caso de un inminente sismo. Es importante plantearse cuál hubiera sido el beneficio y el comportamiento de la misma estructura metálica “Mumbai” con un diferente sistema de entepiso, empleando elementos prefabricados, como lo es una loseta sobre viguetas pretensadas.

1.4. Justificación e importancia

En nuestro país se ha evidenciado necesario dar a conocer una mejor opción al momento de elegir un sistema de entepiso, ya sea para edificaciones residenciales o comerciales, que brinden seguridad a sus ocupantes y proporcionen una reducción en los recursos empleados. Es importante ampliar nuestra visión en cuanto a los nuevos tipos de losa para edificaciones, fomentando el desarrollo del sector de la construcción hacia la innovación, para lo cual se analizarán las metodologías de entepiso de losa colaborante sobre viguetas metálicas y loseta sobre viguetas pretensadas en el edificio residencial “Mumbai” en estructura metálica, ubicado en la Avenida Francisco de Orellana en Cumbayá. De esta manera se podrá comprender como las características

de los diferentes materiales pueden incidir de manera positiva en la conducta de estos sistemas de piso.

Realmente no se han realizado análisis a detalle de la implementación de losetas sobre viguetas presforzadas en edificaciones residenciales de gran altura, e incluso de las aplicaciones del hormigón presforzado en general en el país de manera cotidiana, siendo este un sistema prefabricado que optimiza el proceso constructivo y reduce el tiempo de ejecución. Es determinante plantear la interrogante en relación a qué tan eficiente es este sistema con respecto a la implementación de una losa colaborante en lo que se refiere a costos, tiempo y sobre todo comportamiento estructural.

1.5. Objetivos general y específicos

1.5.1. Objetivo general

Comparar el comportamiento estructural y viabilidad económica de una edificación residencial en estructura metálica de siete pisos empleando losa colaborante sobre viguetas metálicas y loseta sobre viguetas pretensadas.

1.5.2. Objetivos específicos

- Determinar las características físicas y de funcionamiento de los sistemas de entrepiso de losa colaborante sobre viguetas metálicas y loseta sobre viguetas presforzadas.
- Elaborar los modelos estructurales de la edificación residencial en estructura metálica de siete pisos implementando los sistemas de entrepiso de losa colaborante y loseta sobre viguetas pretensadas, mediante la utilización de un software estructural.

- Establecer la forma de integración de la loseta sobre viguetas pretensadas en la estructura metálica definida.
- Analizar y comparar el comportamiento estructural de losa colaborante y loseta sobre viguetas pretensadas ante las respuestas estructurales máximas obtenidas.
- Realizar un análisis económico mediante la elaboración de los presupuestos de implementación de ambos sistemas de losa.

1.6. Área de influencia

El presente trabajo está enfocado esencialmente a edificaciones previstas a ser construidas en estructura metálica. Sin embargo, los principales beneficiarios serán los usuarios finales de dichas edificaciones, ya que los diferentes sistemas de entrepiso de losa colaborante y loseta sobre viguetas pretensadas presentarán menor peso, por lo tanto, la estructura tendrá una menor respuesta sísmica que minimizará los daños producidos en un siniestro. Adicionalmente los profesionales del sector de la construcción y ciudadanía en general podrán adquirir edificaciones comerciales o residenciales a un menor costo y en menor tiempo debido al uso de elementos prefabricados.

Capítulo II

Marco teórico

2.1. Estructuras compuestas

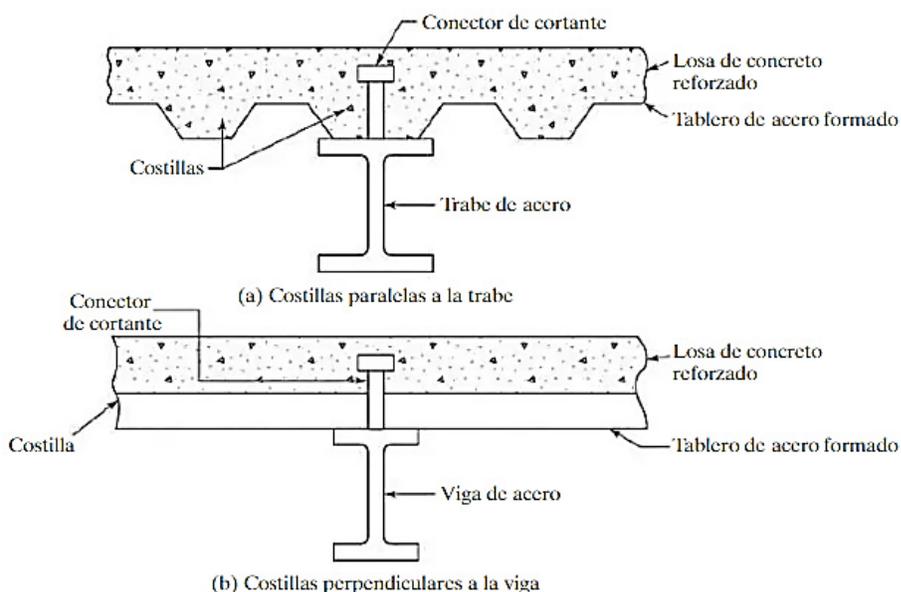
Las estructuras compuestas son el conjunto de dos o más materiales que forman una sola unidad estructural mediante conectores que se combinan de manera tal que sus características mecánicas son aprovechadas al máximo compensando las desventajas de cada uno de ellos si trabajaran de manera independiente, usualmente se utilizan los elementos de hormigón y acero (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

En 1952, la especificación AISC aprobó por primera vez el uso en edificios de los pisos compuestos, los cuales son muy comunes actualmente. Las vigas de acero de estos pisos compuestos pueden estar embebidas en el concreto, o sujetadas con conectores de fuerza cortante. Casi todos los pisos compuestos para edificios construidos actualmente, han sido del tipo en donde las vigas no están embebidas. Actualmente se usan los tableros de acero formados, como se muestra en la figura 3.

La losa es la aplicación más simple sobre los elementos compuestos, en las cuales se emplea el concepto de vigas compuestas, obteniendo ventajas arquitectónicas y funcionales como reducir el espesor de las losas y por ende disminuir su peso, ganar mayor longitud libre entre apoyos donde las vigas de acero trabajan para resistir los esfuerzos de tracción y el hormigón para resistir los esfuerzos a compresión.

Figura 33

Secciones compuestas usando tableros de acero formado.



Nota. (McCormac & Csernak, 2013)

Entre las ventajas de este sistema constructivo se tiene que:

- El sistema mixto tiene una mayor resistencia global en comparación con una estructura donde los elementos son independientes.
- Ambos materiales (hormigón y acero) están trabajando para su mejor ventaja.
- Para piezas sometidas a flexión se obtiene mayor rigidez de la pieza, ya que por la colaboración del hormigón se ve reducida la flecha en el acero.
- La reducción del espesor de losas y vigas, sumada al menor peso del hormigón utilizado, se traduce en una reducción global de la estructura.
- Se necesita menor construcción in situ, los perfiles y la chapa de acero ya vienen fabricados, cumpliendo con las normas de calidad requeridas.

- Mayor resistencia al fuego que las estructuras de acero; las losas mixtas constituyen elementos de compartimentación horizontal de sectores de incendio.
- La chapa resistente se utiliza de plataforma de trabajo para el montaje y acopio de materiales, no necesitando apuntalamientos en luces de hasta cuatro metros.
- Se facilita la canalización de instalaciones.

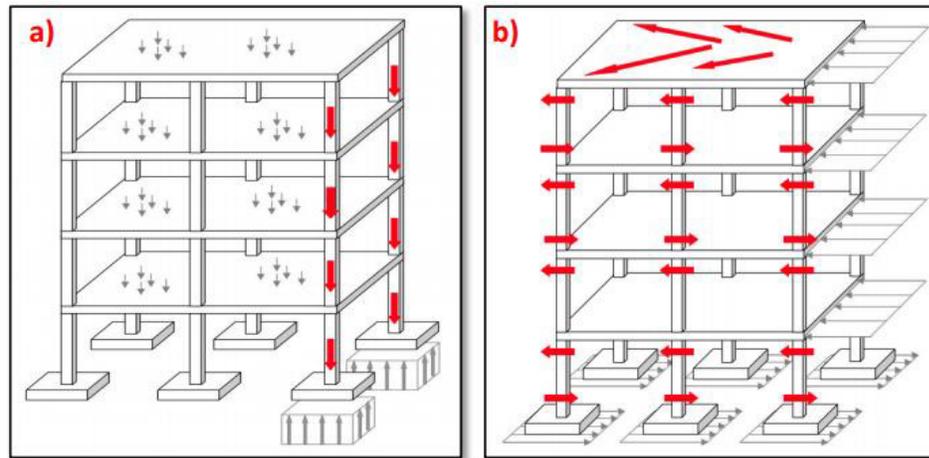
2.2. Losa o diafragma horizontal

Un diafragma o losa es un elemento de geometría tridimensional que recibe las cargas en un plano bidimensional, pero cuyas deformaciones ocurren en el eje de menor dimensión que es la dirección de las cargas ósea que está cargada en el plano de menor inercia (Loscar, 2018).

Son elementos planos horizontales o casi horizontales que sirven para transferir fuerzas laterales a los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. De tal manera que amarran los elementos de la edificación entre sí conformando un sistema tridimensional completo y dan apoyo lateral a esos elementos conectándolos al sistema de resistencia ante fuerzas laterales. En general, los diafragmas también sirven como losas de piso y de cubierta, o como rampas estructurales en estacionamientos y, por lo tanto, soportan cargas gravitacionales. Cuando se encuentran sometidos a cargas laterales, el diafragma actúa esencialmente como una viga que se extiende horizontalmente entre los elementos verticales del sistema de resistencia ante fuerzas laterales. El diafragma, entonces, desarrolla momentos de flexión y cortantes en su plano y posiblemente otras acciones (ACI 318SUS-14, 2014), ver figura 4.

Figura 4

Distribución de las fuerzas actuantes en un sistema estructural. a) Sistema estructural bajo la acción de acciones gravitacionales. b) Sistema estructural bajo la acción de acciones horizontales.



Nota. (Cabrera Vélez, 2015)

La distribución de fuerzas horizontales a través de los diafragmas horizontales hacia los diferentes elementos verticales (marcos y paredes), depende de la rigidez relativa de los diafragmas horizontales y de los elementos verticales. De acuerdo a esta consideración, los diafragmas se clasifican como rígido, flexibles y semi-rígidos, como se muestra en la figura 5.

- **Diafragma rígido:**

Un diafragma es rígido si este puede distribuir las fuerzas horizontales a los elementos verticales en proporción a su rigidez relativa y la deflexión comparada con la de los elementos verticales será insignificante.

- **Diafragma flexible:**

Un diafragma es flexible si la distribución de las fuerzas horizontales hacia los elementos verticales es independiente de su rigidez relativa, y su deflexión comparada con la de los elementos verticales será significativamente mayor. En este caso las cargas laterales se distribuyen a los elementos verticales como una serie de vigas simples extendidas entre los elementos.

- **Diafragma semi-rígido:**

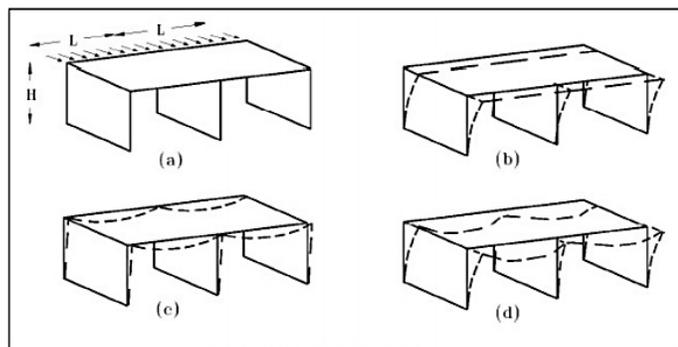
Un diafragma es semi-rígido cuando la deflexión del diafragma y la deflexión de los elementos verticales son de igual magnitud. Cabe indicar que ningún diafragma es perfectamente rígido o perfectamente flexible, esto dependerá del uso de suposiciones razonables, de manera que se pueda lograr una simplificación en su análisis (Cabrera Vélez, 2015).

Figura 5

Comportamiento de los diafragmas. a) Sistema estructural y estado de carga. b)

Comportamiento del diafragma rígido. c) Comportamiento del diafragma flexible. d)

Comportamiento del diafragma semi-rígido.



Nota. (Cabrera Vélez, 2015)

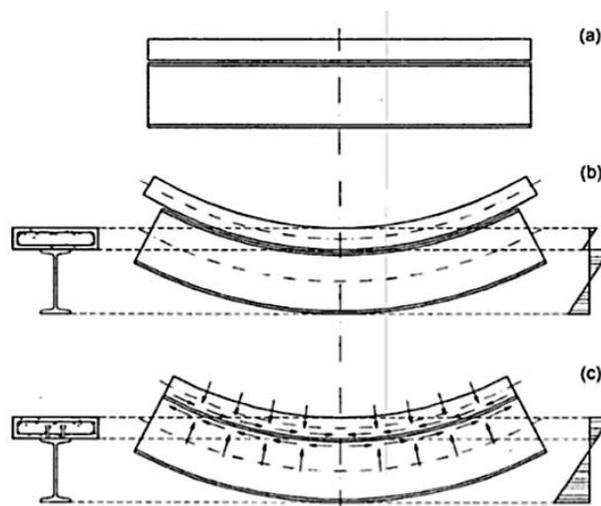
2.3. Losa colaborante sobre viguetas metálicas

En este sistema se combinan las mejores propiedades de ambos materiales. El hormigón aporta masa, resistencia a la compresión y rigidez; el acero por su parte proporciona ligereza, resistencia a la tracción y elasticidad. En este tipo de estructuras se toma la hipótesis de que ambos elementos actúan como uno sólo, teniendo entonces continuidad de deformaciones longitudinales, es decir que la deformación en la interface es la misma para los dos materiales (Garino, 2010).

Cuando tenemos una viga sin elementos de conexión con la losa hay deslizamiento en la superficie de contacto, ambos elementos tienen un estado tensional independiente con tracciones y compresiones. En las estructuras mixtas se produce otro estado tensional, sin tracciones en el hormigón y con compresiones pequeñas en el acero, como se puede observar en la figura 6 (Garino, 2010).

Figura 6

Comparación de tensiones en una viga independiente y una viga mixta.



Nota. (Garino, 2010)

2.3.1. Losa de placa metálica colaborante

Es un sistema estructural de losa unidireccional conocido como Steel Deck, se compone de una lámina de acero estructural acanalada en una de sus direcciones y corrugada logrando una buena adherencia entre el hormigón y la lámina de acero, la misma que se encarga de absorber los esfuerzos de tracción en la parte inferior de la losa, además de una malla de acero electrosoldada esencial para evitar el fisuramiento por efectos de temperatura y contracción en el hormigón, y de conectores los cuales tienen la tarea de unir este sistema con las vigas de soporte de la losa (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

- **Placa Colaborante**

El material que compone la placa colaborante es de acero laminado en frío, sometida a un proceso de galvanizado siguiendo los lineamientos de la Norma Técnica Ecuatoriana (NTE INEN 2397) para recubrimiento o protección contra la corrosión producida por el ambiente al que se encuentra expuesto para garantizar su vida útil, tiene un comportamiento elasto-plástico y un esfuerzo de fluencia mínimo nominal de 2750 kg/cm^2 . Se fabrican a partir de láminas de acero estructural de 1220 mm de ancho con espesores típicos de 0.65 mm, 0.76 mm hasta 0.90 mm.

- **Hormigón**

La carpeta de hormigón estructural debe diseñarse de acuerdo a las normas de construcción vigentes como la Norma Ecuatoriana de la Construcción - Estructuras de Hormigón Armado (NEC-SE-HM 2015), con el objetivo de asegurar la resistencia y durabilidad adecuada con las disposiciones exigidas. El código ACI (2014) define un

valor mínimo de la resistencia específica a la compresión ($f'c$) para elementos estructurales, el cual no debe ser menor a 210 kg/cm² ensayados a los 28 días.

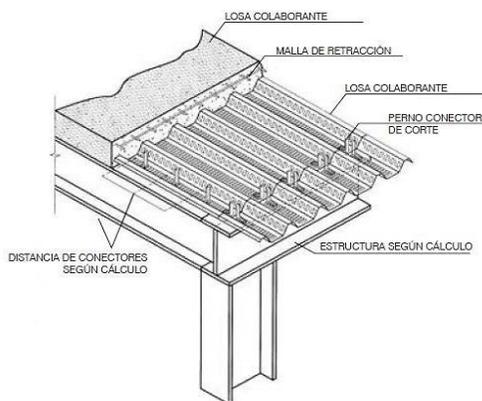
- **Acero de Refuerzo**

La malla de temperatura tiene como propósito fundamental absorber los efectos de la retracción del fraguado del hormigón, así como también los cambios de temperatura que ocurra debido al clima que esté en contacto con el sistema de losa. Las barras que lo conforman son de malla electro-soldada, tienen una resistencia a la fluencia de al menos 4200 kg/cm². Este refuerzo de temperatura y retracción no debe ser menor a 59.3 mm² por cada metro de ancho de la losa (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

En la mayoría de losas de este tipo, las placas colaborantes son continuas sobre las vigas metálicas. Consecuentemente, las losas suelen ser continuas sobre varios vanos y requieren la disposición de una armadura superior de refuerzo para resistir los momentos negativos, como se puede observar en la figura 7.

Figura 7

Losas de placa metálica colaborante.



Nota. (Cooperación de Desarrollo Tecnológico, s.f.)

El estudio realizado por (Harmsen, 2002) indica que:

El diseño de vigas compuestas de acero y hormigón involucra dos etapas. La primera consiste en determinar la sección del elemento de modo que tenga la resistencia a la flexión requerida. La segunda fase consiste en el diseño de los conectores de cortante los cuales son importantes para garantizar el comportamiento de la estructura como una unidad. (p. 482)

2.3.2. Vigas metálicas

Las vigas metálicas son elementos horizontales que se desempeñan a flexión, en las cuales las fibras inferiores están sometidas a tracción y las superiores a compresión. Existen diferentes formas de producir un perfil de acero en el caso de los elementos estructurales, dependiendo de las prestaciones, es posible usar casi todas las maneras de fabricación de perfiles existentes.

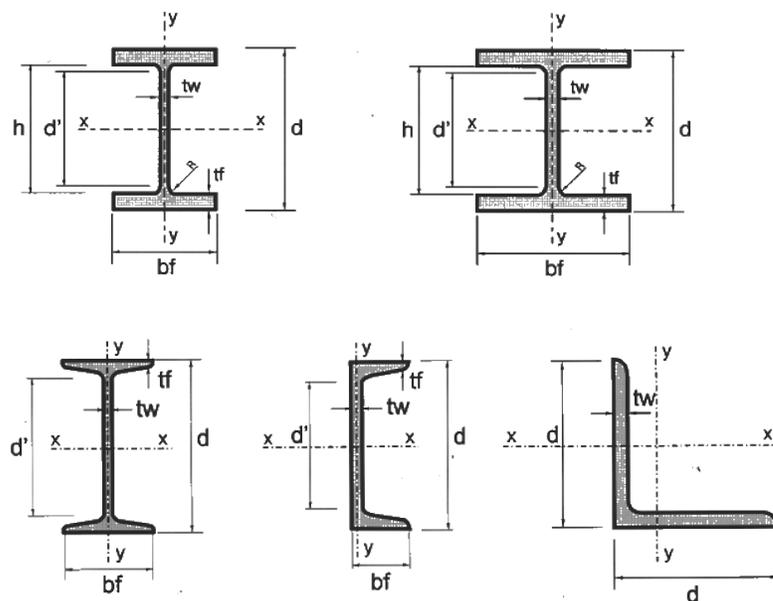
- **Vigas Laminadas**

Los perfiles laminados en caliente se obtienen por la laminación de tochos provenientes del proceso de colada continua. Las características técnicas de los perfiles laminados facilitan la solución de las conexiones y uniformidad estructural, por no presentar soldaduras o costuras en su proceso de fabricación, en cualquiera de sus denominaciones, son muy adecuados para el uso en estructuras de distinta dimensión y configuración. Estos tipos de perfiles pueden ser laminados con alas paralelas, que siguen la norma ASTM A6/A6M, o perfiles laminados normales de alas inclinadas, cuyas secciones pueden ser en I, U o L, como indica la figura 8. Los perfiles laminados se

encuentran en configuraciones adecuadas para una amplia gama de aplicaciones estructurales (Torija, 2010).

Figura 8

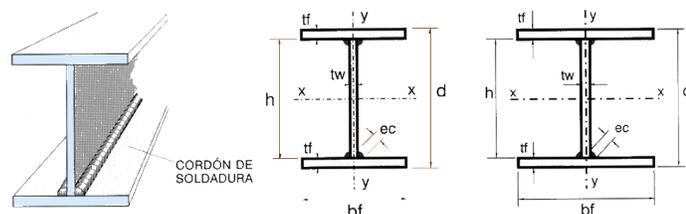
Secciones de Perfiles Laminados en Caliente



Nota. (Torija, 2010)

- **Vigas Soldadas**

Son aquellos fabricados mediante el corte, la composición y soldadura de chapas planas de acero. Son elementos ensamblados generalmente de forma rectangular, la ventaja que tiene este tipo de perfil es que se adecua perfectamente a los requerimientos de diseño de acuerdo al análisis estructural que se realiza, lo que permite obtener una gran variedad de formas y dimensiones de secciones (figura 9). Dichas secciones y dimensiones son mayores a los perfiles laminados y existe una muy amplia gama de opciones (Torija, 2010).

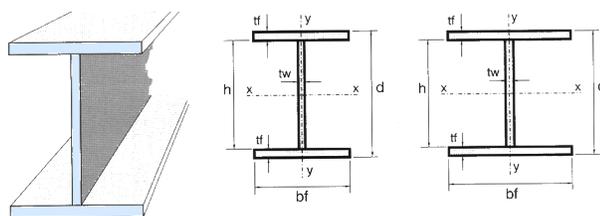
Figura 9**Vigas Soldadas Tradicionales**

Nota. (Torija, 2010)

- **Vigas Electrosoldadas**

Son vigas de alma llena obtenidas a partir de la unión de tres flejes de acero de alta resistencia, que se fusionan mediante el proceso continuo y automático de electrosoldadura de alta frecuencia (figura 10). Los flejes son obtenidos a partir del corte de bobinas laminadas en caliente de acero estructural ASTM A572 Gr. 50 con una fluencia de 50 ksi.

El sistema de electrosoldadura de alta frecuencia permite soldar a temperaturas relativamente bajas evitando las alteraciones metalúrgicas que ocurren con el proceso de soldadura convencional. La unión electrosoldada se caracteriza por la ausencia de crecimiento de grano, esto permite obtener perfiles hasta un 30% más livianos de propiedades estructurales equivalentes (Kubiec, 2018).

Figura 10**Vigas Electrosoldadas**

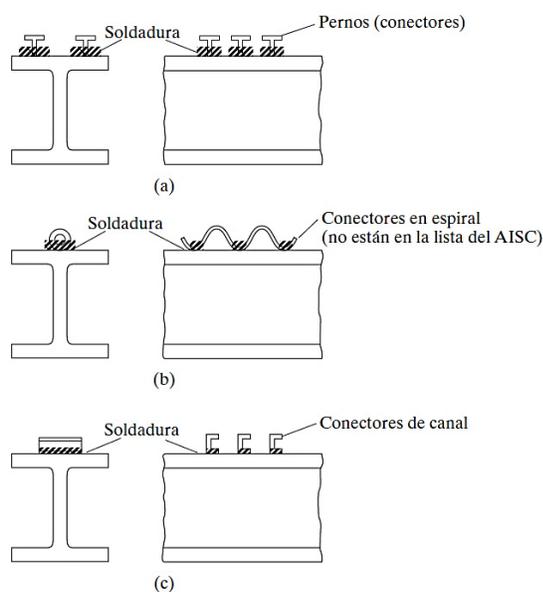
Nota. (Torija, 2010)

2.3.3. Conectores de Corte

Los conectores de corte son pernos o barras de acero redondas soldadas por uno de sus extremos a las vigas de acero. El otro extremo está recalcado o tiene una cabeza para impedir la separación vertical de la losa y la viga (figura 11). Estos pernos se pueden fijar rápidamente a las vigas de acero con pistolas especiales para soldar con operarios no especializados (McCormac & Csernak, 2013).

Figura 11

Conectores de Corte



Nota. (McCormac & Csernak, 2013)

En general se prefiere el uso de pernos redondos soldados a los patines superiores de las vigas. Se tienen pernos con diámetro de 1/2 a 1 plg. y en longitudes de 2 a 8 plg., pero la especificación (I8.2) del AISC (2010) establece que sus longitudes no deben ser menores que 4 veces el diámetro del perno.

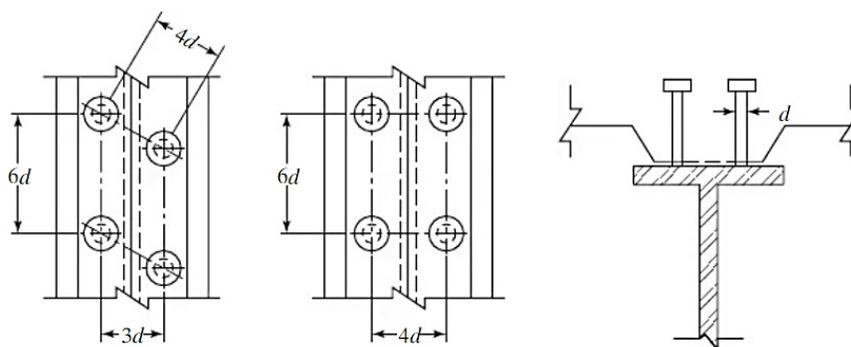
- **Espaciamiento de los Conectores**

La Especificación (18.2d) del AISC (2010) indica que el espaciamiento mínimo entre centros de conectores de cortante a lo largo del eje longitudinal de vigas compuestas permitido es de 6 diámetros, mientras que el valor mínimo transversal al eje longitudinal es de 4 diámetros. Dentro de las costillas de cubiertas de acero formado, el espaciamiento mínimo permisible es de 4 diámetros en cualquier dirección. El espaciamiento máximo no deberá exceder de 8 veces el espesor total de la losa.

Si los patines de las vigas de acero son muy estrechos, puede resultar difícil lograr el espaciamiento transversal mínimo descrito antes. En tales situaciones los pernos pueden colocarse alternados como se puede observar en la figura 12.

Figura 12

Arreglo de Conectores



Nota. (McCormac & Csernak, 2013)

- **Recubrimientos**

La Especificación (18.2d) del AISC (2010) requiere que se proporcione por lo menos 1 plg de recubrimiento lateral de concreto para los conectores de cortante. Cuando los pernos no se colocan directamente sobre las almas de las vigas, éstos

tienden a separarse de los patines antes de alcanzar su capacidad total a cortante. Para evitar que ocurra esto, se requiere que el diámetro de los pernos no sea mayor de 2.5 veces el espesor del patín de la viga a la que se encuentran soldados. Los conectores deben sobresalir por lo menos 1 1/2 pulgada por encima de la parte superior de la cubierta.

2.4. Hormigón presforzado

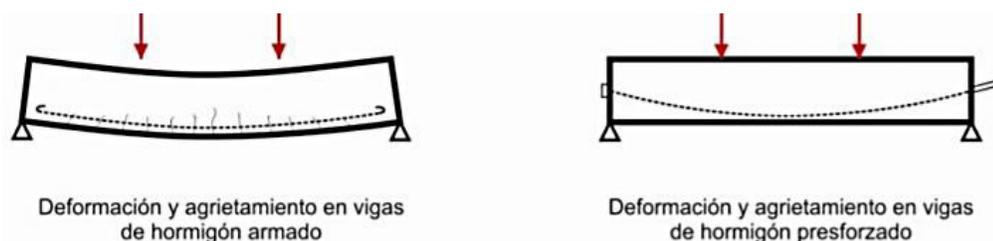
El presfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y técnicas del presforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural (Meza Quintanilla, 2017).

El Instituto Americano del Concreto ACI (2014) propone la siguiente definición para concreto presforzado: “Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes debido a cargas externas son contrarrestados a un grado deseado”. (p.59)

En el concreto presforzado se usa acero de alta resistencia que tendrá que fluir antes de que su resistencia sea completamente alcanzada. Si el acero de alta resistencia es simplemente embebido en el concreto, como en el refuerzo ordinario de concreto, el concreto alrededor tendrá que agrietarse antes de que la resistencia total del acero se desarrolle, como se muestra en la figura 13. (Meza Quintanilla, 2017).

Figura 13

Deformaciones y Agrietamientos de una viga de hormigón armado y una viga presforzada



Nota. (Torres Prado & Morales, 2011)

Presforzando y anclando al acero contra el concreto, se producen esfuerzos deseables. Estos esfuerzos permiten la utilización segura y económica de los dos materiales para luces grandes lo cual no puede lograrse en el concreto simplemente reforzado (Meza Quintanilla, 2017), como se indica en la figura 14.

Figura 14

Momentos flexionantes a lo largo de vigas presforzadas simplemente apoyadas.

MOMENTOS FLEXIONANTES				
Viga	Condición	D.M.F. (w)	D.M.F. (P)	D.M.F. (total)
I			+ 0	=
II			+	=
III			+	= 0

Nota. (Meza Quintanilla, 2017)

2.4.1. Estados de Carga

El diseño de elementos de concreto presforzado consiste en proponer el elemento que sea funcional y económicamente óptimo para determinadas acciones y características geométricas de la obra.

- **Estado Inicial**

El elemento está bajo presfuerzo, pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta. Este estado puede dividirse en los siguientes periodos:

- Durante el tensado: El máximo esfuerzo al cual los tendones estarán sujetos a través de su vida ocurre durante este periodo y debido a que el concreto no tiene la resistencia especificada en el momento en que el presfuerzo es máximo, es posible la trituración del concreto en los anclajes si su resistencia no es adecuada.
- En la transferencia del presfuerzo: Para elementos pretensados, la transferencia del presfuerzo se hace en una operación y en un periodo muy corto. Para elementos postensados, la transferencia es generalmente gradual, y el presfuerzo en los tendones puede ser transferido al concreto uno por uno (Meza Quintanilla, 2017).

- **Estado Intermedio**

Este es el estado durante la transportación y montaje. Ocurre solo para elementos prefabricados cuando son transportados al sitio y montados en su lugar. Es

importante asegurar que los miembros sean manejados y soportados apropiadamente en todo momento.

- **Estado Final**

Para estructuras presforzadas de concreto es usualmente necesario investigar sus cargas últimas y de agrietamiento, su comportamiento bajo sus cargas reales de sostenimiento en adición a la carga de trabajo (Meza Quintanilla, 2017). Estas cargas se definen como:

- Cargas permanentes: La curvatura o deflexión de un elemento presforzado bajo cargas permanentes generalmente es un factor controlado en el diseño.
- Carga de trabajo: Para diseñar para la carga de trabajo hay una revisión en los esfuerzos y deformaciones excesivas.
- Carga de agrietamiento: El agrietamiento en un elemento de concreto presforzado significa un cambio repentino en los esfuerzos de cortante y unión.

2.4.2. Hormigón pretensado

El término pretensado se usa para describir cualquier método de presforzado en el cual los tendones se tensan antes de colocar el concreto. Los tendones, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se vuelven a estirar o se tensan entre apoyos que forman parte permanente. Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada por los gatos. La adherencia entre el acero tensado y el concreto, es de vital importancia y en ésta debe preverse que el acero quede libre de cualquier material, tal como el aceite o grasa de los moldes, que interfiera con la adherencia (Meza Quintanilla, 2017).

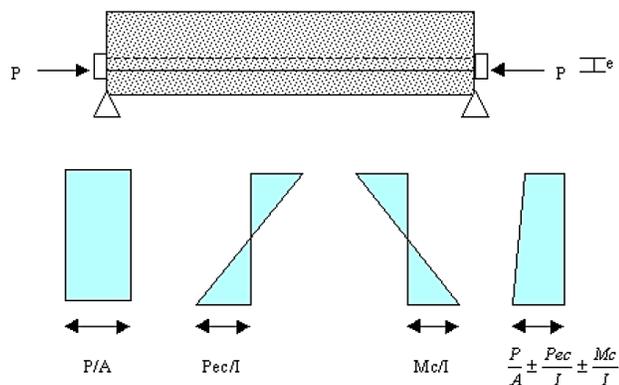
La distribución de esfuerzos a través de una sección de concreto presforzado es más eficiente cuando el tendón es colocado excéntricamente con respecto al centroide de la sección, donde “e” es la excentricidad. El concreto es sujeto tanto a un momento como a una carga directa, el momento producido por el presfuerzo es Pe , y los esfuerzos debido a este momento se muestran en la figura 15 (Meza Quintanilla, 2017). Así, la distribución de esfuerzo resultante está dada por la siguiente ecuación:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{P \cdot e \cdot c}{I} \pm \frac{Mc}{I} \quad (1)$$

Donde, P es la fuerza de presfuerzo; A es el área de la sección transversal; e es la excentricidad; C es el centroide de la sección transversal; I es la inercia de la sección transversal; y Mc es el momento de peso propio.

Figura 15

Distribución de esfuerzo a través de una sección de concreto presforzado excéntricamente.



Nota. (Meza Quintanilla, 2017)

El esfuerzo de tensión permitido por el Código ACI (2014) en alambres, torones o barras de presfuerzo depende del estado de aplicación de las cargas, como se puede observar en la siguiente tabla:

Tabla 1

Esfuerzos admisibles en tendones de preesfuerzo

Tabla 19.1 (Nilson, 1999)	
Esfuerzos admisibles en tendones de preesfuerzo	
Los esfuerzos de tensión en los tendones de preesfuerzo no deben exceder lo siguiente:	
1. Debido a la fuerza del gato en el tendón pero no mayor que el menor entre $0.80f_{pu}$ y el valor máximo recomendado por el fabricante de los tendones de preesfuerzo o de los anclajes.	$0.94f_{py}$
2. Inmediatamente después de la transferencia del presfuerzo pero no mayor que 0.744 .	$0.82f_{py}$
3. En anclajes y acoples de tendones de postensionamiento, inmediatamente después del anclaje del tendón.	$0.70f_{py}$

Nota. (Nilson, 1999)

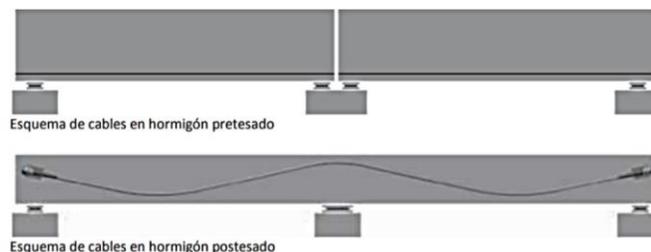
2.4.3. Hormigón postensado

El hormigón postensado se diferencia del hormigón pretensado, por el retraso de aplicación de la tensión a los tendones en el proceso de ejecución. El postensado es el método de tensionado que consiste en tesar los tendones y anclarlos en los extremos del elemento después de que el concreto ha fraguado y alcanzado su resistencia necesaria (Torres Prado & Morales, 2011).

En este sistema, los cables de presfuerzo serán colocados con la trayectoria deseada, lo que permite variar la excentricidad dentro del elemento a lo largo del mismo para lograr las flechas y esfuerzos deseados, como se muestra en la figura 16.

Figura 16

Esquema de configuración de acero de presfuerzo pretensado y postensado.



Nota. (Torres Prado & Morales, 2011)

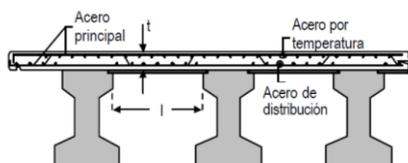
2.5. Loseta sobre viguetas presforzadas

2.5.1. Loseta de compresión

La losa de concreto armado que se coloca sobre los elementos presforzados para formar la sección compuesta tiene un espesor de 8 a 10 cm dependiendo del elemento estructural sobre el que descansa. Esta losa, además de aumentar la capacidad de la sección, cumple la función de rigidizar a la superestructura tanto en el sentido vertical, para repartir las cargas vivas uniformemente a todas las traveses, como en sentido horizontal, para evitar movimientos relativos entre las vigas y hacer las funciones de un diafragma rígido, como indica la figura 17 (Reinoso, Rodríguez, & Betancourt, 2000).

Figura 17

Sección Transversal de una losa de concreto con acero de refuerzo

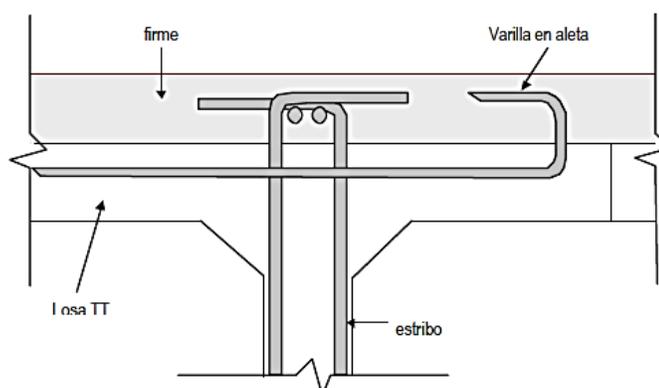


Nota. (Reinoso, Rodríguez, & Betancourt, 2000)

La losa debe estar perfectamente conectada a la viga, por lo que están provistas de conectores y contarán con una superficie de contacto limpia, húmeda y rugosa. Los conectores podrán ser los mismos estribos de la viga de manera que se doblen en obra para formar la sección compuesta, ver figura 18. Para el análisis y diseño de la losa se le considera como una viga continua perpendicular a las vigas presforzadas donde hay momentos positivos y negativos. El acero longitudinal debe especificarse por temperatura (Reinoso, Rodríguez, & Betancourt, 2000).

Figura 18

Estribos y varillas de aleta como conectores entre viga y la losa



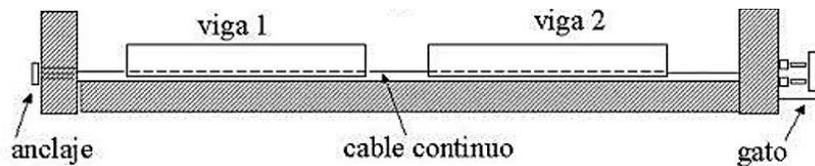
Nota. (Reinoso, Rodríguez, & Betancourt, 2000)

2.5.2. Viguetas pretensadas

Este método produce un buen vínculo entre las armaduras y el concreto, el cual las protege de la oxidación, y permite la transferencia directa de la tensión por medio de la adherencia del concreto al acero (Meza Quintanilla, 2017). Las viguetas son usualmente prefabricadas en serie dentro de plantas con instalaciones adecuadas, donde se logra la reutilización de moldes metálicos o de concreto y se pueden pretensar en una sola operación varios elementos, como se muestra en la figura 19.

Figura 19

Pretensado de vigas prefabricadas.



Nota. (Meza Quintanilla, 2017)

Las principales características del pretensado son que:

- El presfuerzo se aplica antes que las cargas.
- El anclaje se da por adherencia.
- La acción del presfuerzo es interna.
- El acero tiene trayectorias rectas.
- Las piezas son generalmente simplemente apoyadas

Las ventajas del uso del pretensado son que:

- Mejora el comportamiento estructural.
- Permite reducir el peso y el costo total de la estructura.
- Menores deformaciones.
- Disminuye las fisuras del concreto, aumentando su vida útil.
- Permite el uso óptimo de materiales de alta resistencia.
- Disminuyen las alturas y secciones de los elementos.
- Menos peso para pilares y fundación.
- Rapidez de ejecución.

2.5.2.1. Componentes

- **Acero de presfuerzo**

Es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarresten a los causados por las cargas. Existen dos formas comunes de emplear el acero de presfuerzo, las cuales son alambres y torones:

- **Alambres**

Se fabrican individualmente laminando en caliente hasta obtener alambres redondos del diámetro requerido. El proceso de estirado se ejecuta en frío, lo que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 7, 9.4 y 10 mm y las resistencias varían desde 16.000 hasta 19.000 kg/cm². Los alambres de 5, 6 y 7 mm pueden tener acabado liso, dentado y tridentado (Torres Prado & Morales, 2011).

- **Torón**

El torón se fabrica con siete alambres firmemente torcidos, las propiedades mecánicas comparadas con las de los alambres mejoran notablemente, sobre todo la adherencia. El paso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños siendo los más comunes los de 3/8" y de 1/2" con áreas nominales de 54.8 y 98.7 mm², respectivamente (Torres Prado & Morales, 2011).

- **Acero de refuerzo**

El uso del acero de refuerzo ordinario es común en elementos de hormigón presforzado. La resistencia nominal de este acero es $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Este acero es muy útil para:

- Aumentar ductilidad
- Resistir esfuerzos de tensión y compresión
- Restringir agrietamiento por maniobras y cambios de temperatura
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar al concreto

- **Hormigón**

Para el trabajo de presforzado necesariamente se requiere un hormigón de mayor resistencia. La práctica actual en puentes pide una resistencia a los cilindros de 28 días de 400 a 500 Kg/cm^2 para el concreto presforzado. En construcción pretensada la utilización de estos concretos de alta resistencia permitirá el desarrollo de mayores esfuerzos de adherencia (Torres Prado & Morales, 2011).

Al igual que para los aceros de presfuerzo, los esfuerzos admisibles en el concreto, según el Código ACI (2010), dependen del estado de carga, los cuales se presentan en la tabla 2.

Tabla 2

Esfuerzos admisibles en el concreto en elementos preesforzados sometidos a flexión

Tabla 19.2 (Nilson, 1999)	
Esfuerzos admisibles en el concreto en elementos preesforzados sometidos a flexión	
1. Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después de la transferencia del preesfuerzo, antes de las pérdidas de preesfuerzo dependientes del tiempo, no deben exceder lo siguiente:	
a) Esfuerzos en la fibra extrema a compresión	$0.60f'_{ci}$
b) Esfuerzos en la fibra extrema a tensión, excepto por lo permitido en c)	$3\sqrt{f'_{ci}}$
c) Esfuerzos en la fibra extrema a tensión en los extremos de elementos simplemente apoyados. Cuando los esfuerzos de tensión calculados excedan estos valores debe proporcionarse refuerzo auxiliar adherido (no preesforzado o preesforzado) en la zona de tensión, para resistir la fuerza total de tensión en el concreto calculada con el supuesto de una sección no fisurada.	$6\sqrt{f'_{ci}}$
2. Los esfuerzos en el concreto para las cargas de servicio, después de tener en cuenta todas las pérdidas de preesfuerzo, no deben exceder lo siguiente:	
a) Esfuerzo en la fibra extrema a compresión debido a preesfuerzo más cargas sostenidas	$0.45f'_c$
b) Esfuerzo en la fibra extrema a compresión debido a preesfuerzos más la carga total	$0.60f'_c$
c) Esfuerzo en la fibra extrema a tensión en la zona de tensión precomprimida	$6\sqrt{f'_c}$
d) Esfuerzo en la fibra extrema a tensión en la zona de tensión precomprimida de los elementos, excepto para los sistemas de losa en dos direcciones, en los cuales el análisis basado en secciones fisuradas transformadas y en las relaciones bilineales momento-deflexión demuestren que las deflexiones instantáneas y a largo plazo cumplen con las restricciones establecidas en otra secciones del Código ACI.	$12\sqrt{f'_c}$
3. Los esfuerzos admisibles en el concreto, determinados anteriormente, pueden excederse si se demuestra mediante ensayo o análisis que el comportamiento no se verá afectado.	

Nota. (Nilson, 1999)

2.5.2.2. Espaciamiento de Acero de Presfuerzo

Las especificaciones del código ACI (2014) establece que el espaciamiento mínimo “s” entre centros debe ser el mayor entre la Ecuación (3) y lo especificado en la tabla 3, mientras que para alambres de pretensado el espaciamiento mínimo “s” de centro a centro debe ser el mayor valor de las siguientes ecuaciones:

$$5 d_b \quad (2)$$

$$\left(\frac{4}{3}\right) d_{agg} + d_b \quad (3)$$

Donde d_{agg} es el diámetro del agregado grueso y d_b es el diámetro del alambre.

Tabla 3

Espaciamiento mínimo medido centro a centro de los torones de pretensado en los extremos de un miembro

$f'c$, lb./pulg. ²	Diámetro nominal del torón, pulg.	s mínimo
< 4000	Todos	$4d_b$
≥ 4000	< 0.5 pulg.	$4d_b$
	0.5 pulg.	1-3/4 pulg.
	0.6 pulg.	2 pulg.

Nota. (ACI 318SUS-14, 2014)

2.5.3. Conexión vigueta presforzada – viga metálica

La conexión vigueta presforzada - viga metálica se realiza a corte. En la vigueta pretensada se dejan fuera las varillas que se van a soldar o van ser empernadas, mientras que en la viga metálica se dejan las ranuras para que pasen las varillas.

2.6. Análisis sísmico

2.6.1. Análisis estático lineal

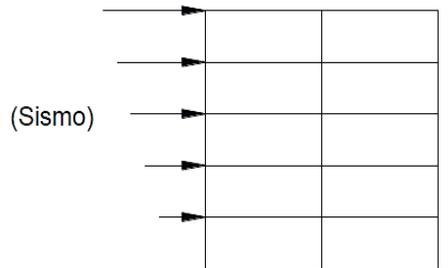
El análisis estático lineal de una estructura está en función del primer modo de vibración, el mismo que tiene un diagrama de fuerzas triangular, teniendo un incremento de abajo hacia arriba resultado de la acción de un sismo y asumiendo una rigidez elástica lineal de los materiales (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

La investigación realizada por Antamba y Cuaical (2018) sostiene que:

La aceleración espectral (S_a) se determina en función de la primera frecuencia fundamental de la estructura con su respectivo espectro de diseño, este valor se multiplica por el peso de la estructura para conocer el valor del Cortante Basal y los desplazamientos internos de la estructura. Este procedimiento es seguido para propósitos de diseño, su uso se limita a estructuras regulares y de baja altura (p. 103)

Figura 20

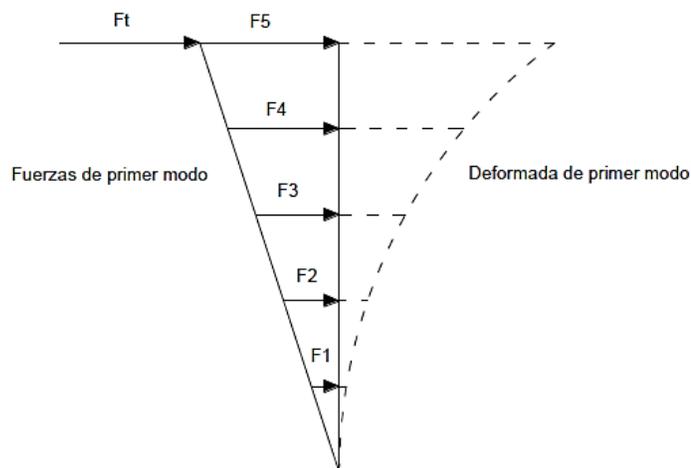
Cargas actuantes sobre una edificación



Nota. (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018)

Figura 21

Fuerzas consideradas en el análisis estático



Nota. (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018)

2.6.2. Análisis pseudo dinámico lineal

La Norma NEC-SE-DS establece que:

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura. Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

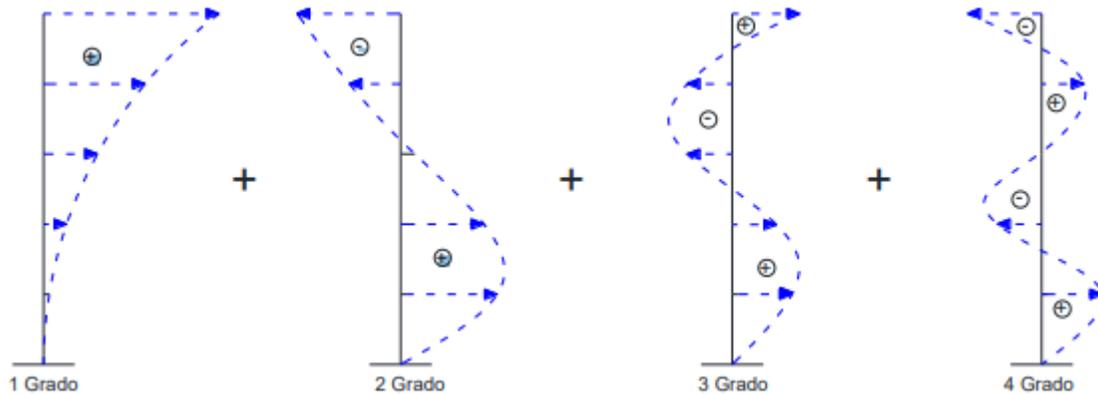
(p.9)

El análisis dinámico lineal considera múltiples grados de libertad y rigidez elástica lineal de los materiales. La acción sísmica se modela utilizando un análisis modal espectral, que supone la respuesta dinámica de una estructura utilizando un espectro de respuesta elástico, considera todos los modos de vibración enfatizando al

menos los tres primeros modos de vibración que contribuyen considerablemente a la respuesta estructural (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

Figura 22

Fuerzas consideradas en el análisis dinámico



Nota. (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018)

2.6.2.1. Análisis modal espectral

El análisis modal espectral es aquel de donde se obtiene la respuesta máxima de la estructura por medio de la separación del sistema en sus formas o modos de vibración, combinando las respuestas máximas de cada uno de sus modos mediante la aplicación de un espectro de respuesta, es decir obtener las máximas respuestas mediante una superposición de todos los modos, cada modo se encuentra afectado por un coeficiente de participación modal que indica el porcentaje en que cada modo contribuye a la respuesta máxima de la estructura (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

2.6.2.2. Combinación modal

El programa computacional ETABS presenta seis criterios de combinación modal:

- Criterio de la combinación cuadrática completa (CQC)
- Criterio del máximo valor probable (SRSS)
- Criterio de la suma absoluta (ABSOLUTE)
- Criterio combinación modal general (GMC)
- Criterio del NRC 10%
- Criterio de la doble suma

De acuerdo a la NEC-SE-DS, cuando se usan modelos tridimensionales, se deben considerar los efectos de interacción modal cuando se combinen los valores modales máximos.

En el presente estudio se pretende usar el criterio de la combinación cuadrática completa o CQC, nombrada así por sus siglas en inglés: Complete Quadratic Combination. La combinación modal (CQC) toma en cuenta la posibilidad de acoplamiento entre los modos de vibración utilizando coeficientes de correlación ρ_{ij} , que son funciones de la duración y del contenido de la frecuencia, así como del amortiguamiento modal de la estructura (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

2.7. Diseño sismo resistente

2.7.1. Peligro sísmico en el Ecuador

De acuerdo con Aguiar (2003) la peligrosidad sísmica es “la probabilidad de ocurrencia, dentro de un período específico de tiempo y dentro de una región

determinada, movimientos del suelo cuyos parámetros: aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud o intensidad son cuantificados” (p.189).

El trabajo de Benito y Jiménez del 2000 sostiene que:

La correcta evaluación de la peligrosidad requiere conocer dos características importantes de la zona de estudio: la sismicidad de la región circundante o área de influencia, con identificación de zonas sísmicas en la misma y la atenuación sísmica regional. Combinando los dos aspectos se llega a determinar la intensidad del movimiento en un emplazamiento como consecuencia de los terremotos que puedan afectar al mismo, integrando el efecto de la fuente y la propagación de energía de ésta al emplazamiento.

En la predicción del movimiento en un emplazamiento intervienen tres factores: la radiación generada en la fuente, propagación a través del medio y efecto local del suelo en el emplazamiento en cuestión; por lo cual es necesario agregar su contribución (Benito & Jiménez, 2000).

- **Fuente sísmica**

Se refiere a la determinación y localización de las fuentes potencialmente activas que afectarán al área donde se va a implementar el proyecto, mediante modelos matemáticos que indican el comportamiento que se tiene o se puede tener con base en eventos producidos en el pasado. Los terremotos se generan a través de una falla, debido a una ruptura en la corteza terrestre por la acumulación de esfuerzos generados por las fuerzas tectónicas (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

- **Propagación o trayectoria**

Es la propagación de las ondas a través de la trayectoria, desde la fuente hasta el emplazamiento donde se realiza la predicción (Benito & Jiménez, 2000).

- **Efecto local o de sitio**

Según Antamba Rivas & Cuaical Quelal (2018) el efecto local o de sitio “caracteriza las propiedades litológicas, topográficas, estructura del subsuelo y el efecto que tienen bajo el emplazamiento” (p. 28).

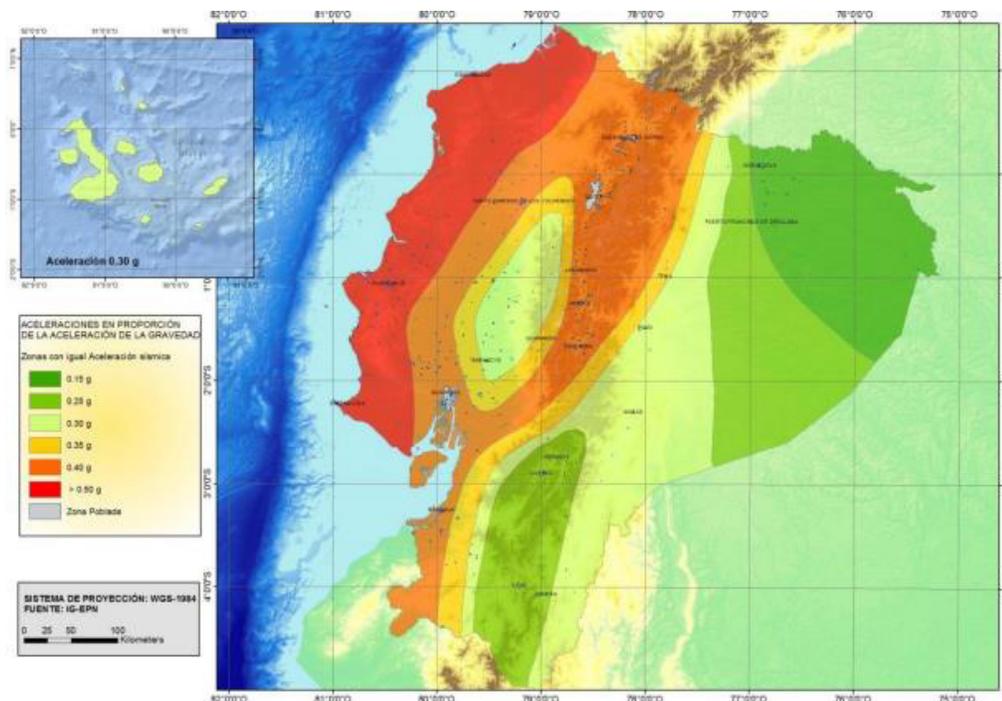
2.7.1.1. Zonificación sísmica y factor de zona Z

La NEC-SD-DS (2015) sostiene que para edificios de uso normal es necesario conocer la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, para lo cual en el Ecuador dependiendo del sitio donde se construirá la estructura, se establecen seis zonas sísmicas representadas por el valor de factor de zona Z, mostradas en el mapa de zonificación sísmica de la figura 23.

El mapa proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, es decir un período de retorno 475 años. En la tabla 4 se muestran los valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Figura 23

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



Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

Tabla 4

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

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

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

2.7.2. Tipos de perfiles de suelos para diseño sísmico

La NEC-SD-DS define seis tipos de perfil de suelo que corresponden a los 30 m superiores del perfil para los perfiles A, B, C, D y E. En el caso del perfil tipo F se utilizan criterios diferentes.

Tabla 5

Clasificación de perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6—Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

2.7.3. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

- **Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto**

Amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones en roca considerando los efectos de sitio (NEC-SD-DS, 2015).

Tabla 6*Tipo de suelo y Factores de sitio Fa*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 (NEC-SD-DS, 2015) : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

- **Fd: Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca**

Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca tomando en cuenta los efectos de sitio (NEC-SD-DS, 2015).

Tabla 7*Tipo de suelo y Factores de sitio Fd*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 (NEC-SD-DS, 2015): Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

- **Fs: Comportamiento no lineal de los suelos**

Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para espectros de aceleraciones y desplazamientos (NEC-SD-DS, 2015).

Tabla 8

Tipo de suelo y Factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 (NEC-SD-DS, 2015): Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

Para los suelos tipo F no se proporcionan valores de F_a , F_d ni de F_s , debido a que requieren un estudio especial, conforme lo estipula la NEC-SD-DS, sección 10.5.4.

2.7.4. Diseño basado en fuerzas (DBF)

La NEC-SD-DS (2015) señala que el método de diseño basado en fuerzas (DBF) es obligatorio para todo tipo de estructuras, a diferencia de los métodos estático lineal y pseudo-dinámico, los cuales son ambos obligatorios para todo tipo de estructuras, con excepción de las estructuras totalmente regulares; en el método DBF

las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes.

2.7.5. Filosofía de diseño sismo resistente

La filosofía de diseño sísmico resistente tiene como premisa salvaguardar la vida humana durante la ocurrencia de un terremoto, analizando, diseñando y detallando las estructuras de manera que su comportamiento durante la ocurrencia del sismo de diseño permita que las mismas incursionen en el campo inelástico de manera adecuada.

La NEC-SD-DS (2015) sostiene que:

La filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años.
(p.40)

La NEC-SD-DS (2015) menciona que los objetivos del diseño para estructuras de ocupación normal son:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.

La NEC-SD-DS (2015) señala que la filosofía de diseño sismo resistente diseña la estructura para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas especificadas por esta norma.
- Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

2.7.5.1. Límite permisible de deriva de piso

La NEC-SD-DS (2015) define la deriva de piso como el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites de deriva inelástica, en donde la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso, la cual se muestra en la tabla 9.

Tabla 9

Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de la altura de piso

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

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

2.7.6. Categoría de edificios y coeficiente de importancia I

La NEC-SD-DS (2015) establece tres categorías para las estructuras a construirse, a cada una de las cuales se les asigna un factor de importancia I, mostrado

en la tabla 10; este factor incrementa la demanda sísmica de diseño para estructuras con el objetivo de que dichas estructuras sufran menores daños y permanezcan operativas durante y después del sismo de diseño, dependiendo de la importancia de la edificación y el uso para el cual están destinadas.

Tabla 10

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

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

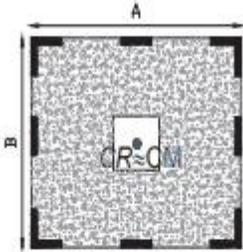
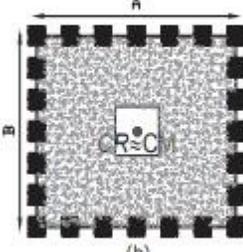
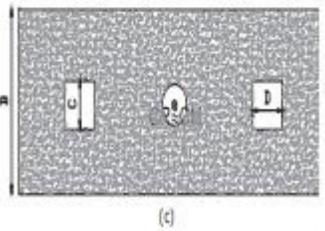
Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

2.7.7. Configuración estructural

Es recomendable que las estructuras sean simples y regulares, con el propósito de lograr un mejor desempeño sísmico; deben evitarse los cambios abruptos de rigidez y resistencia a fin de impedir la acumulación localizada de daño en la estructura, afectando la ductilidad global del sistema (NEC-SD-DS, 2015). Las configuraciones recomendadas y no recomendadas se muestran en las tablas 11 y 12 respectivamente.

Tabla 11

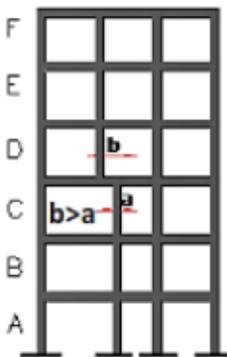
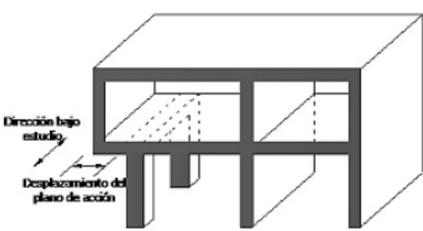
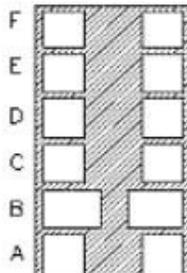
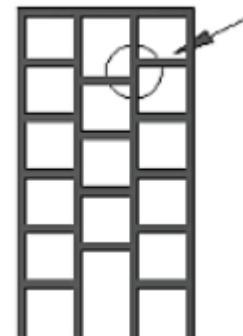
Configuraciones estructurales recomendadas

CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_{Ei}=1$	CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_{Pi}=1$
<p>La altura de entepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei}=1$</p>	 <p>(a)</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei}=1$</p>	 <p>(b)</p>
 <p>(a)</p>  <p>(b)</p>	 <p>(c)</p>

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

Tabla 12

Configuraciones estructurales no recomendadas

CONFIGURACIONES ESTRUCTURALES NO RECOMENDADAS	
IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN	IRREGULARIDADES EN PLANTA
<p>Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento.</p>	<p>Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical.</p> <p>Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.</p>
	
<p>Piso débil - Discontinuidad en la resistencia.</p> <p>La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada).</p>	
 <p>RESISTENCIA PISO B < 0.70 RESISTENCIA PISO C</p>	
<p>Columna corta</p> <p>Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras.</p>	

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

2.7.8. Regularidad en planta y elevación

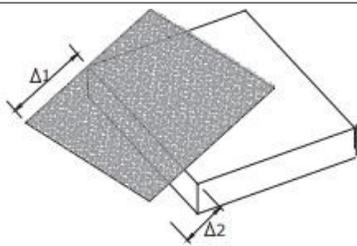
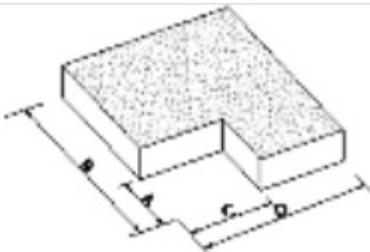
Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la tabla 13 y tabla 14 (NEC-SD-DS, 2015).

2.7.9. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

Los coeficientes de configuración estructural castigan el diseño de estructuras con irregularidades tanto en planta como en elevación, las cuales ocasionan un comportamiento deficiente de la estructura ante un sismo; así mismo la NEC-SD-DS (2015) enfatiza que estos coeficientes no evitan el comportamiento inadecuado de la edificación, por lo que se recomienda en lo posible evitar dichas irregularidades.

Tabla 13

Coefficientes de irregularidad en planta

COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN PLANTA	
<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional</p> <p>$\phi_{pi}=0.9$</p> <p>$\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</p> <p>$\phi_{pi}=0.9$</p> <p>$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	

COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN PLANTA CONTINUACIÓN

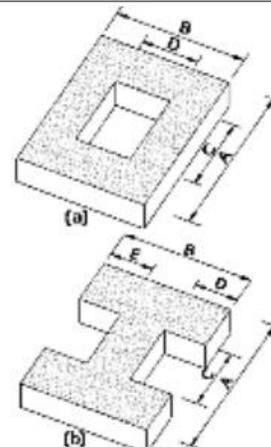
Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso

$$\phi_{pi}=0.9$$

$$a) CxD > 0.5AxB$$

$$b) [CxD + CxE] > 0.5AxB$$

La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.

**Tipo 4** - Ejes estructurales no paralelos

$$\phi_{pi}=0.9$$

La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

Tabla 14*Coefficientes de irregularidad en elevación*

COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN

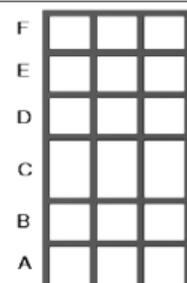
Tipo 1 - Piso flexible

$$\phi_{Ei}=0.9$$

$$\text{Rigidez } K_C < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$$

$$\text{Rigidez} < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$

La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.

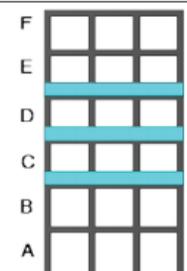
**Tipo 2** - Distribución de masa

$$\phi_{Ei}=0.9$$

$$m_D > 1.50 m_E \text{ ó}$$

$$m_D > 1.50 m_C$$

La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.



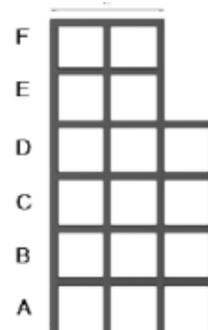
COEFICIENTES DE IRREGULARIDAD EN ELEVACIÓN CONTINUACIÓN

Tipo 3 - Irregularidad geométrica

$$\phi_{Et}=0.9$$

$$a > 1.3 b$$

La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.



Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

2.7.10. Cortante basal de diseño V

El cortante basal es la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, el cual se refleja en la base del mismo. Los cortantes en cada piso son la aplicación de la fuerza sísmica en un nivel determinado y que se va acumulando a medida que se acerca a la base. De acuerdo con la NEC-SE-DS (2015) el cortante basal total de diseño aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad (4)$$

Donde, $S_a(T_a)$ es el espectro de diseño en aceleración; ϕ_p y ϕ_E son los coeficientes de configuración en planta y elevación respectivamente; I es el coeficiente de importancia; R es el factor de reducción de resistencia sísmica; V es el cortante basal total de diseño; W es la carga sísmica reactiva; y T_a es el período de vibración.

2.7.11. Periodo de vibración T

El periodo de vibración es “el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación” (NEC-SD-DS, 2015, p. 11). La norma sostiene que el valor de T es una estimación inicial del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura, para de esta manera realizar su dimensionamiento, se calcula con la ecuación (5).

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (5)$$

Donde, C_t es el coeficiente que depende del tipo de edificio; h_n es la altura máxima de la edificación de n pisos medida desde la base de la estructura en metros; α es la impedancia del semi espacio; y T es el periodo de vibración.

El coeficiente que depende del tipo de edificio (C_t) y el coeficiente (α) se determinan dependiendo del tipo de estructura, como se señala en la tabla 15.

Tabla 15

Valores para C_t y α

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

2.7.12. Factor de reducción de resistencia sísmica R

La NEC-SD-DS (2015) afirma que:

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas. (p. 63)

Según la NEC-SD-DS (2015), el factor de reducción de resistencia sísmica R depende las siguientes variables:

- Tipo de estructura
- Tipo de suelo
- Período de vibración considerado
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite.

Existen dos tipos de sistemas estructurales: sistemas estructurales dúctiles y sistemas estructurales de ductilidad limitada, para los cuales en las tablas 16 y 17 respectivamente, se muestran los correspondientes valores del factor R.

Para sistemas estructurales dúctiles se utilizará el coeficiente R en el cálculo del cortante basal siempre y cuando la estructura cumpla con los requisitos de diseño sismo resistente de acuerdo con la filosofía de diseño. De la misma manera para sistemas estructurales de ductilidad limitada de baja altura, el coeficiente R podrá ser utilizado en el cálculo del cortante basal si se siguen los lineamientos de la NEC-SE-VIVIENDA. Es

importante mencionar que este coeficiente no se utilizará si el factor de importancia es mayor a 1 y el número de pisos de la edificación es mayor que el mencionado en las tablas 16 y 17 (NEC-SD-DS, 2015).

Tabla 16

Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

Tabla 17

Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada

Pórticos resistentes a momento	R
Sistemas Duales	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3

Pórticos resistentes a momento continuación	R
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos.	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso.	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

2.7.13. Espectro elástico de diseño de aceleración

Es importante mencionar la diferencia entre un espectro de respuesta y un espectro de diseño; el espectro de respuesta se obtiene para un terremoto dado, mientras que un espectro de diseño se aplica al cálculo, verificación de estructuras y representan la sismicidad probable del lugar. Es necesario para el diseño de estructuras considerar el efecto de varios terremotos representativos de la región (Crisafulli & Villafañe, 2002).

El espectro elástico de diseño es un gráfico suavizado que no presenta variaciones bruscas ya que considera el efecto de varios terremotos, es decir que representa una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona (Crisafulli & Villafañe, 2002). Se encuentra expresado como fracción de la aceleración de la gravedad.

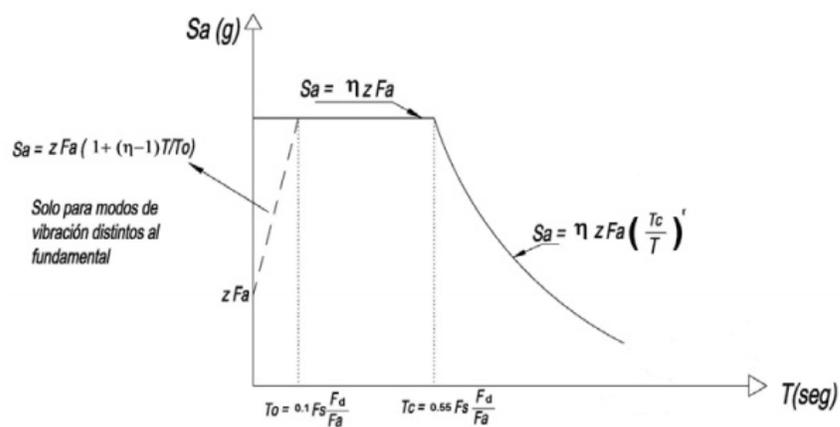
De acuerdo a la NEC-SD-DS (2015) el espectro de respuesta elástico de aceleraciones (S_a) para sismo de diseño, es consistente con:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,

- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .

Figura 24

Espectro sísmico elástico de aceleraciones.



Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

Donde:

- η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado. El valor de η depende de la región del Ecuador:
 - $\eta = 1.80$ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).
 - $\eta = 2.48$ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
 - $\eta = 2.60$ Provincias del Oriente.
- F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

- F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresando como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del periodo o modo de vibración de la estructura.
- T : Periodo fundamental de vibración de la estructura.
- T_0 : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- T_c : Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

El espectro de respuesta se obtiene mediante dos ecuaciones para los rangos de periodos de vibración estructural T , las cuales son:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (6)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (7)$$

Donde, r es un factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto; r es igual a 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E; mientras que r es igual a 1.5 para tipo de suelo E.

Los límites para el período de vibración T_0 y T_C , se obtiene con las siguientes expresiones:

$$T_0 = 0.1Fs \frac{Fd}{Fa} \quad (8)$$

$$T_C = 0.55Fs \frac{Fd}{Fa} \quad (9)$$

2.7.14. Modos de vibración

Modo de vibración se define como “un parámetro que demuestra el comportamiento de la edificación, donde a cada modo le corresponde un periodo que afecta en diferentes porcentajes a la edificación en función de la frecuencia del sismo” (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018, p.43).

De acuerdo a la NEC-SD-DS (2015), para el análisis espectral se deben considerar:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración.
- 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.

Capítulo III

Diseño estructural del edificio empleando losa colaborante sobre viguetas metálicas

3.1. Descripción del proyecto

Con el fin de establecer el sistema de entrepiso más óptimo, es necesario conocer las generalidades de la edificación residencial “Mumbai” como su ubicación geográfica, configuración estructural (Ver anexo A), diseño arquitectónico (Ver anexo B), dimensiones, etc. Es importante mencionar que el lugar donde está implantado el edificio cuenta con los estudios de suelos pertinentes (Ver anexo C).

La edificación residencial en estructura metálica de siete pisos mostrada en la figura 25, está conformada por 5 pisos y dos subsuelos. El edificio se ubica en la Avenida Alba Calderón y Calle A, en el corazón de Cumbayá a cuatro cuadras de la Universidad San Francisco, cercana a hospitales y centros comerciales, como se indica en la figura 26.

Figura 25

Edificio residencial “Mumbai”



Figura 26

Ubicación de edificio “Mumbai”



Nota. (88in Inmobiliaria , s.f.)

El proyecto “Casona Mumbai” presenta 5 locales comerciales en la planta baja, en los cuatro pisos superiores se encuentran 29 suites para quienes buscan espacios residenciales inteligentes y sofisticados, además en la azotea se puede encontrar terraza gourmet, área de lavado y secado, gimnasio y roof top; los subsuelos 1 y 2 están destinados a estacionamientos para vehículos, motos y bicicletas (88in Inmobiliaria , s.f.).

La altura de entrepiso es de 3.70 m para la planta tipo, 3.52 m para la última planta y 2.60 m para los dos subsuelos, obteniéndose una altura total del edificio de 20 m medida desde el nivel de la calle. El edificio es irregular en vista en planta, tiene dimensiones de 15.37 m, 19.93 m, 16.33 m y 24.94 m por lado para la primera planta;

19.93 m, 16.33 m, 19.73 m y 15.37 m para la planta tipo; y 25.11 m, 24.69 m, 27.70 m y 20.25 m en los subsuelos con una curvatura en la esquina superior izquierda de 4.54m.

Figura 27

Fachada frontal



Nota. (88in Inmobiliaria , s.f.)

Figura 28

Fachada lateral



Nota. (88in Inmobiliaria , s.f.)

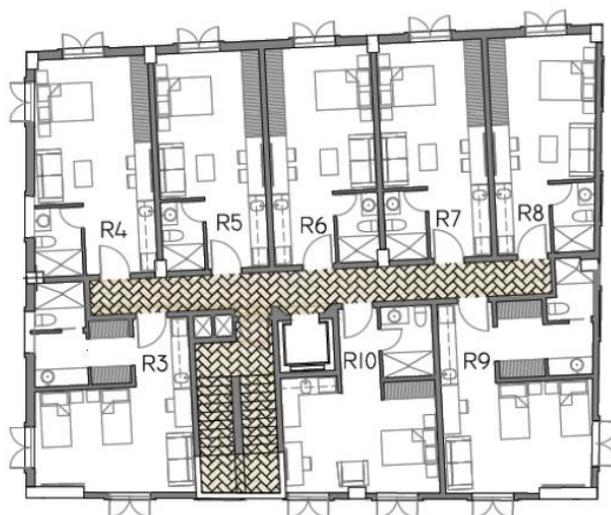
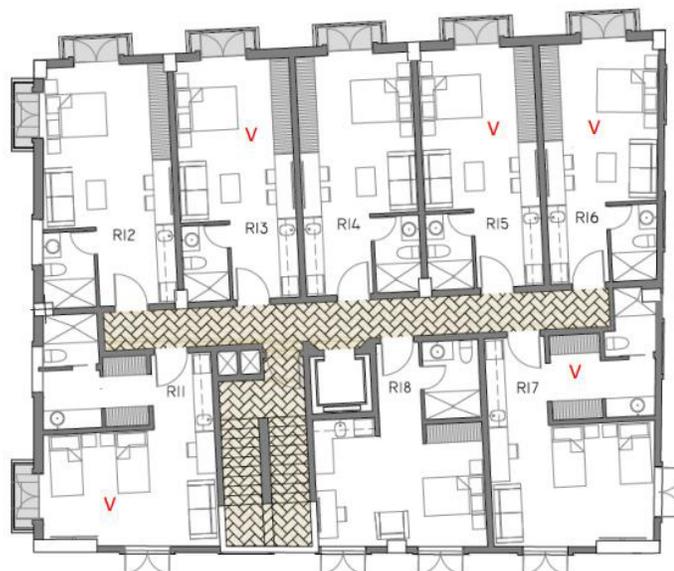
Figura 29*Planta baja**Nota. (88in Inmobiliaria , s.f.)***Figura 30***Piso 2**Nota. (88in Inmobiliaria , s.f.)*

Figura 31*Piso 3 y 4*

Nota. (88in Inmobiliaria , s.f.)

Figura 32*Piso 5*

Nota. (88in Inmobiliaria , s.f.)

Figura 33

Roof top – terraza gourmet, cuarto de lavado y gimnasio



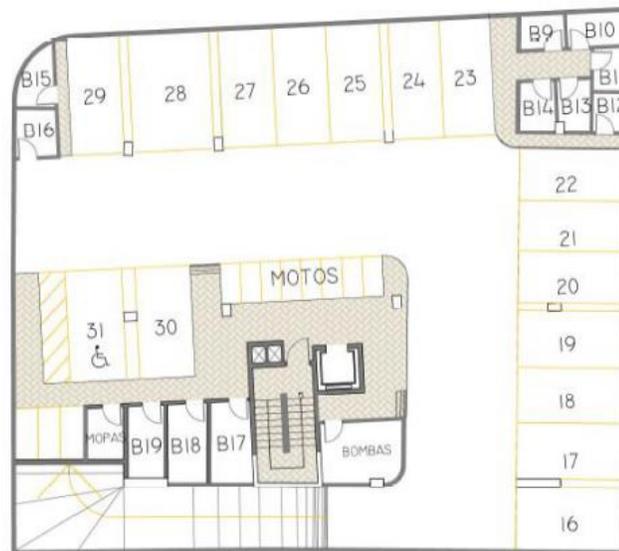
Nota. (88in Inmobiliaria , s.f.)

Figura 34

Subsuelo 1



Nota. (88in Inmobiliaria , s.f.)

Figura 35*Subsuelo 2*

Nota. (88in Inmobiliaria , s.f.)

La edificación está compuesta por vigas y viguetas metálicas, columnas metálicas, columnas compuestas rellenas de hormigón armado y muros de corte. El sistema de entrepiso está conformado por losa colaborante comprendida por Kubilosa, conectores a corte, malla de acero galvanizado y recubrimiento de hormigón, apoyado sobre viguetas metálicas.

En el presente capítulo se propone una optimización del diseño original manteniendo la losa colaborante e implementando vigas intermedias en las luces más grandes.

3.2. Materiales a utilizar

Los materiales utilizados en el análisis y que posteriormente se ingresarán al software de diseño estructural ETABS, presentan las siguientes propiedades:

Para vigas, viguetas y columnas electrosoldadas:

- Acero estructural ASTM A572 Gr.50
- Módulo de elasticidad longitudinal o (Young), $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia, $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de agotamiento, $F_u = 4570 \text{ kg/cm}^2$

Para columnas compuestas rellenas de concreto:

- Acero estructural ASTM A36 Gr.36
- Módulo de elasticidad longitudinal o (Young), $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia, $F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de agotamiento, $F_u = 4078 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia del concreto a compresión, $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo:

- Módulo de elasticidad longitudinal o (Young), $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia, $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Tensión de agotamiento, $F_u = 6328 \text{ kg/cm}^2$

Concreto:

- Resistencia del concreto a compresión, $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad longitudinal o (Young), $E = 232379 \text{ kg/cm}^2$

3.3. Análisis de cargas

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG, 2015), se tienen las siguientes cargas:

• Instalaciones:	0.025 T/m ²
• Acabados:	0.048 T/m ²
• Mampostería:	0.16 T/m ²
• Masillado:	0.044 T/m ²
• Carga permanente:	0.277 T/m²
• Carga viva para departamentos:	0.20 T/m²
• Carga viva para locales comerciales:	0.30 T/m²
• Carga viva para estacionamientos:	0.40 T/m²
• Carga viva para tapagrada inaccesible:	0.070 T/m²

3.4. Predimensionamiento de elementos estructurales

La edificación mantendrá la misma configuración arquitectónica, pero no necesariamente la misma configuración estructural al emplear cada uno de los sistemas de entresiso. En el presente apartado se realiza el pre dimensionamiento de losa colaborante, vigas, y viguetas metálicas. Las columnas y muros de corte mantendrán sus dimensiones originales.

3.4.1. Predimensionamiento de losa de placa colaborante

El predimensionamiento de la losa de placa colaborante se determina en función de la carga viva no factorada y de la separación de los elementos sobre los cuales se apoya la placa. Para el análisis de la placa se toma como referencia el catálogo de Kubilosa mostrado en el anexo D y se selecciona espesor de losa más conveniente como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 18

Carga viva sobrepuesta en losa de placa colaborante

CARGA VIVA SOBREPUESTA (Kg/m ²)											
ESPESOR KUBILOSA	ESPESOR LOSA*	SEPARACION ENTRE APOYOS (m)									
(mm)	(cm)	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4
0.65	5	1940	1497	1164	924	742	600	488	397	323	261
	6	2252	1734	1364	1089	881	719	590	486	401	331
	7	2252	1981	1564	1255	1020	837	692	575	479	400
	8	2252	2228	1764	1420	1159	955	794	664	557	469
	10	2252	2252	2164	1751	1437	1192	998	842	714	608
	12	2252	2252	2252	2081	1714	1428	1202	1020	870	746
0.70	5	2252	1612	1265	1008	812	660	530	442	362	296
	6	2252	1879	1481	1186	962	788	650	538	447	371
	7	2252	2145	1687	1365	1112	916	760	634	531	446
	8	2252	2252	1912	1543	1262	1043	870	730	615	521
	10	2252	2252	2252	199	1562	1299	1090	922	784	670
	12	2252	2252	2252	2252	1862	1555	1311	1114	953	819
0.76	5	2252	1760	1384	1107	895	731	601	495	409	338
	6	2252	2050	1619	1301	1059	870	720	600	501	419
	7	2252	2252	1854	1496	1222	1009	840	704	593	500
	8	2252	2252	2089	1689	1385	1148	960	809	685	582
	10	2252	2252	2252	2078	1711	1426	1200	1016	868	744
	12	2252	2252	2252	2252	2036	1704	1440	1226	1052	907

* Medición del hormigón desde la parte superior de la cresta.

Nota. (Kubiec, 2018)

A partir de esta tabla se obtuvieron las siguientes propiedades para las losas de todos los niveles.

- Tipo de placa colaborante: Kubilosa
- Espesor placa colaborante: 0.65 mm
- Espesor de losa a partir de la parte superior de la cresta: 5 cm
- Espesor total de la losa: 10 cm
- Separación entre viguetas: 1.60 m

Tabla 19

Propiedades placa colaborante Kubilosa de 0.65 mm

Propiedades de la losa de placa colaborante	
Peso de placa colaborante (T/m ²)	0.00637
Volumen de hormigón (m ³ /m ²)	0.06950
Peso de hormigón (T/m ²)	0.167
Peso losa: Placa colaborante + hormigón (T/m²)	0.17337

Nota. (Kubiec, 2018)

En este punto es necesario determinar las cargas que van a actuar sobre la losa para el posterior pre diseño de los elementos.

Tabla 20

Determinación de cargas sobre la placa

Cargas	Valor (T/m²)
Peso propio de Losa	0.173
Carga Permanente para tapagrada	0.069
Carga Permanente para departamentos	0.277
Carga Permanente para estacionamiento	0.069
CARGA MUERTA PARA TAPAGRADA (CM)	0.242

Cargas continuación	Valor (T/m²)
CARGA MUERTA PARA DEPARTAMENTOS (CM)	0.450
CARGA MUERTA PARA ESTACIONAMIENTO (CM)	0.242
CARGA VIVA PARA TAPAGRADA INACCESIBLE (CV)	0.070
CARGA VIVA PARA DEPARTAMENTOS (CV)	0.20
CARGA VIVA PARA ESTACIONAMIENTO (CV)	0.40
CARGA VIVA PARA LOCALES COMERCIALES (CV)	0.30

3.4.2. Predimensionamiento de vigas secundarias

Para el predimensionamiento de las vigas secundarias se asume que la conexión entre vigas secundarias y vigas principales es simplemente apoyada, posteriormente se define las cargas vivas y muertas que actúan sobre el ancho cooperante de la viga secundaria.

A continuación, se ejemplifica el predimensionamiento de una vigueta que va a soportar las cargas de los locales comerciales (losa subsuelo 1), se encuentra entre los ejes C-D y los ejes 3-4, tiene un longitud de 4,1 m. Las cargas vivas y muertas actúan sobre la vigueta en un ancho cooperante de 1,60 m.

$$CM = \text{Peso propio de la losa} + \text{carga permanente primer piso}$$

$$CM = 173.37 \text{ Kg/m}^2 + 277 \text{ Kg/m}^2 = 450.37 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 300 \text{ Kg/m}^2$$

Para obtener la carga mayorada por metro cuadrado de losa, se toma la siguiente combinación de carga del método LRFD.

$$U = 1.2D + 1.6L \quad (10)$$

$$U = 1.2(450.37 \text{ Kg/m}^2) + 1.6(300 \text{ Kg/m}^2)$$

$$U = 1020.44 \text{ Kg/m}^2$$

Al multiplicar por el ancho cooperante se obtiene la carga uniformemente distribuida que actúa sobre la viga secundaria.

$$qu = 1020.44 \text{ Kg/m}^2 * 1.60\text{m} = 1632.71 \text{ kg/m}$$

$$qu = 1.63 \text{ Tn/m}$$

Con este valor se procede a obtener el valor del momento máximo positivo para la viga secundaria y la reacción en cada apoyo, debido a que más adelante esta pasará a ser una fuerza actuante sobre la viga principal.

$$M_u = \frac{wL^2}{8} \quad (11)$$

$$M_u = \frac{1.63 \text{ Tn/m} * (4.1\text{m})^2}{8} = 3.425 \text{ Tn.m}$$

Figura 36

Momento máximo positivo en vigueta

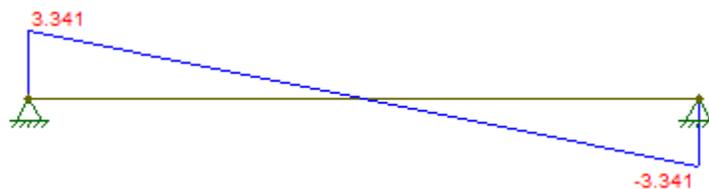


$$R_u = \frac{wL}{2} \quad (12)$$

$$R_u = \frac{1.63 \text{ Tn/m} * 4.1 \text{ m}}{2} = 3.342 \text{ Tn}$$

Figura 37

Reacción en los apoyos en vigueta



Luego se procede a determinar el módulo plástico requerido de la sección con la siguiente expresión.

$$Zx_{req} = \frac{M_u}{\phi f_y} \quad (13)$$

$$Zx_{req} = \frac{3.425 \text{ Tn.m} * 10^5}{0.9 * 3515.35 \text{ kg/cm}^2} = 108.255 \text{ cm}^3$$

En base al catálogo de Kubiec para vigas Electrosoldadas mostrado en el anexo E, se selecciona el perfil más cercano al módulo plástico requerido Zx .

Figura 38

Serie VK, secciones recomendadas para vigas

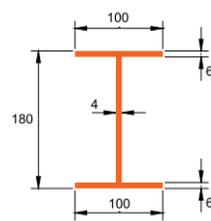
Sección	Dimensiones				Propiedades de Sección											
	d (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A (mm ²)	I _x 1x10 ⁵ (mm ⁴)	S _x 1x10 ³ (mm ³)	r _x (mm)	Z _x 1x10 ³ (mm ³)	I _y 1x10 ⁵ (mm ⁴)	S _y 1x10 ³ (mm ³)	r _y (mm)	Z _y 1x10 ³ (mm ³)	J (mm ⁴)	P (kg/m)	
VK150x100x4x4	150	100	4	4	1368	52,2	69,6	61,76	78,6	6,7	13,3	22,09	20,0	7296	10,74	
VK180x100x4x6	180	100	4	6	1872	106,7	118,5	75,49	132,6	10,0	20,0	23,12	30,0	17984	14,70	
VK200x100x4x8	200	100	4	8	2396	168,3	168,3	84,88	187,5	13,3	26,7	23,90	40,0	38059	18,34	
VK250x130x4x8	250	130	4	8	3016	347,4	277,9	107,32	306,4	29,3	45,1	31,17	67,6	48365	23,68	
VK330x150x4x8	330	150	4	8	3656	725,4	439,7	140,86	485,0	45,0	60,0	35,09	90,0	57899	28,70	
VK330x150x4x10	330	150	4	10	4240	867,6	525,8	143,04	576,1	56,3	75,0	36,43	112,5	106613	33,28	
VK330x180x6x8	330	180	6	8	4764	901,5	546,3	137,56	611,6	77,8	86,5	40,42	129,6	84048	37,40	
VK400x180x6x8	400	180	6	8	5184	1389,6	694,8	163,73	785,7	77,8	86,5	38,75	129,6	89088	40,69	
VK400x180x6x10	400	180	6	10	5880	1643,6	821,8	167,19	918,6	97,3	108,1	40,67	162,0	147360	46,16	
VK480x180x6x10	480	180	6	10	6360	2475,1	1031,3	197,27	1163,4	97,3	108,1	39,11	162,0	153120	49,93	

Nota. (Kubiec, 2018)

El módulo plástico de la sección VK 180X100X4X6 de 132.6 cm^3 es el que más se acerca al módulo plástico requerido. La sección presenta las siguientes propiedades:

Figura 39

Propiedades de la sección VK180X100X4X6



d	180	mm
bf	100	mm
tw	4	mm
tf	6	mm
A	1872	mm ²
I _x	106.7 × 10 ⁵	mm ⁴
Z _x	132.6 × 10 ³	mm ³
I _y	10.0 × 10 ⁵	mm ⁴
Z _y	30.0 × 10 ³	mm ³
P	14.70	kg/m

Nota. (Kubiec, 2018)

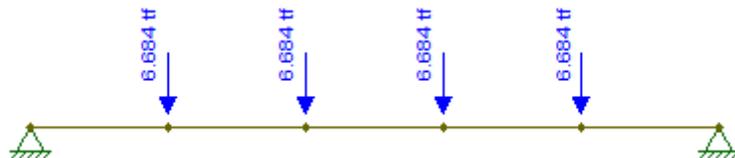
3.4.3. Predimensionamiento de vigas intermedias y principales

Sobre las vigas intermedias y principales actúan las fuerzas puntuales transmitidas por las vigas secundarias. Para el pre diseño se toman los valores de estas reacciones y se calculan las vigas intermedias como simplemente apoyadas, mientras que las vigas principales presenta un modelo en el que se encuentran empotradas por lo que se generan también momentos negativos en los nudos.

Se ejemplifica el predimensionamiento de una viga intermedia ubicada en el subsuelo 1, se encuentra en el eje 2 entre los ejes B y C, tiene una longitud de 7,75 m. Debido a que a cada lado de la viga intermedia se encuentran 4 viguetas simplemente apoyadas, la carga puntual por la vigueta determinada anteriormente $R_u = 3.342 Tn$ debe ser duplicada, entonces $R_u = 6.684 Tn$.

Figura 40

Cargas puntuales debido a viguetas aplicadas en viga intermedia



Se determina el momento máximo positivo, donde el número de vanos es $n=5$.

$$M_{u(+)} \max = \frac{n^2 - 1}{8n} Fl \quad (14)$$

$$M_{u(+)} \max = \frac{5^2 - 1}{8 * 5} * 6.684 Tn * 7.75m = 31.081 Tn.m$$

Figura 41

Diagrama de momentos en viga intermedia



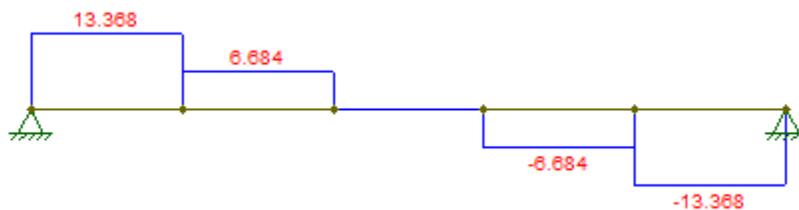
Se determina la reacción en cada apoyo, debido a que más adelante esta pasará a ser una fuerza actuante sobre la viga principal en sentido Y.

$$R_u = \frac{n - 1}{2} F \quad (15)$$

$$R_u = \frac{5 - 1}{2} * 6.684 Tn = 13.368 Tn$$

Figura 42

Diagrama de cortante en viga intermedia



Se determina el módulo plástico requerido de la sección.

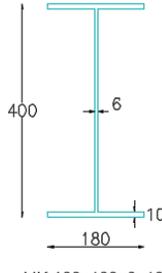
$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi f_y} \quad (13)$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{31.081 \text{ Tn.m} * 10^5}{0.9 * 3515.35 \text{ kg/cm}^2} = 982.39 \text{ cm}^3$$

El módulo plástico de la sección VK 400X180X6X10 de 918.6 cm^3 es el que más se acerca al módulo plástico requerido. La sección presenta las siguientes propiedades:

Figura 43

Propiedades de la sección VK400X180X6X10

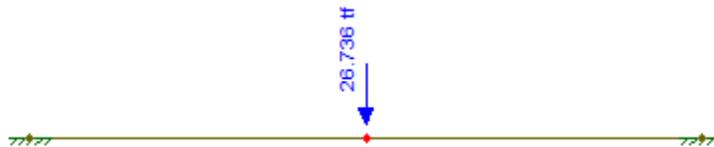
	d	400	mm
	bf	180	mm
	tw	6	mm
	tf	10	mm
	A	5880	mm ²
	I _x	1643.6×10^5	mm ⁴
	Z _x	918.6×10^3	mm ³
	I _y	97.3×10^5	mm ⁴
	Z _y	162.0×10^3	mm ³
	P	46.16	kg/m

Nota. (Kubiec, 2018)

Se ejemplifica el cálculo de una viga principal en sentido Y ubicada en el mismo piso, en el eje C entre los ejes 1 y 3, tiene una longitud de 7.95 m. Hacia ella llega una viga intermedia a cada lado con una reacción de $R_u = 13.368 \text{ Tn}$, por lo tanto la carga puntual por las dos vigas intermedias es $R_u = 26.736 \text{ Tn}$.

Figura 44

Carga puntual debido a vigas intermedias en viga principal en sentido Y



Se determina el momento máximo positivo y el momento máximo negativo.

$$M_{u(+)} \max = \frac{Fl}{8} \quad (16)$$

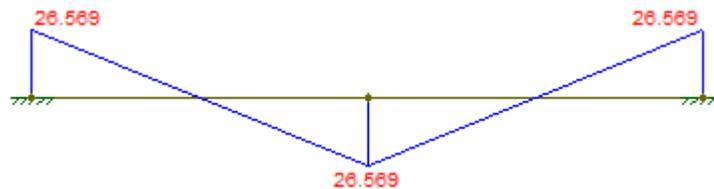
$$M_{u(+)} \max = \frac{26.736 \text{ Tn} \cdot 7.95 \text{ m}}{8} = 26.569 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

$$M_{u(-)} \max = -\frac{Fl}{8} \quad (17)$$

$$M_{u(-)} \max = -26.569 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Figura 45

Diagrama de momentos en viga principal en sentido Y



Se determina el módulo plástico requerido de la sección.

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi f_y} \quad (13)$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{26.569 \text{ Tn} \cdot \text{m} \cdot 10^5}{0.9 \cdot 3515.35 \text{ kg/cm}^2} = 839.78 \text{ cm}^3$$

El módulo plástico de la sección VK 400X180X6X8 de 785.7 cm^3 es el que más se acerca al módulo plástico requerido. La sección presenta las siguientes propiedades:

Figura 46

Propiedades de la sección VK400X180X6X8

	d	400	mm
	bf	180	mm
	tw	6	mm
	tf	8	mm
	A	5184	mm ²
	I _x	1389.6 x 10 ⁵	mm ⁴
	Z _x	785.7 x 10 ³	mm ³
	I _y	77.8 x 10 ⁵	mm ⁴
	Z _y	129.6 x 10 ³	mm ³
	P	40.69	kg/m

Nota. (Kubiec, 2018)

Una vez realizado el pre diseño para viguetas, vigas intermedias y principales en cada piso, se obtuvieron las siguientes secciones a usarse en el modelamiento de la edificación, diferenciadas por color.

Figura 47

Viguetas, vigas intermedias y principales para subsuelo 2

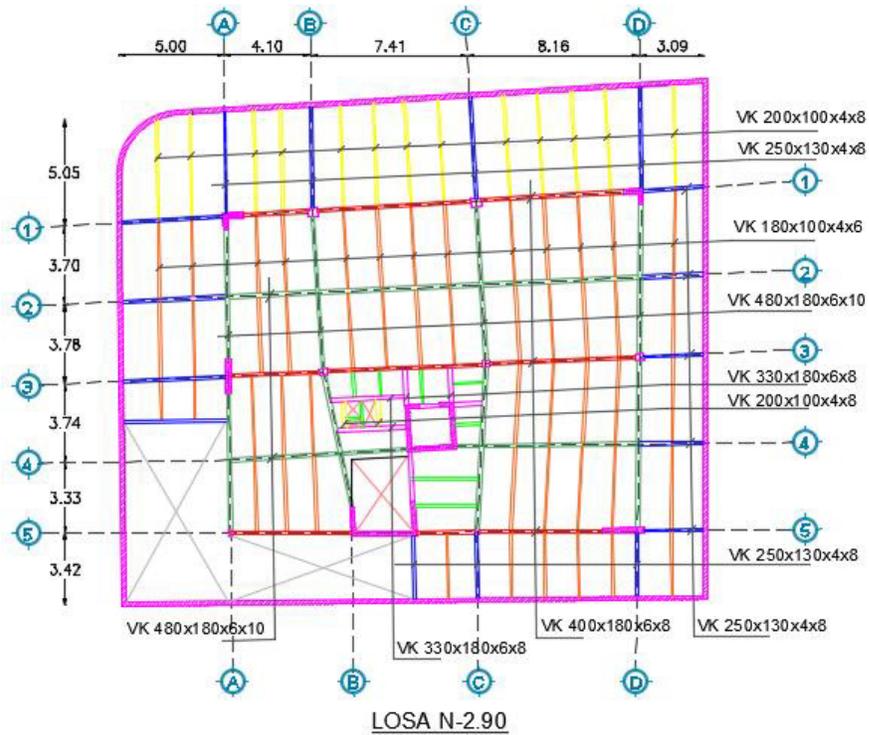


Figura 48

Perfiles usados para subsuelo 2

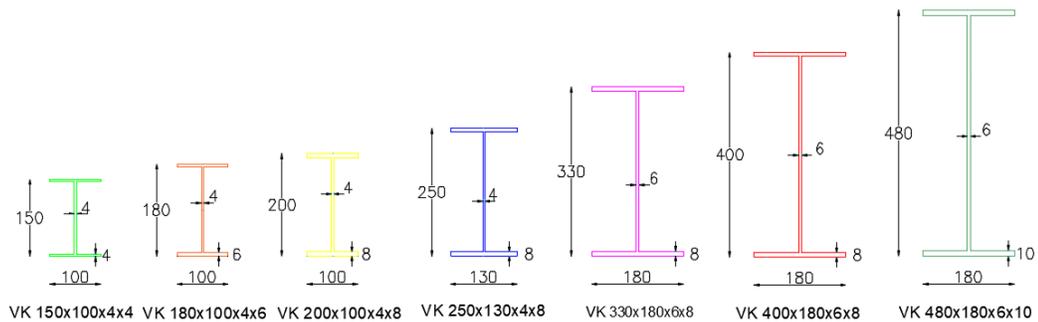


Figura 49

Viguetas, vigas intermedias y principales para subsuelo 1

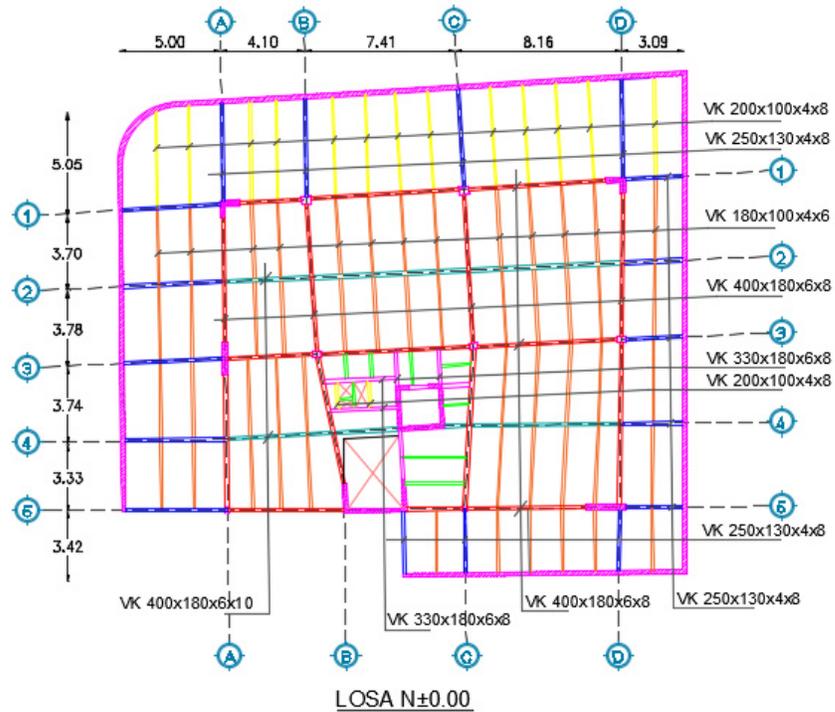


Figura 50

Perfiles usados para subsuelo 1

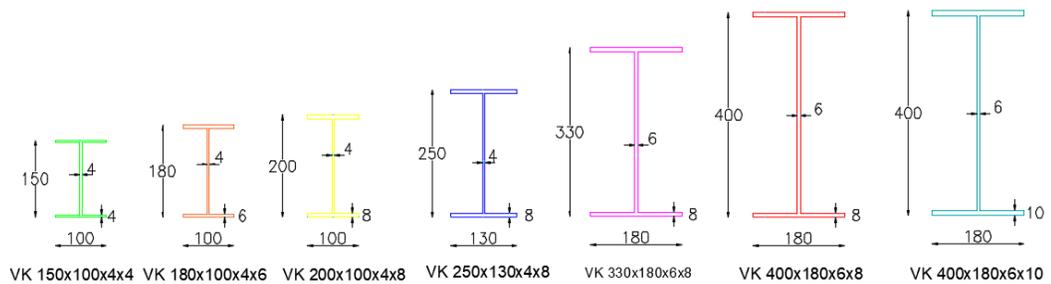


Figura 51

Viguetas, vigas intermedias y principales para planta tipo

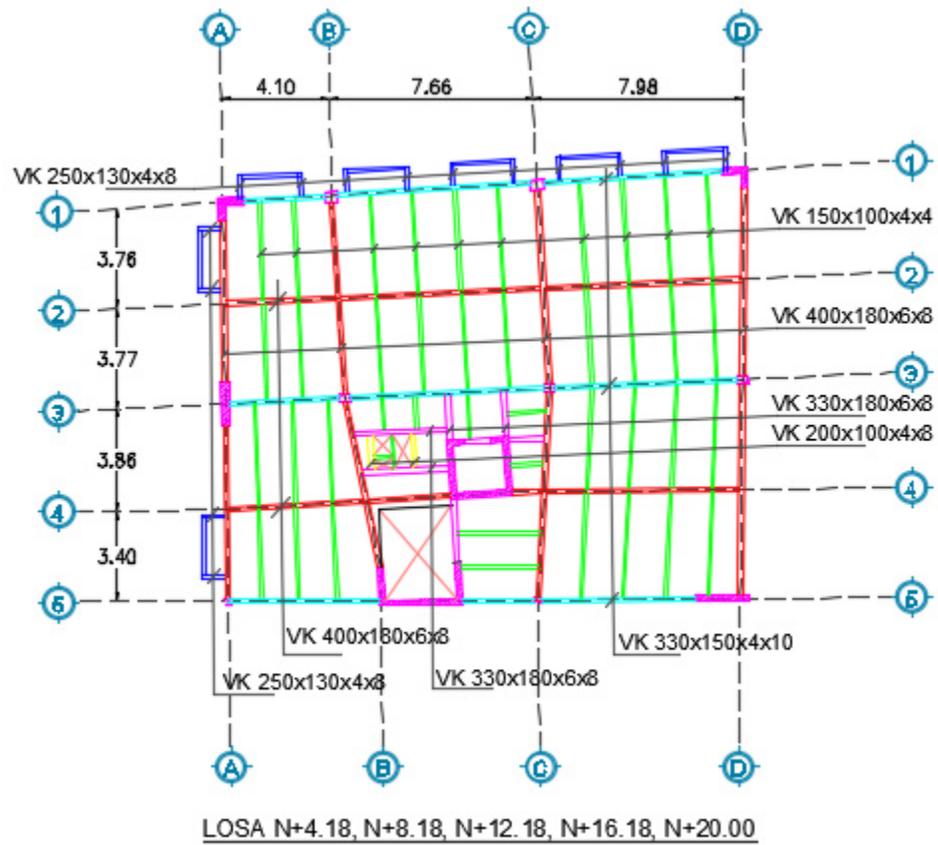


Figura 52

Perfiles usados para planta tipo

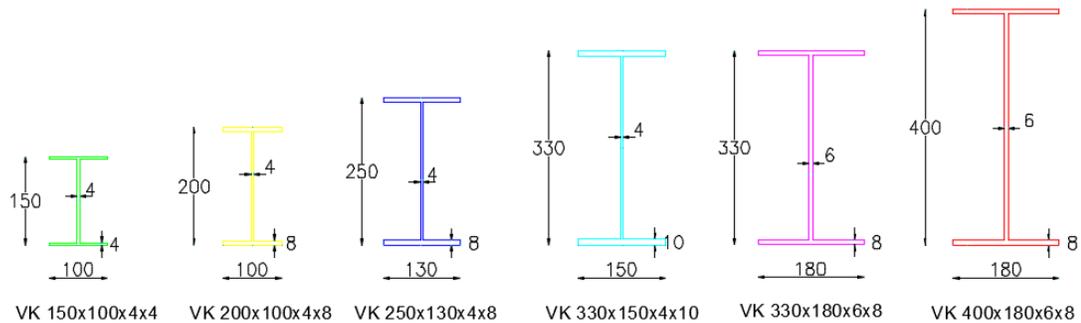


Figura 53

Viguetas y vigas principales para tapagrada

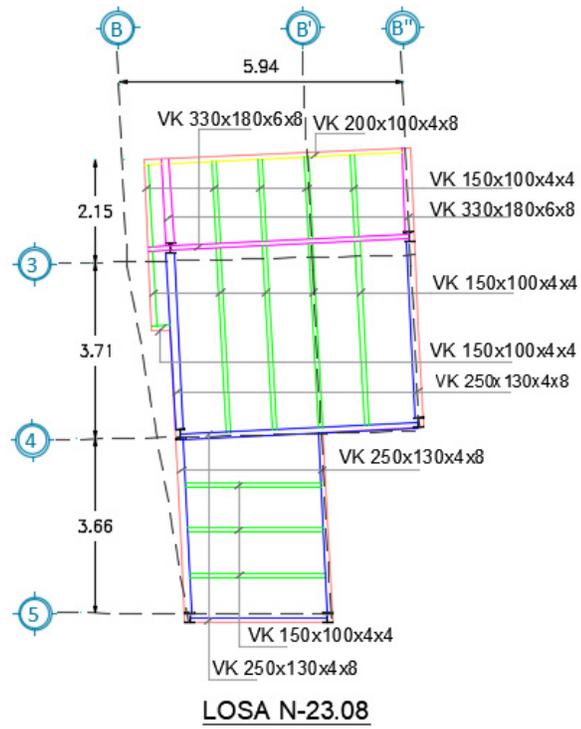
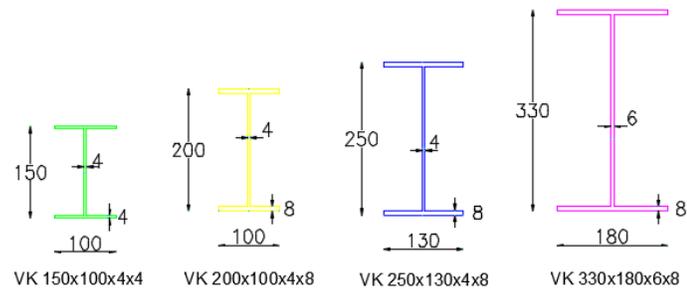


Figura 54

Perfiles usados para tapagrada



3.4.4. Predimensionamiento de columnas

Debido a que se cuenta con el diseño original del edificio, se trabajará con las secciones ahí expuestas tanto para columnas y muros de corte. El diseño definitivo de la estructura con el programa ETABS requiere un proceso iterativo, por lo que realizar un proceso similar en el pre diseño resultaría redundante e innecesario (Alvear S & Ruales, 2014).

Tabla 21

Propiedades de columnas metálicas

Propiedades columnas metálicas							
Pisos	Columnas	Perfil	Área (mm²)	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)
Subsuelo 1, Subsuelo 2, Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4, Piso 5	A5, C5	CK 250x250x8x10	6840	250	250	8	10
Terraza accesible	B3, B4, B5, B''3, B''4, B'5	CK 210x210x8x10	5720	210	210	8	10

Tabla 22

Propiedades de columnas compuestas rellenas de concreto

Propiedades columnas compuestas rellenas de concreto						
Pisos	Columnas	Área (cm²)	b (cm)	h (cm)	t (cm)	
Subsuelo 1, Subsuelo 2, Piso 1, Piso 2	B1, C1	141.44	40	50	0.8	
	B3, C3, D3	109.44	30	40	0.8	
Piso 3, Piso 4, Piso 5	B1, C1	106.56	40	50	0.6	
	B3, C3, D3	82.56	30	40	0.6	

3.4.5. Modelación de la edificación

Una vez concluido el predimensionamiento de los elementos, se procede a modelar la estructura en el software de diseño Etabs con el objetivo de realizar el análisis estático y pseudo dinámico. La configuración geométrica se obtiene de los

planos arquitectónicos para posteriormente ingresar las dimensiones de vigas, columnas, muros, losas, y las cargas determinadas en apartados anteriores.

3.4.5.1. Definición de materiales

Se ingresan en el software las propiedades de los materiales definidos en el numeral 3.2, como se muestra:

Figura 55

Propiedades acero A572 Gr50

The figure shows two screenshots of software dialog boxes for defining material properties for ACERO A572 Gr50.

Material Property Data Dialog:

- General Data:**
 - Material Name: ACERO A572 Gr50
 - Material Type: Steel
 - Directional Symmetry Type: Isotropic
 - Material Display Color: (Green swatch) Change...
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Material Weight and Mass:**
 - Specify Weight Density Specify Mass Density
 - Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³
 - Mass per Unit Volume: 0.8 tonf-ft³/m³
- Mechanical Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: 2038901.92 kgf/cm²
 - Poisson's Ratio, U: 0.3
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000117 1/C
 - Shear Modulus, G: 784193.04 kgf/cm²
- Design Property Data:**
 - Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:**
 - Nonlinear Material Data...
 - Material Damping Properties...
 - Time Dependent Properties...

Material Property Design Data Dialog:

- Material Name and Type:**
 - Material Name: ACERO A572 Gr50
 - Material Type: Steel, Isotropic
- Design Properties for Steel Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 3515.35 kgf/cm²
 - Minimum Tensile Strength, Fu: 4569.95 kgf/cm²
 - Effective Yield Stress, Fye: 3866.88 kgf/cm²
 - Effective Tensile Strength, Fue: 5026.95 kgf/cm²

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 56

Propiedades acero A36

The figure shows two dialog boxes from a software application. The first is the 'Material Property Data' dialog, and the second is the 'Material Property Design Data' dialog.

Material Property Data Dialog:

- General Data:** Material Name: ACERO A36; Material Type: Steel; Directional Symmetry Type: Isotropic; Material Display Color: (Green); Material Notes: (Empty).
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density (selected): Weight per Unit Volume: 7849.05 kg/m³; Mass per Unit Volume: 0,8 tonf-s³/m⁴.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2038901.92 kgf/cm²; Poisson's Ratio, U: 0,3; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000117 1/C; Shear Modulus, G: 784193.04 kgf/cm².
- Design Property Data:** (Empty)
- Advanced Material Property Data:** (Empty)

Material Property Design Data Dialog:

- Material Name and Type:** Material Name: ACERO A36; Material Type: Steel, Isotropic.
- Design Properties for Steel Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: 2531.05 kgf/cm²
 - Minimum Tensile Strength, Fu: 4077.8 kgf/cm²
 - Effective Yield Stress, Fye: 3796.58 kgf/cm²
 - Effective Tensile Strength, Fue: 4485.58 kgf/cm²

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 57

Propiedades acero de refuerzo

The figure shows two dialog boxes from a software application. The first is the 'Material Property Data' dialog, and the second is the 'Material Property Design Data' dialog.

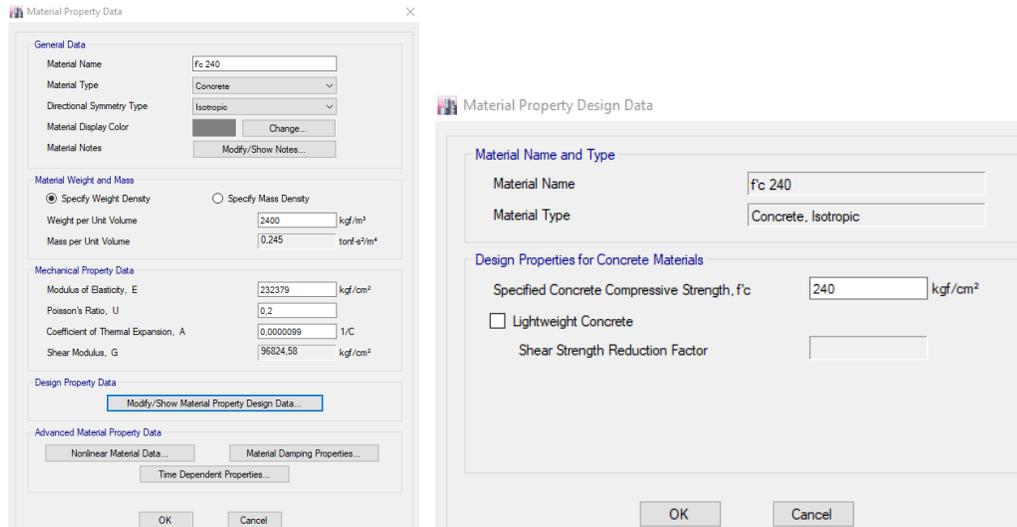
Material Property Data Dialog:

- General Data:** Material Name: fy 4200; Material Type: Rebar; Directional Symmetry Type: Uniaxial; Material Display Color: (Cyan); Material Notes: (Empty).
- Material Weight and Mass:** Specify Weight Density (selected): Weight per Unit Volume: 7849.05 kgf/m³; Mass per Unit Volume: 0,8 tonf-s³/m⁴.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 2038901.92 kgf/cm²; Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000117 1/C.
- Design Property Data:** (Empty)
- Advanced Material Property Data:** (Empty)

Material Property Design Data Dialog:

- Material Name and Type:** Material Name: fy 4200; Material Type: Rebar, Uniaxial.
- Design Properties for Rebar Materials:**
 - Minimum Yield Strength, Fy: 4200 kgf/cm²
 - Minimum Tensile Strength, Fu: 6327.63 kgf/cm²
 - Expected Yield Strength, Fye: 4640.26 kgf/cm²
 - Expected Tensile Strength, Fue: 6960.39 kgf/cm²

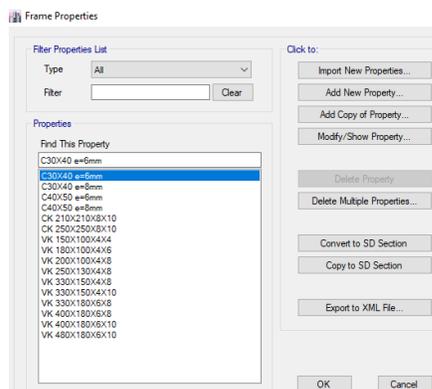
Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 58**Propiedades del concreto**

Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.2. Definición de secciones a utilizar en la estructura

Se ingresan las secciones de pre diseño determinadas para vigas y viguetas, y las secciones del diseño original para columnas.

Figura 59**Secciones para vigas y columnas**

Nota. Etabs V.16.2.1

Se ejemplifica el ingreso de datos para los perfiles electrosoldados VK150X100X4X4 para vigas y CK250X250X8X10 para columnas.

Figura 60

Viga de acero VK150X100X4X4

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 61

Columna de acero CK250X250X8X10

Nota. Etabs V.16.2.1

En el caso de las columnas compuestas rellenas de concreto, se ejemplifica el ingreso de datos para la columna rectangular de 30x40 cm, espesor de 8 mm y rellena de concreto de 240 kg/cm².

Figura 62

Columna compuesta C30X40 cm, espesor 8 mm

Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.3. Definición de muros

Para la modelación se considera el tipo Shell-thin ya que el espesor de los muros es relativamente delgado, varía entre 20 y 25 cm. De acuerdo a la teoría de Kirchoff, la deformación por corte es despreciable cuando la relación longitud/espesor de un elemento es mayor que 20, por lo cual se considera que se trata de una placa delgada, caso contrario se considera gruesa (Shell thick). Posteriormente se ingresan las secciones para muro de sótano y muros estructurales.

Figura 63

Propiedades del muro de sótano

Wall Property Data

General Data

Property Name: Muro Sótano

Property Type: Specified

Wall Material: fc 210

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 20 cm

OK Cancel

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 64

Propiedades de los muros estructurales

Wall Property Data

General Data

Property Name: Muros Estructurales

Property Type: Specified

Wall Material: fc 240

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

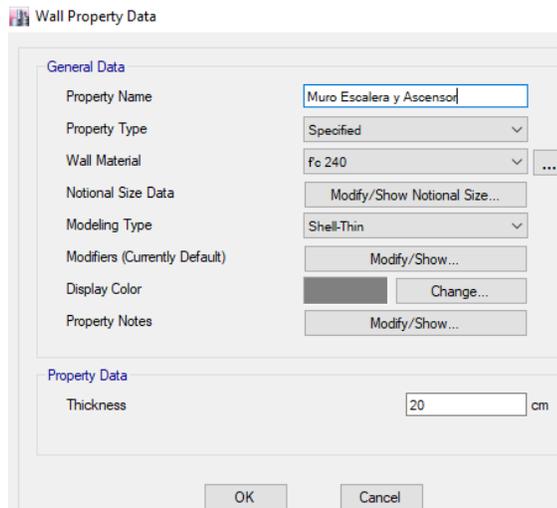
Thickness: 25 cm

OK Cancel

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 65

Propiedades del muro de escalera y ascensor



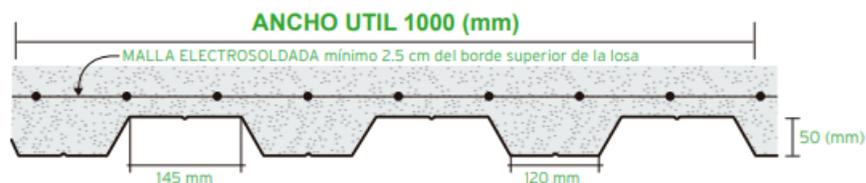
Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.4. Definición de placa colaborante

La placa colaborante para losas Kubilosa de Kubiec-Conduit presenta las siguientes dimensiones:

Figura 66

Dimensiones placa colaborante Kubilosa



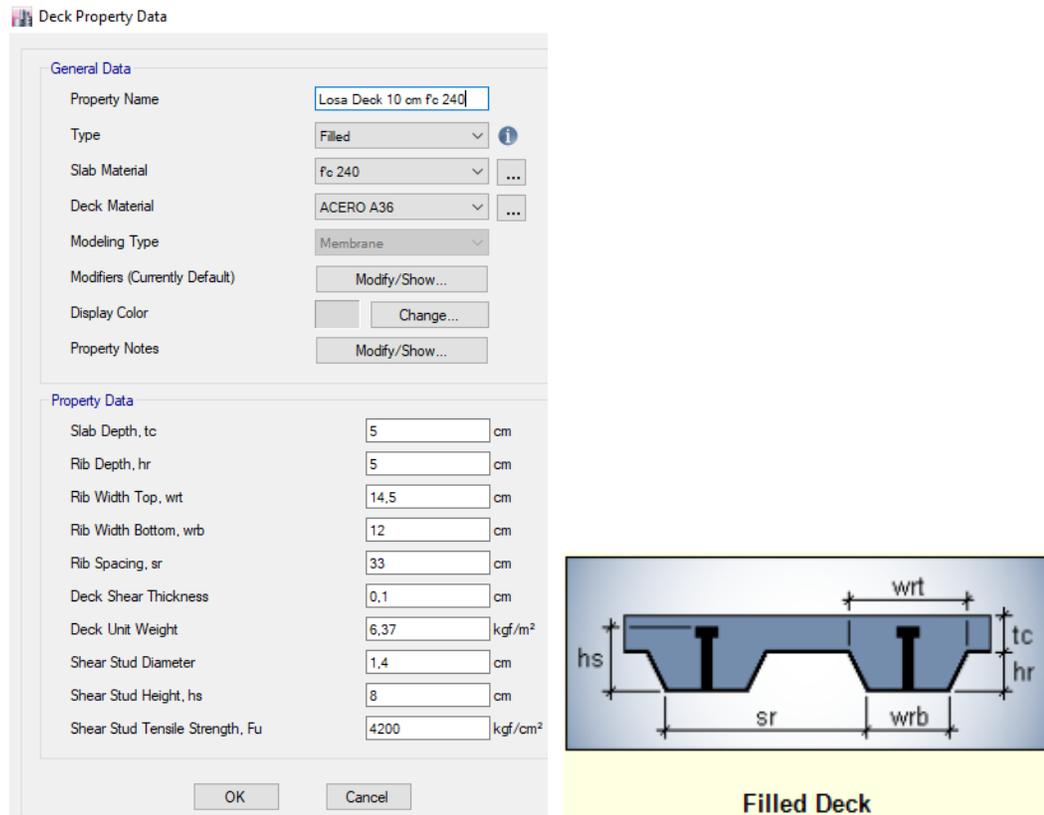
Nota. (Kubiec, 2018)

La losa se modela como tipo membrana automáticamente debido a que se aplican cargas perpendiculares a su plano con el objetivo de obtener una distribución

correcta de las cargas hacia las vigas (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018). Se procede a introducir la sección de la placa colaborante en el software.

Figura 67

Propiedades de la placa colaborante



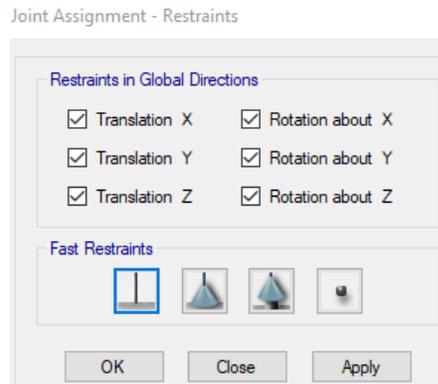
Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.5. Asignación de restricciones en la base

En la base de la estructura los nudos se consideran empotrados, por lo cual se asignan las restricciones pertinentes.

Figura 68

Asignación de restricciones en la base

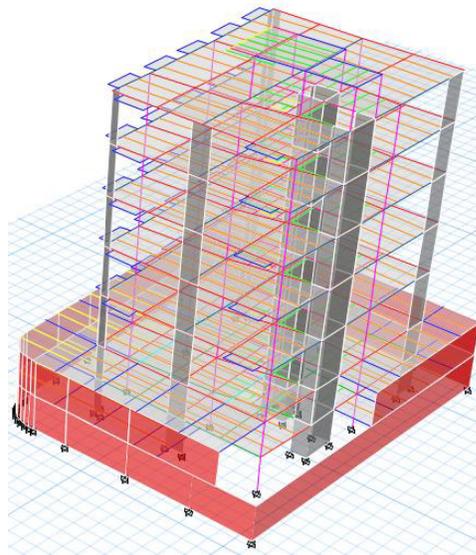


Nota. Etabs V.16.2.1

Una vez asignadas las secciones de los elementos estructurales, tenemos definida la geometría de la edificación en el software.

Figura 69

Geometría definida en Etabs



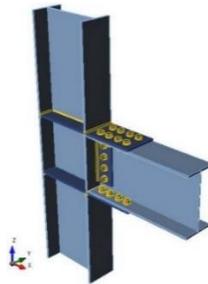
Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.6. Asignación de conexión viga-columna

Se pretende que los nodos sean muy rígidos, para lo cual se van a colocar elementos atiesadores que continúen el patín de la viga dentro de la columna, lo que va a provocar que en la deflexión de la estructura se conserven 90° entre la columna y la viga (ver figura 70), por lo tanto el nodo ya no se va a encontrar en la columna y va a pasar a estar en la viga, lo que en el diseño de estructuras se considera marcos dúctiles.

Figura 70

Conexión viga - columna metálica



Nota. (CJE INGENIEROS S.A.C, 2018)

Este aspecto se considera pensando en el mecanismo de falla de la estructura, es decir, si la estructura llega a fallar, va a fallar en las conexiones, entonces si las conexiones o nodos están en las vigas, estas van a fallar, manteniendo las columnas y evitando que la totalidad del edificio colapse.

En el programa, este nodo se denomina la zona rígida de la articulación, determinada con un factor de rigidez de la zona igual a 1 debido a que la rigidez que existe en el nodo es igual a todo el peralte de la columna y todo el peralte de la viga.

Figura 71

Asignación de conexión viga-columna

Frame Assignment - End Length Offsets

End Offset Along Length

Automatic from Connectivity

Define Lengths

End-I cm

End-J cm

Rigid-zone factor

Frame Self Weight Option

Auto

Weight Based on Full Length

Weight Based on Clear Length

OK Close Apply

Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.7. Asignación de diafragmas rígidos

El crear diafragmas rígidos se refiere a no permitir que las losas se deformen en el eje de las Z, es decir en altura, sino exclusivamente en el eje de las X y de las Y. Adicionalmente un diafragma rígido calcula la ubicación geométrica de los centros de masa de cada entrepiso, conectando todos los nudos de la losa, para posteriormente analizar la fuerza sísmica aplicada en el centro de masas de cada planta de la estructura (Cevallos Sánchez, 2017).

Figura 72

Creación de diafragmas

Diaphragm Data

Diaphragm

Rigidity

Rigid Semi Rigid

OK Cancel

Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.8. Discretización de elementos

El trabajo de (Jimenez Orrego, 2017) indica que:

Un Shell al tratarse de un elemento finito, el cual debe estar conformado por elementos de 4 o 3 lados y donde sus condiciones de frontera deben estar claramente definidas, es importante resaltar la discretización que debe poseer al momento de usarlo en un modelo matemático, puesto que elementos de tamaño muy pequeño conllevan a una visualización de resultados muy “exactos” pero a costo de un tiempo computacional muy grande, por otro lado, elementos de un gran tamaño reducen tiempo computacional pero el comportamiento de los esfuerzos y las deformaciones puede ser inexacto, para lo que en la mayoría de los casos se pretende con estos modelos, puesto que giran como cuerpos rígidos y la información al obtenerse en sus nodos, sería muy poca. (p.18)

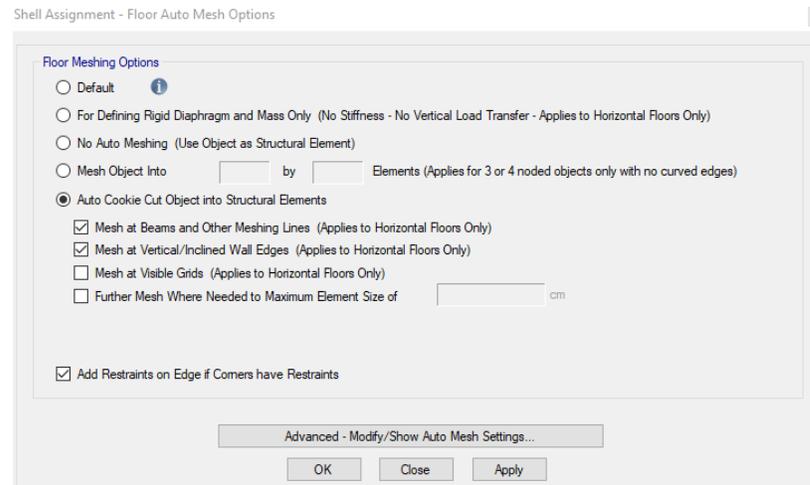
Con mesh se dividen los muros y losas creando subunidades más pequeñas, de esta manera no se analiza todo el elemento sino sus pequeñas partes y se proporciona un análisis más fino.

Para asignar mesh en losas se usan las opciones de auto mesh para piso proporcionadas en el programa. Las losas deck horizontales y placas usan la opción de meshing auto cookie cut en vigas y muros debido a que estos tipos de objetos de piso no tienen rigidez fuera del plano, las cargas verticales se transforman de los pisos a las vigas y muros utilizando algoritmos de área tributaria. El meshing o mallado general no está permitido para este tipo de objetos de piso (Etabs V.16.2.1, 2016).

En el caso de los muros la alternativa utilizada es por default debido a que realiza mesh o mallado rectangular automático en los muros de sótano curvos, que no se consideran en las otras opciones.

Figura 73

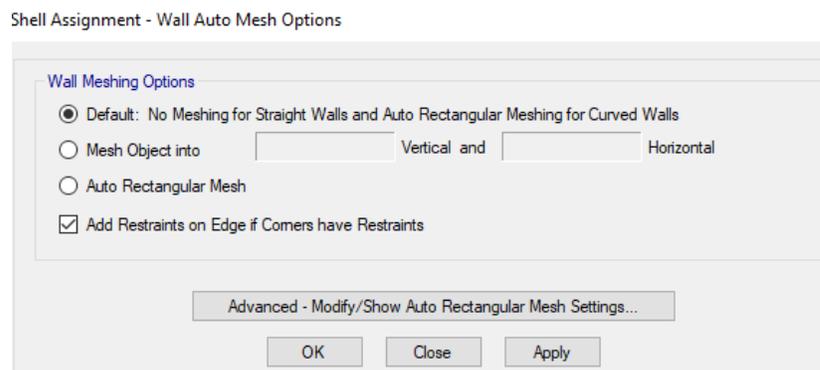
Creación de mesh en losas



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 74

Creación de mesh en muros



Nota. Etabs V.16.2.1

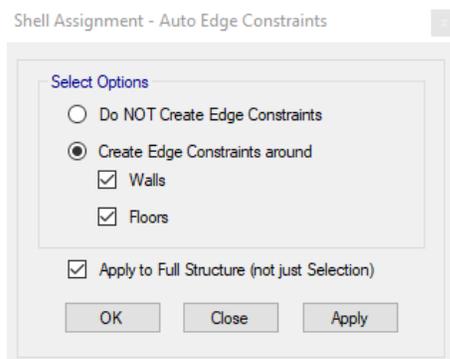
3.4.5.9. Asignación de restricciones de borde

Debido a que se tienen subelementos de diferente medida tanto en las losas como en los muros se corre el riesgo de que el programa no analice todos los elementos placa como un elemento monolítico, es por ello que se asignan restricciones

en los bordes para que los bordes de todos los elementos se unan y de esta manera formar un elemento que trabaje de forma conjunta.

Figura 75

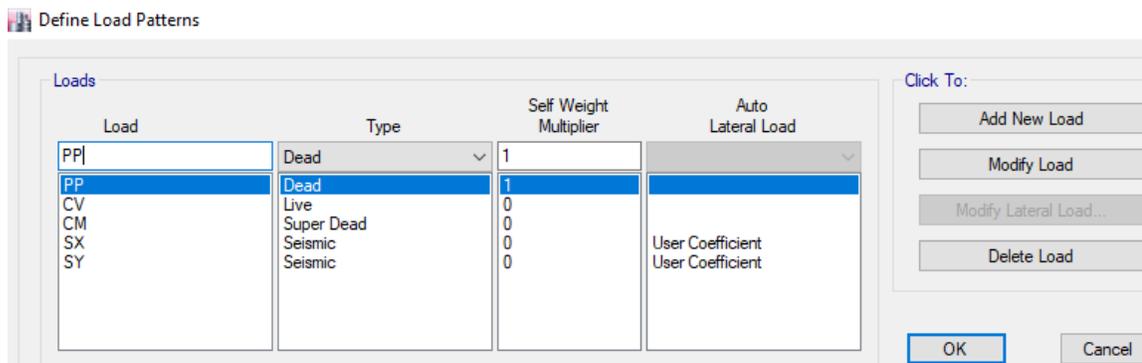
Asignación de restricciones de borde



Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.10. Definición de patrones de carga

En este paso se definen las cargas gravitacionales y laterales que puedan afectar el comportamiento de la estructura. Se ingresan los datos de las cargas cuantificadas anteriormente; el programa calcula automáticamente el peso propio (PP) de los elementos por lo que se define un coeficiente de 1, el resto de cargas que deben ser introducidas tienen un coeficiente de 0. La carga muerta se define como Super Dead ya que es una carga sobrepuesta que no se debe a los elementos estructurales, es decir es toda carga adicional a su peso propio.

Figura 76*Definición de patrones de cargas*

Nota. Etabs V.16.2.1

Donde, P es el Peso propio, CV es la carga viva, CP es la carga muerta o permanente, SX representa el sismo estático en sentido X y SY representa el sismo estático en sentido Y.

3.4.5.11. Definición de cargas

3.4.5.11.1. Carga viva

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas no sísmicas (NEC-SE-CG, 2015) la carga viva “depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras” (p.5).

Para la edificación de análisis, de acuerdo a la norma se tienen los siguientes valores:

Tabla 23

Sobrecargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupación	Carga uniforme (kN/m²)
Parqueadero	5.00
Local comercial	4.80
Departamentos	2.00
Cubierta inaccesible	0.70

Nota. (NEC-SE-CG, 2015)

Debido a que los valores mostrados resultan excesivos para la finalidad de los parqueaderos y el local comercial, se consideraron los siguientes valores:

Tabla 24

Sobrecargas vivas uniformemente distribuidas definitivas

Ocupación	Carga uniforme (kgf/m²)
Parqueadero	400
Local comercial	300
Departamentos	200
Cubierta inaccesible	70

3.4.5.11.2. Carga muerta

La carga muerta está constituida por el peso de todos los elementos estructurales que actúan permanentemente en la estructura como mampostería, acabados, instalaciones y masillado, los cuales fueron detallados en el apartado 3.3.

Tabla 25

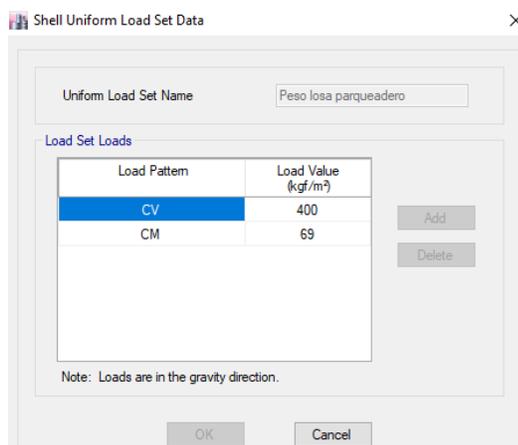
Cuadro de cargas permanentes

Pesos	Planta tipo (Nivel 1 a 5) Subsuelo 1	Subsuelo 2 Tapagrada
Instalaciones	0.025	0.025
Acabados	0.048	0.00
Mampostería	0.160	0.00
Masillado	0.044	0.044
Carga permanente (T/m²)	0.277	0.069

Una vez definida la carga viva y muerta se ingresan los datos en el software de diseño como sets de cargas uniformes.

Figura 77

Cargas para losa parqueadero



Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name:

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
CV	400
CM	69

Add
Delete

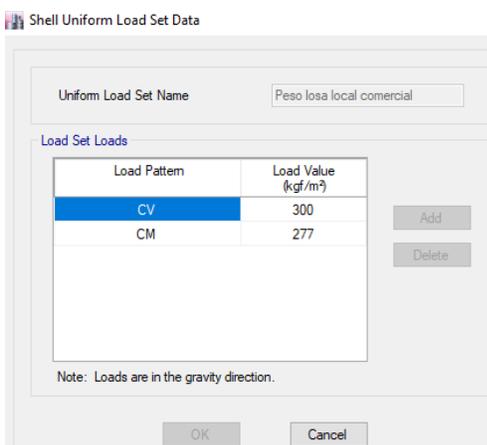
Note: Loads are in the gravity direction.

OK Cancel

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 78

Cargas para losa de local comercial



Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name:

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
CV	300
CM	277

Add
Delete

Note: Loads are in the gravity direction.

OK Cancel

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 79*Cargas para losa tipo*

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name:

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
CV	200
CM	277

Note: Loads are in the gravity direction.

Buttons: Add, Delete, OK, Cancel

Nota. Etabs V.16.2.1**Figura 80***Cargas para losa tapagrada*

Shell Uniform Load Set Data

Uniform Load Set Name:

Load Set Loads

Load Pattern	Load Value (kgf/m ²)
CV	70
CM	69

Note: Loads are in the gravity direction.

Buttons: Add, Delete, OK, Cancel

Nota. Etabs V.16.2.1**3.4.5.11.3. Carga sísmica**

Este estado de carga representa las fuerzas laterales que actúan en la estructura, para lo cual es necesario determinar el cortante basal de diseño.

3.4.5.11.3.1. Cortante basal de diseño

Para determinar el cortante basal de diseño es necesario conocer los siguientes parámetros:

- **Factor de zona Z**

El proyecto está implementado en Cumbayá, por lo tanto, de acuerdo al mapa de zonificación sísmica presentado anteriormente, el valor del factor de zona Z es 0.4 con una categorización del peligro sísmico alta.

- **Coefficientes de perfil del suelo**

De acuerdo al estudio de mecánica de suelos, el tipo de suelo en lugar de implantación del proyecto es C y siguiendo las tablas presentadas en el capítulo II, sección 2.7.3, los coeficientes del perfil del suelo son:

Tabla 26

Coefficientes de perfil de suelo

Coefficientes de perfil del suelo	
Fa	1.2
Fd	1.11
Fs	1.11

- **Coefficiente de importancia I**

Conforme a lo señalado en el capítulo II, sección 2.7.6, la edificación entra en la categoría de otras estructuras debido a que no clasifica dentro de las categorías de

edificaciones esenciales y estructuras de ocupación especial. Su coeficiente de importancia es 1.

- **Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P y elevación ϕ_E**

Debido a que la estructura es bastante regular los coeficientes de regularidad en planta y elevación para el edificio “Mumbai” obtenidos de la tabla 11 son:

Tabla 27

Coeficientes de regularidad en planta y elevación

Coeficientes de regularidad en planta y elevación	
ϕ_P (Planta)	1
ϕ_E (Elevación)	1

- **Factor de reducción de respuesta espectral R**

De acuerdo a lo señalado en la tabla 16, se obtiene el factor de reducción de la edificación. La estructura va a ser diseñada como pórticos no arriostrados intermedios (IMF), esto quiere decir, de acuerdo al trabajo de (Beltrán & Herrera M, 2017) que se espera que estos marcos “desarrollen en sus miembros y conexiones, una cantidad limitada de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño”, por lo que el factor R toma un valor de 5.

- **Factores que dependen de la ubicación geográfica del proyecto**

La NEC-SE-DS sostiene que:

- La razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1s$) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado (η), depende de la región del Ecuador, por lo tanto para las provincias Sierra, Galápagos y la provincia de Esmeraldas el valor de η es 2.48.
- El factor usado en el espectro de diseño elástico (r), depende de la ubicación geográfica del proyecto. Toma el valor de $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

- **Cálculo del cortante basal de diseño**

Conforme la ecuación 4 expuesta anteriormente, se obtiene el cortante basal de diseño.

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_E} * W \quad (4)$$

El periodo de vibración (T) y el periodo de vibración límite se determinan con las ecuaciones 5 y 9 respectivamente.

$$T = C_t h_n^\alpha \quad (5)$$

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (9)$$

Para determinar el periodo de vibración es necesario conocer el coeficiente que depende del tipo de edificio (C_t) y la impedencia del semi espacio (α). Considerando una estructura de acero sin arriostramientos, de la tabla 15 se obtuvo $C_t = 0.072$ y $\alpha = 0.8$.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones se determina con las ecuaciones 6 y 7.

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (6)$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (7)$$

En este caso $T > T_c$, entonces el espectro se determina con la ecuación 7.

La NEC-SE-DS menciona que el coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura (k), se determina de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 28

Determinación de k

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

Nota. (NEC-SD-DS, 2015)

A continuación se detalla el cálculo del coeficiente de cortante basal (C) y el coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura (k).

Tabla 29

Cálculo de coeficientes C y k

Parámetro	Valor	Unidad
T_c	0.5647	seg
C_t	0.072	
α	0.8	
h_n	23.08	m
T	0.8870	seg
$T > T_c$		
S_a	0.7579	seg
V	0.1516^*W	
Coeficiente de cortante basal C	0.1516	
Coeficiente k	1.1935	

Al definir las cargas sísmicas en la modelación de la estructura para el análisis estático, se ingresan los valores obtenidos de estos dos coeficientes, se define el rango de pisos considerados, en este caso desde el primer piso hasta la terraza (sin

considerar los subsuelos). Así mismo se asigna un 5% como excentricidad, valor que posteriormente será comprobado con la ubicación real del centro de rigideces (Guerra, 2015).

Figura 81

Definición de parámetros de carga sísmica

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0.05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0.1516

Building Height Exp., K 1.1935

Story Range

Top Story TERRAZA

Bottom Story PISO 1

OK Cancel

Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.12. Análisis modal espectral

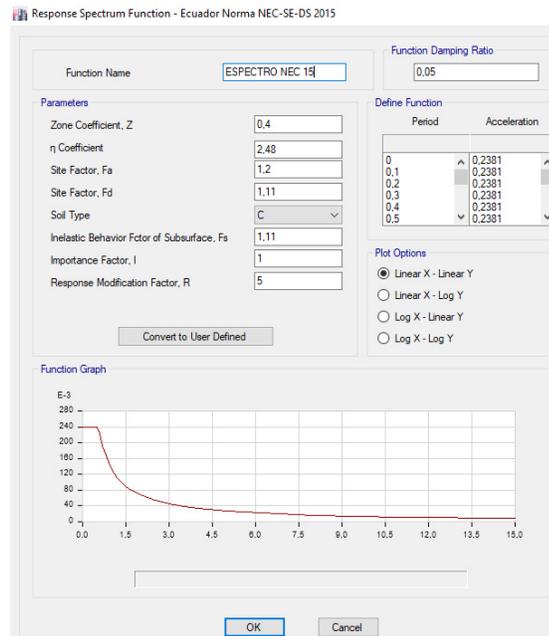
Una vez realizado el análisis estático con los parámetros determinados en el cortante basal, es necesario definir el espectro de diseño en aceleraciones acorde a la NEC-SE-DS para realizar el análisis dinámico lineal (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

3.4.5.12.1. Asignación del espectro de diseño

El espectro de diseño inelástico se analizó detalladamente en el numeral 3.4.5.11.3.1, se procede a ingresar los datos obtenidos en Etabs V.16.2.1.

Figura 82

Definición del espectro inelástico



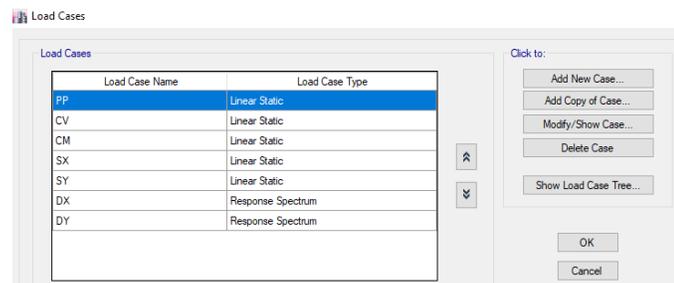
Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.13. Casos de diseño

Se establecen los casos de diseño a evaluar para el análisis dinámico modal espectral:

Figura 83

Definición de casos de carga



Nota. Etabs V.16.2.1

El tipo de caso de carga “Linear Static” no considera efectos dinámicos mientras que “Response Spectrum” realiza un cálculo estadístico de la respuesta provocada por cargas de aceleración (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

La (NEC-SD-DS, 2015) señala que “debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura” (p.38). Es por ello que se definen dos casos de carga, uno aplicado en el sentido X (U1 paralelo a X) y otro en el sentido Y (U2 paralelo a Y), ambos con un factor de aceleración de 9.81 m/s^2 .

Donde, DX es el espectro de diseño aplicado en el sentido X y DY es el espectro de diseño aplicado en el sentido Y.

Figura 84

Caso de espectro de respuesta en X

Load Case Data

General

Load Case Name: DX [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO NEC 15	9,81

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 85

Caso de espectro de respuesta en Y

Load Case Data

General

Load Case Name: DY [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO NEC 15	9,81

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota. Etabs V.16.2.1

Se considera el método de combinación modal CQC. El trabajo de (Guerra, 2015) señala que este método “toma en cuenta el acoplamiento estadístico entre modos con periodos de vibración cercanos causados por el amortiguamiento; con este método se evita que dichos modos de vibración se superpongan” (p.106).

Mientras que el tipo de combinación direccional considerado SRSS (Square Root of the Sum of the Squares), se denomina de esta manera ya que determina la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los resultados direccionales, este método no considera la interacción entre los modos debido a que no considera los signos de las respuestas (Castro, 2018).

3.4.5.14. Combinaciones de carga

La Norma Ecuatoriana de la construcción establece las combinaciones para el diseño por última resistencia, de tal manera que las estructuras se diseñen para resistir los efectos de las cargas incrementadas. Las combinaciones de carga consideradas son:

Tabla 30

Combinaciones de carga

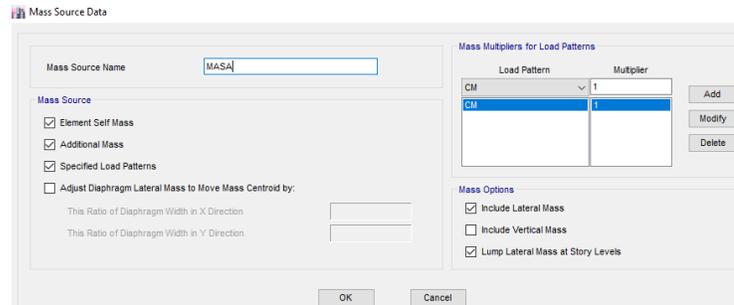
Nombre	Combinación
Comb1	1.4 PP + 1.4 CP
Comb2	1.2 PP + 1.2 CP + 1.6 CV
Comb3	1.2 PP +1.2 CP + CV +SX
Comb4	1.2 PP +1.2 CP + CV - SX
Comb5	1.2 PP +1.2 CP + CV + SY
Comb6	1.2 PP +1.2 CP + CV - SY
Comb7	1.2 PP +1.2 CP + CV + DX
Comb8	1.2 PP +1.2 CP + CV - DX
Comb9	1.2 PP +1.2 CP + CV + DY
Comb10	1.2 PP +1.2 CP + CV - DY
Comb11	0.9 PP + 0.9 CP + SX
Comb12	0.9 PP + 0.9 CP - SX
Comb13	0.9 PP + 0.9 CP + SY
Comb14	0.9 PP + 0.9 CP - SY
Comb15	0.9 PP + 0.9 CP + DX
Comb16	0.9 PP + 0.9 CP - DX
Comb17	0.9 PP + 0.9 CP + DY
Comb18	0.9 PP + 0.9 CP - DY
Env SX	Comb1+Comb2+Comb3+Comb4+Comb11+Comb12
Env SY	Comb1+Comb2+Comb5+Comb6+Comb13+Comb14
Env DX	Comb1+Comb2+Comb7+Comb8+Comb15+Comb16
Env DY	Comb1+Comb2+Comb9+Comb10+Comb17+Comb18

3.4.5.15. Definición de la carga sísmica reactiva

Conforme a (NEC-SD-DS, 2015) la carga reactiva por sismo, es igual a la carga muerta total de la estructura. En casos especiales para bodegas y almacenaje se suma 0,25 de la carga viva del piso.

Figura 86

Definición de la masa reactiva sísmica



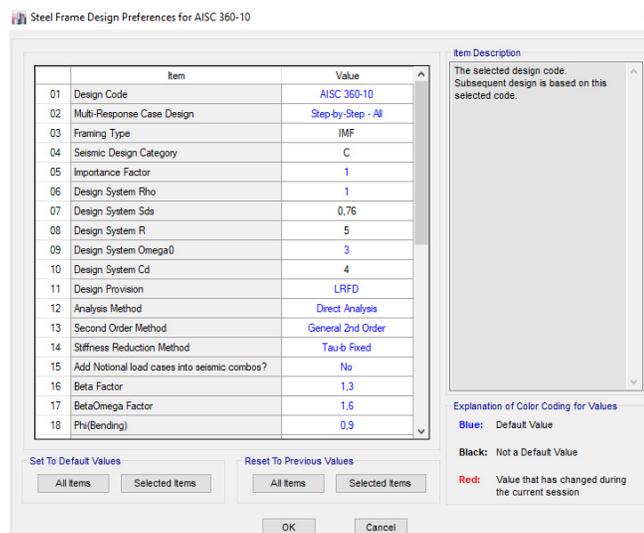
Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.16. Definición de parámetros sísmicos en Etabs

Ya que la estructura está siendo analizada como un sistema de pórticos no arriostrados intermedios, es imperante definir en las preferencias de diseño para marcos de acero en etabs, el tipo de marco intermedio (IMF).

Figura 87

Asignación del tipo de marco intermedio IMF



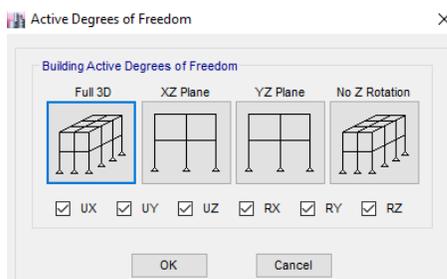
Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.5.17. Grados de libertad activos

Antes de realizar el análisis se deben establecer los grados de libertad activos, como se muestra:

Figura 88

Selección de grados de libertad



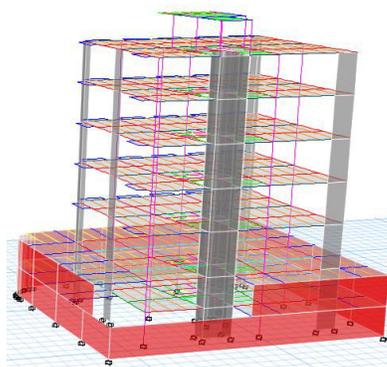
Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.6. Análisis de resultados de la modelación

Una vez definidas las secciones de los elementos estructurales y parámetros necesario para el análisis se procede a correr la estructura.

Figura 89

Análisis de la estructura



Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.6.1. Periodo de vibración

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SD-DS, 2015) señala que “el valor de T_a calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de T_a calculado con el Método 1” (p.63).

- **Método 1: Periodo de vibración**

Anteriormente se determinó que el valor de T_a usando el método 1 es de 0.8870 seg.

- **Método 2: Periodo fundamental**

Tabla 31

Participación modal de masa

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	UZ
Modal	1	1,098	0,2306	0,0442	0
Modal	2	0,839	0,0223	0,3924	0
Modal	3	0,578	0,1954	0,0004	0

El valor del periodo fundamental determinado con el programa no debe ser mayor a:

$$1.3 * T_a = 1.3 * 0.887 \text{ seg} = 1.1531 \text{ seg}$$

$$1.098 \text{ seg} < 1.1531 \text{ seg} \quad OK$$

Por lo tanto el periodo fundamental obtenido del análisis modal se encuentra dentro de los parámetros establecidos por la norma, lo cual indica que la edificación no

rebasa los límites de flexibilidad ante la acción de un sismo de diseño (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

3.4.6.2. Ajuste de cortante basal

La (NEC-SD-DS, 2015) establece que:

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

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares). (p. 56)

Para determinar si esta condición se cumple, se debe determinar el cortante basal estático multiplicando el coeficiente sísmico por la carga sísmica reactiva. El coeficiente sísmico (C) se tiene un valor de 0.1516, mientras que la carga sísmica reactiva (W) se obtiene del software estructural.

Figura 90

Obtención de la carga sísmica reactiva

Auto Seismic - User Coefficients

de 6 | Reload Apply

Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overriden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SX	Seismic	X		<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	775.8695	117.6218
SX	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	775.8695	117.6218
SX	Seismic	X - Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	775.8695	117.6218
SY	Seismic	Y		<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	775.8695	117.6218
SY	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	775.8695	117.6218
SY	Seismic	Y - Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	775.8695	117.6218

Nota. Etabs V.16.2.1

El cortante basal dinámico tanto en X como en Y se obtiene a partir de Etabs.

Figura 91*Cortante basal dinámico VX y VY*

Story Forces

1 de 880 | Reload Apply

	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
	PISO 1	DX Max	Top	2,967E-05	97,8513	32,4109	4116,5894	344,1546	993,3075
	PISO 1	DX Max	Bottom	2,967E-05	97,8513	32,4109	4116,5894	473,8256	1366,5312
	PISO 1	DY Max	Top	1,56E-05	32,6512	116,0905	10197,6396	1201,6073	342,8556
	PISO 1	DY Max	Bottom	1,56E-05	32,6512	116,0905	10197,6396	1649,9921	472,0838

Nota. Etabs V.16.2.1

Se presenta el procedimiento para la obtención del factor de corrección del cortante basal dinámico.

Tabla 32*Corrección de cortante basal dinámico y factor de corrección*

Corrección cortante basal dinámico		
Carga sísmica reactiva (W) (ETABS)	775,8695	Ton
Coeficiente Sísmico	0,1516	-
Cortante Calculado (W*Coef. sísmico)	117,6218	Ton
80% Cortante estático	94,0975	Ton
Cortante Dinámico VX (ETABS)	97,8513	Ton
Cortante dinámico VX > 80% Cortante estático, no se debe corregir		
Cortante Dinámico VY (ETABS)	116,0905	Ton
Cortante dinámico VY > 80% Cortante estático, no se debe corregir		
Factor de corrección		
VX estático/VX dinámico	1,2020	-
VY estático/VY dinámico	1,0132	-

Los cortantes basales dinámicos en X y Y son mayores al 80% del cortante estático por lo tanto cumplen con lo estipulado por la norma, sin embargo sí se va a proceder a corregir los cortantes en ambas direcciones. Para este fin se debe corregir la

aceleración de la gravedad del espectro de respuesta, multiplicando el factor de corrección para cada sentido del sismo por la aceleración de la gravedad.

Figura 92

Corrección de la aceleración de la gravedad para DX

Load Case Data

General

Load Case Name: DX | Design...
Load Case Type: Response Spectrum | Notes...
Exclude Objects in this Group: Not Applicable
Mass Source: Previous (MASA)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO NEC 15	11.79

Add | Delete | Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
Rigid Frequency, f1:
Rigid Frequency, f2:
Periodic + Rigid Type:
Earthquake Duration, td:
Directional Combination Type: SRSS
Absolute Directional Combination Scale Factor:
Modal Damping: Constant at 0,05 | Modify/Show...
Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms | Modify/Show...

OK | Cancel

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 93.

Corrección de la aceleración de la gravedad para DY

Nota. Etabs V.16.2.1

Realizadas las correcciones se procede a analizar el modelo y se verifica que los valores del cortante basal dinámico sean similares al cortante basal estático.

Figura 94

Valores corregidos del cortante basal estático y dinámico

Story Forces

1 de 880 | Reload Apply

	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
	PISO 1	DX Max	Top	3,566E-05	117,6218	38,9594	4948,332	413,6898	1194,0018
	PISO 1	DX Max	Bottom	3,566E-05	117,6218	38,9594	4948,332	569,5605	1642,634
	PISO 1	DY Max	Top	1,58E-05	33,0819	117,6218	10332,1537	1217,4574	347,3782
	PISO 1	DY Max	Bottom	1,58E-05	33,0819	117,6218	10332,1537	1671,7567	478,3109

Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.6.3. Derivas máximas de piso

En la sección 2.7.5.1 del presente trabajo se presentan los límites permisibles de derivas de piso. La (NEC-SD-DS, 2015) señala que la deriva máxima permitida (Δ_M) no debe superar los límites de la deriva inelástica, en el caso de estructuras metálicas no debe ser mayor a 0,02 (2%). La deriva máxima se determina como sigue:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta(x, y) \quad (18)$$

Donde, Δ_M es la deriva de piso máxima; R es el factor de reducción de respuesta espectral, R=5 determinado anteriormente en el apartado 3.4.5.11.3.1; y $\Delta(x, y)$ son las derivas de piso en sentido X y Y obtenidas de la modelación de la estructura.

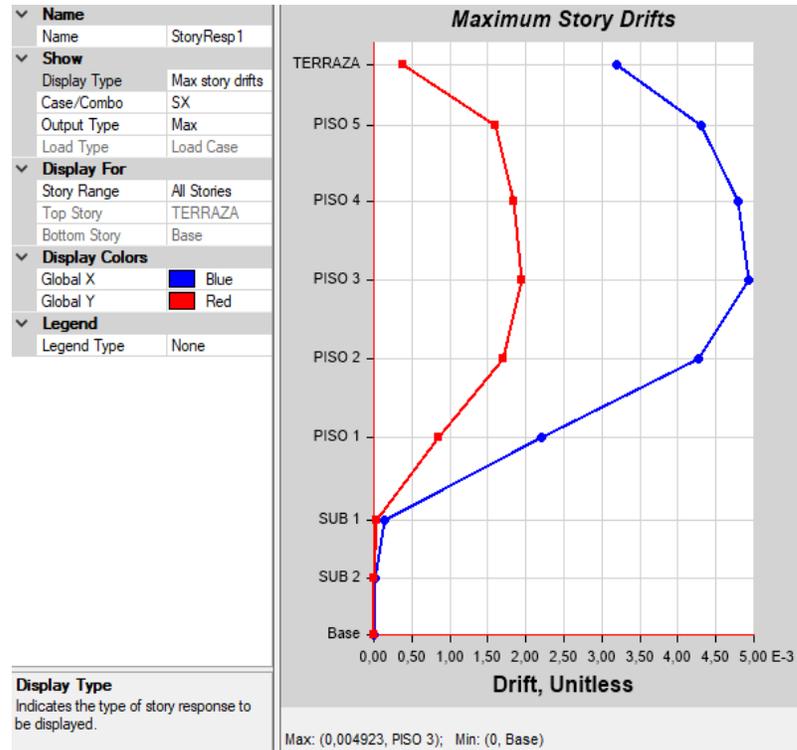
Es importante mencionar que en los subsuelos no presentan derivas dado a que dichos pisos se desplazan conjuntamente con el suelo.

- **Análisis estático lineal**

Deriva máxima de piso en dirección X:

Figura 95

Deriva máxima de piso en dirección X, análisis estático



Nota. Etabs V.16.2.1

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta(x, y) \quad (18)$$

$$\Delta_M = 0.75 * 5 * 0.004923$$

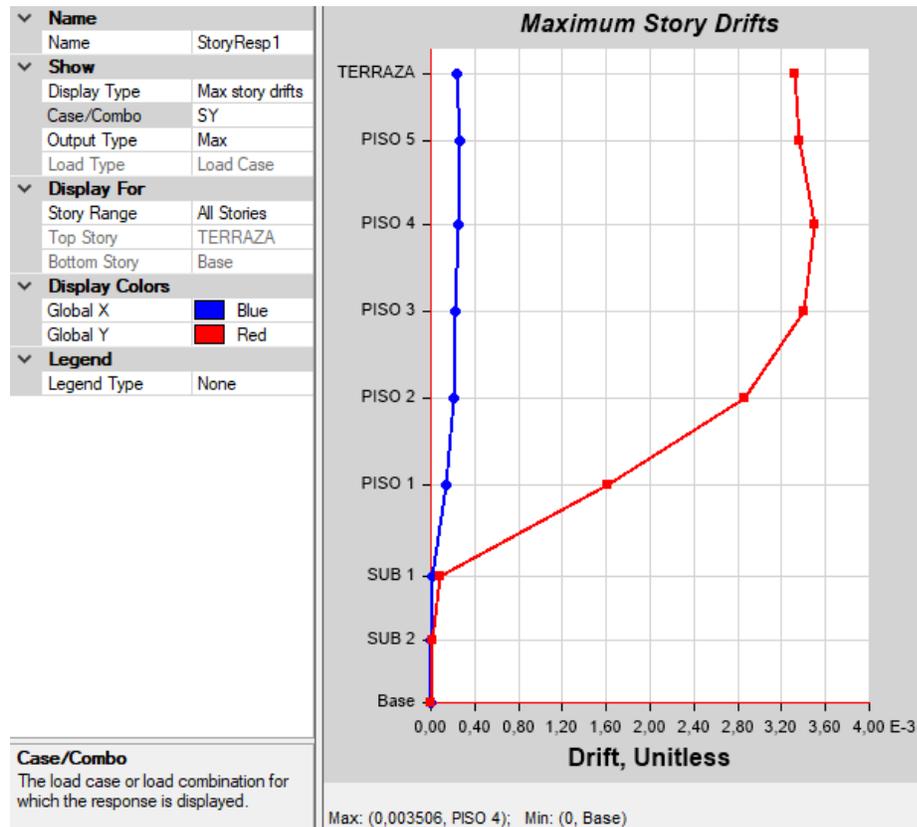
$$\Delta_M = 0.01846$$

1.85% < 2% ∴ Si cumple

Deriva máxima de piso en dirección Y:

Figura 96

Deriva máxima de piso en dirección Y, análisis estático



Nota. Etabs V.16.2.1

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta(x, y) \quad (18)$$

$$\Delta_M = 0.75 * 5 * 0.003506$$

$$\Delta_M = 0.01315$$

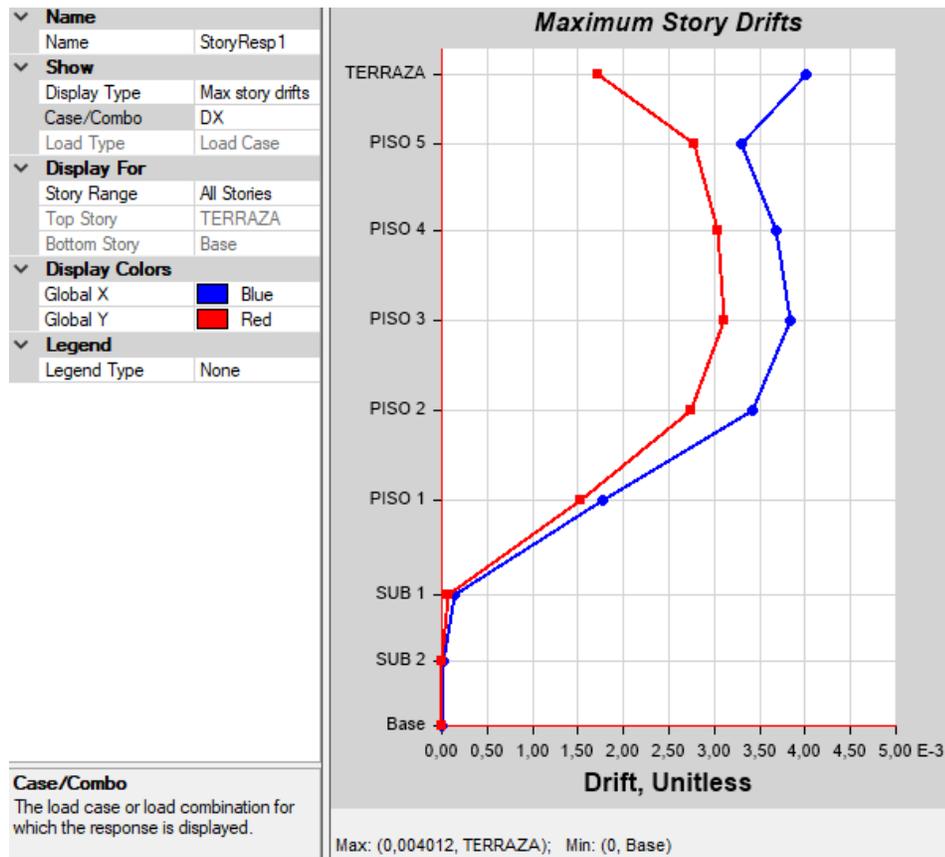
1.32% < 2% ∴ Si cumple

- **Análisis dinámico lineal**

Deriva máxima de piso en dirección X:

Figura 97

Deriva máxima de piso en dirección X, análisis dinámico



Nota. Etabs V.16.2.1

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta(x, y) \quad (18)$$

$$\Delta_M = 0.75 * 5 * 0.004012$$

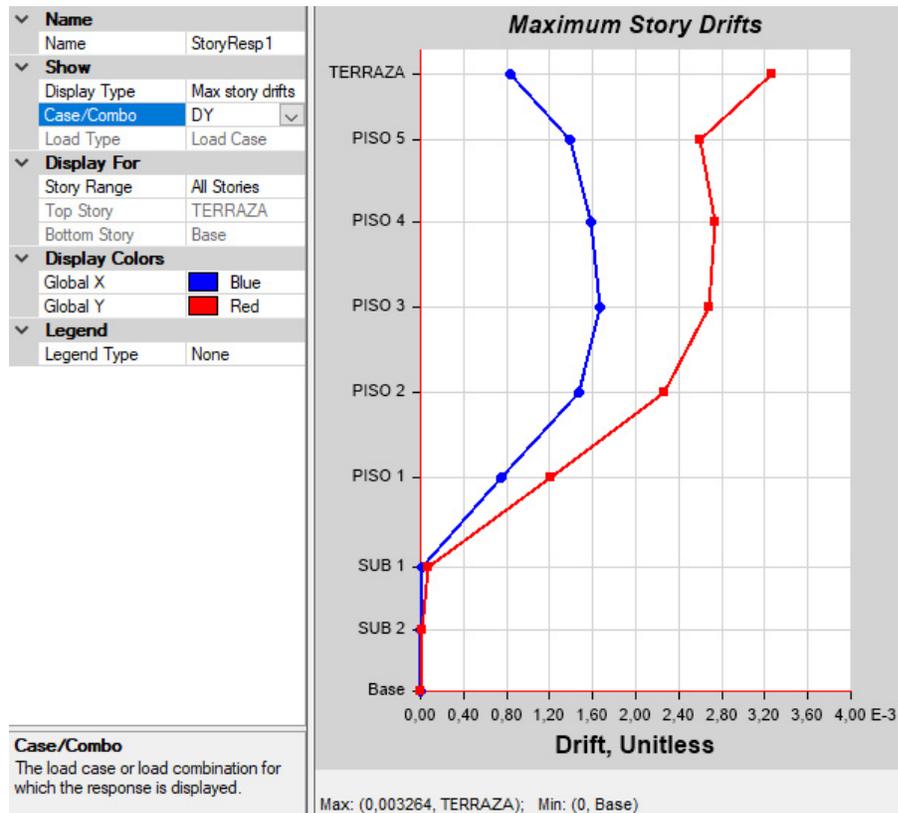
$$\Delta_M = 0.01505$$

$$1.51\% < 2\% \therefore \text{Si cumple}$$

Deriva máxima de piso en dirección Y:

Figura 98

Deriva máxima de piso en dirección Y, análisis dinámico



Nota. Etabs V.16.2.1

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta(x,y) \quad (18)$$

$$\Delta_M = 0.75 * 5 * 0.003264$$

$$\Delta_M = 0.01224$$

$$1.22\% < 2\% \quad \therefore \text{Si cumple}$$

Las derivas máximas de piso presentadas no sobrepasan el límite de deriva inelástica, lo que significa que cumplen con lo exigido por la norma NEC-SE-DS, de esta

manera la estructura no presentará deformaciones excesivas que puedan ocasionar daños estructurales.

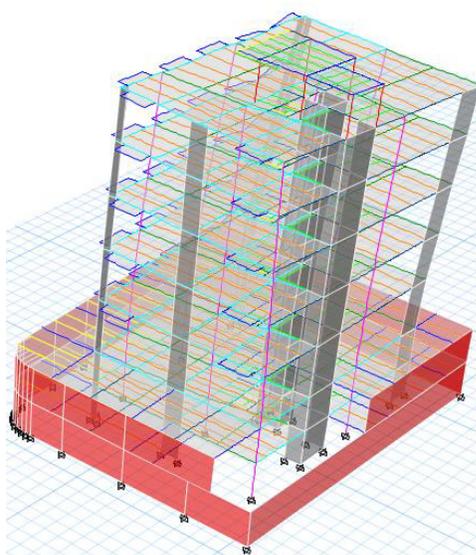
3.4.6.4. Participación modal

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SD-DS, 2015) señala que se deben considerar en el análisis “todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración” (p.58).

La (NEC-SD-DS, 2015) también señala que se debe considerar en el análisis “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” (p.58).

Figura 99

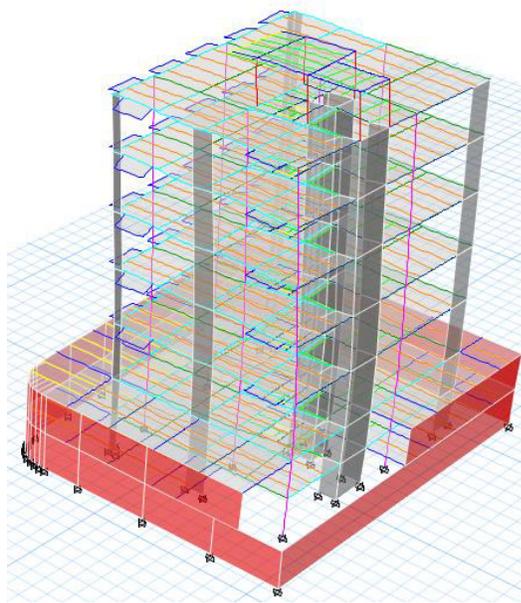
Primer modo de vibración



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 100

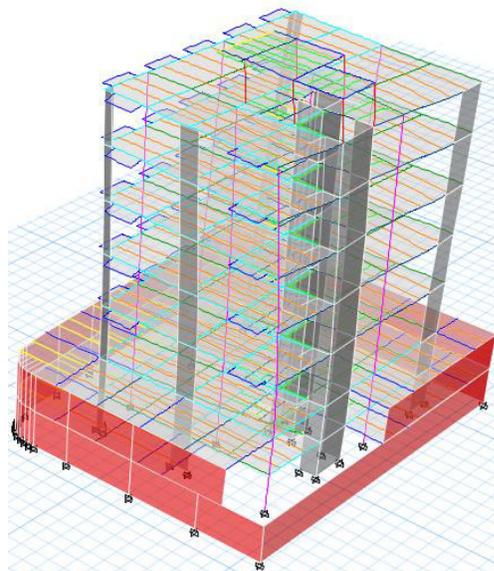
Segundo modo de vibración



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 101

Tercer modo de vibración



Nota. Etabs V.16.2.1

Se deben analizar los tres primeros modos de vibración ya que en estos interviene la mayor cantidad de masa. Los dos primeros modos deben ser traslacionales, mientras que el tercero debe ser rotacional.

Tabla 33

Participación modal

TABLA: Participación modal de masa								
Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	1,098	0,23	0,04	0,23	0,04	0,09	0,09
Modal	2	0,839	0,02	0,39	0,25	0,44	0,01	0,10
Modal	3	0,578	0,19	0,00	0,45	0,44	0,19	0,29
Modal	16	0,031	0,02	0,15	0,90	0,96	0,00	0,41
Modal	17	0,030	0,01	0,00	0,91	0,96	0,00	0,41
Modal	18	0,025	0,03	0,00	0,94	0,96	0,14	0,55
Modal	19	0,022	0,00	0,01	0,95	0,97	0,01	0,56
Modal	20	0,022	0,00	0,00	0,95	0,97	0,36	0,92
Modal	21	0,017	0,00	0,00	0,95	0,97	0,01	0,93
Modal	22	0,013	0,05	0,00	1,00	0,97	0,02	0,95
Modal	23	0,012	0,00	0,03	1,00	1,00	0,00	0,95
Modal	24	0,009	0,00	0,00	1,00	1,00	0,05	1,00

De esta tabla se puede concluir que el primer modo de vibración es traslacional en el sentido X, el segundo modo de vibración es traslacional en el sentido Y y el tercer modo de vibración es rotacional.

- **Traslación**

Sum UX: 100% > 90% ∴ CUMPLE

Sum UY: 100% > 90% ∴ CUMPLE

- **Rotación**

Sum RZ: 100% > 90% ∴ CUMPLE

Figura 103

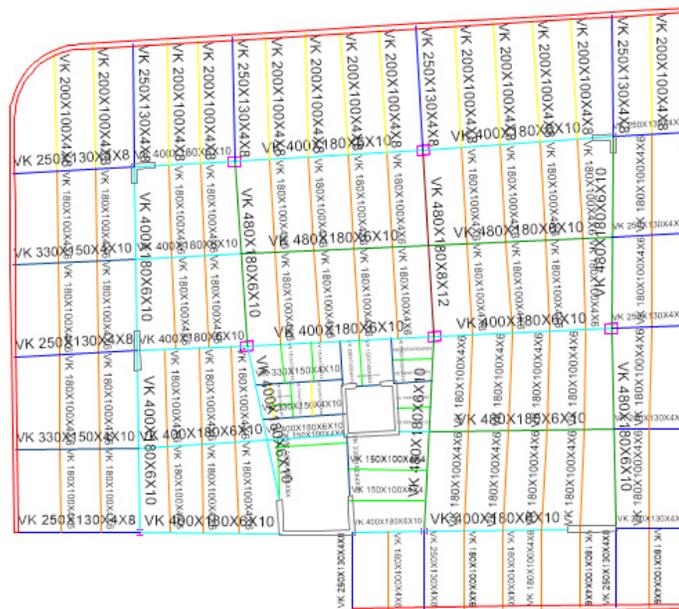
Secciones finales de vigas y viguetas-Planta tipo



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 104

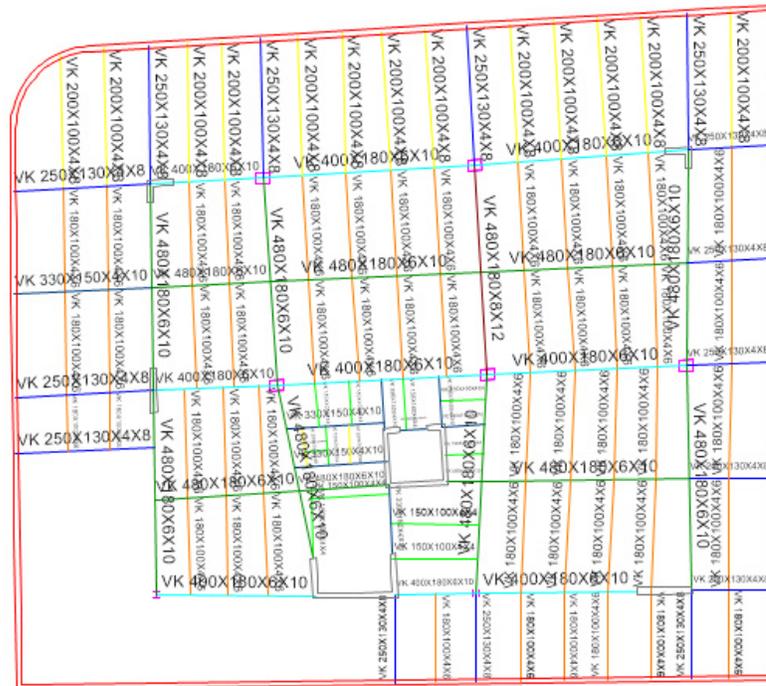
Secciones finales de vigas y viguetas - Subsuelo 1



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 105

Secciones finales de vigas y viguetas - Subsuelo 2



Nota. Etabs V.16.2.1

Las secciones finales para columnas son:

Tabla 34

Propiedades de columnas metálicas

Propiedades columnas metálicas							
Pisos	Columnas	Perfil	Área (mm ²)	d (mm)	b _f (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)
Subsuelo 1, Subsuelo 2, Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4, Piso 5	A5, C5	CK 250x250x12x15	10140	250	250	12	15
Terraza accesible	B3, B4, B5, B''3, B''4, B''5	CK 210x210x10x12	6900	210	210	10	12

Tabla 35

Propiedades de columnas compuestas rellenas de concreto

Propiedades columnas compuestas rellenas de concreto					
Pisos	Columnas	Área (cm ²)	b (cm)	h (cm)	t (cm)
Subsuelo 1, Subsuelo 2, Piso 1,	B1, C1	141.44	40	50	0.8
Piso 2, Piso 3, Piso 4, Piso 5	B3, C3, D3	109.44	30	40	0.8

3.4.8. Comprobación de elementos estructurales

Los valores de la relación demanda/capacidad a fuerza axial y flexión, con indicación de colores (P-M Ratio Colors & Values), muestran la aceptabilidad un miembro para las condiciones de carga dadas. Mediante la utilización del programa Etabs se comprueban que los ratios o la relación demanda/capacidad no presenten un valor superior a 1.

Se muestran los ratios de esfuerzo para vigas principales e intermedias, y los ratios de deflexión por carga total para viguetas.

Figura 106

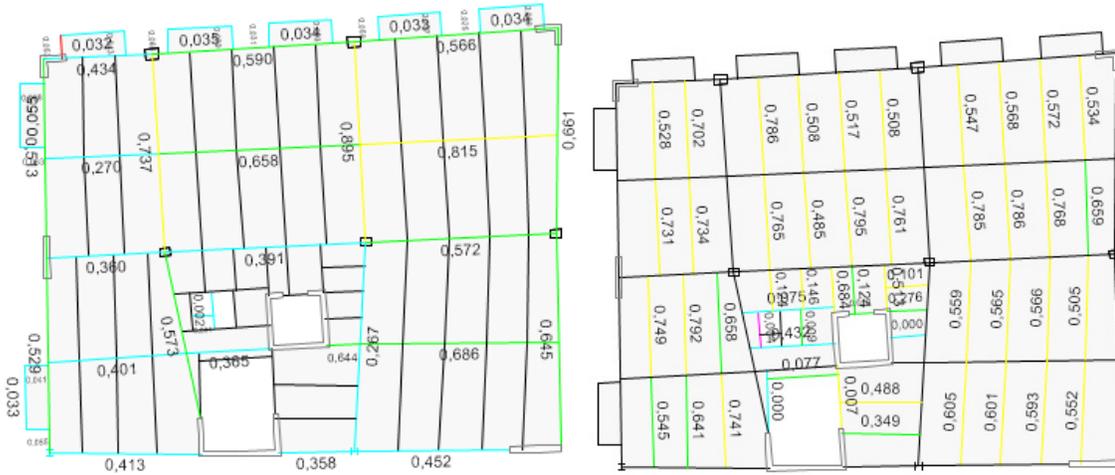
Relaciones Demanda/Capacidad en tapagrada



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 107

Relaciones Demanda/Capacidad en losa tipo



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 108

Relaciones Demanda/Capacidad en subsuelo 1



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 109

Relaciones Demanda/Capacidad en subsuelo 2

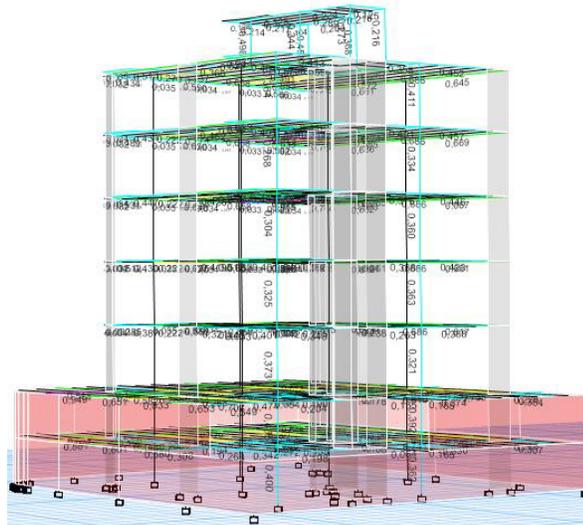


Nota. Etabs V.16.2.1

Posteriormente, se muestran los ratios de esfuerzo para columnas metálicas y columnas compuestas.

Figura 110

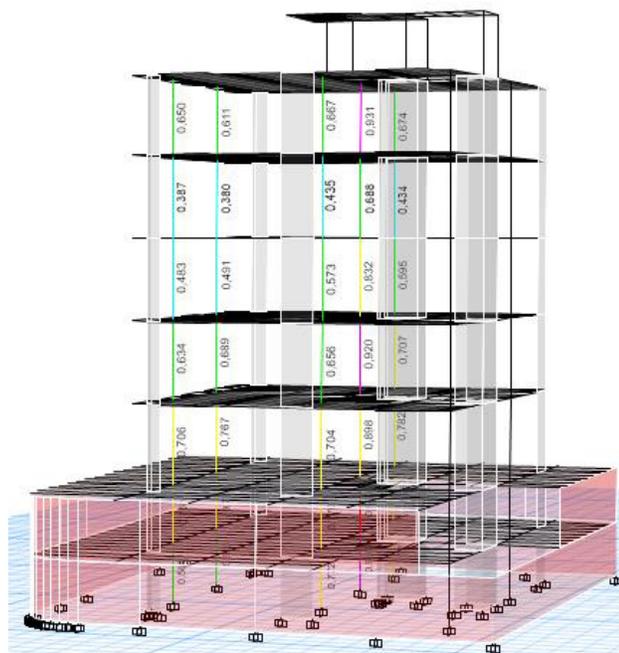
Relaciones Demanda/Capacidad en para columnas metálicas



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 111

Relaciones Demanda/Capacidad para columnas compuestas



Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.9. Diseño de vigas de acero

Ya determinadas las secciones finales para vigas mediante la utilización del software de diseño estructural Etabs, se procede a comprobar estos cálculos tomando como referencia una viga tipo. El diseño se realiza en base a lo establecido en el código AISC 360-10.

3.4.9.1. Pandeo lateral torsional en vigas (Arriostamiento lateral)

En el diseño a flexión, las vigas no requieren arriostamiento lateral debido a que las viguetas tienen un espaciamiento de 1.60 m y también se tiene en consideración el efecto de la placa colaborante.

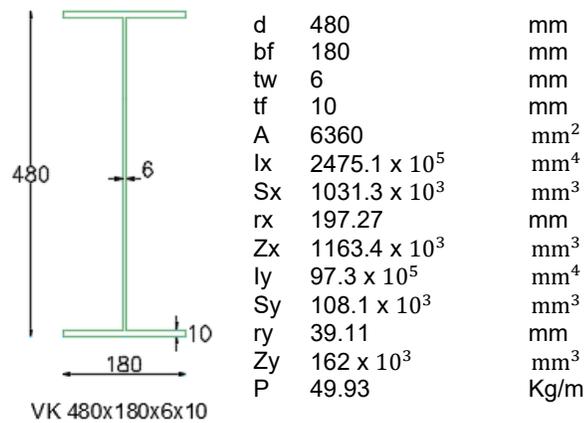
3.4.9.2. Pandeo local del perfil de vigas

De acuerdo con el código (ANSI/AISC 360-10, 2010) para determinar si la sección es compacta, se deben cumplir con las razones ancho – espesor presentadas en este apartado.

Se muestra el cálculo tipo y propiedades de la viga del primer piso, VK 480X180X6X10, ubicada en el eje 4, entre el eje C-D.

Figura 112

Propiedades de la sección VK480X180X6X10



Nota. (Kubiec, 2018)

Para el ala del perfil:

$$b/t < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_Y}} \quad (19)$$

$$90 \text{ mm}/10 \text{ mm} < 0.38 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515.35 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$9 < 9.29 \quad \text{COMPACTA}$$

Para el alma del perfil:

$$h/t_w < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (20)$$

$$460 \text{ mm}/6 \text{ mm} < 3.76 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515.35 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$76.67 < 91.90 \quad \text{COMPACTA}$$

Para el resto de secciones se presentan los resultados obtenidos a partir del programa Etabs, donde se indica que todas las secciones a utilizarse son compactas.

Figura 113

Detalles del elemento VK250X130X4X8

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
SUB 1	B184	31	161,6	Comb2	Intermediate Moment Frame	VK 250X130X4X8	Compact

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 114

Detalles del elemento VK330X150X4X10

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
SUB 1	B46	57	0	Comb2	Intermediate Moment Frame	VK 330X150X4X10	Compact

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 115

Detalles del elemento VK VK400X180X6X10

Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
SUB 1	B12	16	702,5	Comb2	Intermediate Moment Frame	VK 400X180X6X10	Compact

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 116

Detalles del elemento VK480X180X6X10

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
PISO 1	B11	743	390,4	Comb2	Intermediate Moment Frame	VK 480X180X6X10	Compact

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 117

Detalles del elemento VK480X180X8X12

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
SUB 2	B11	145	390,4	Comb2	Intermediate Moment Frame	VK 480X180X8X12	Compact

Nota. Etabs V.16.2.1

Las secciones usadas en viguetas VK150X100X4X4, VK180X100X4X6 y VK200X100X4X8 no son compactas debido a que no son sismo resistentes, son elementos secundarios.

3.4.9.3. Diseño a corte

La especificación (ANSI/AISC 360-10, 2010) en el capítulo G para diseño de miembros a corte señala que la resistencia de corte a diseño $\phi_v V_n$, se debe determinar usando:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v \quad (21)$$

$$A_w = h * t_w \quad (22)$$

Donde, C_v es el coeficiente de corte del alma; A_w es el área del alma; h para secciones laminadas es la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina, para secciones armadas soldadas es la distancia libre entre alas, para secciones armadas apernadas es la distancia entre líneas de sujetadores y para secciones T es la altura total; y t_w es el espesor del alma.

Para almas de perfiles no laminados de simetría doble o simple y canales, excepto tubos circulares, el coeficiente de corte del alma C_v se determina como sigue.

Cuando:

$$h/t_w \leq 1.10 \sqrt{k_v E/F_y} \quad (23)$$

$$C_v = 1.0 \quad (24)$$

Cuando:

$$1.10 \sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E/F_y} \quad (25)$$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (26)$$

Cuando:

$$h/t_w > 1.37 \sqrt{k_v E/F_y} \quad (27)$$

$$C_v = \frac{1.51 E k_v}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (28)$$

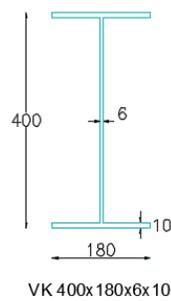
Para almas sin atiesadores transversales y con $h/t_w \leq 260$, el coeficiente de pandeo por corte del alma, K_v , se determina de la siguiente manera:

$$k_v = 5 \quad (29)$$

Se muestra el diseño a corte para la viga VK 400X180X6X10, ubicada en el eje 3, entre los ejes C y D, que presenta las siguientes propiedades:

Figura 118

Propiedades de la sección VK400X180X6X10



d	400	mm
bf	180	mm
tw	6	mm
tf	10	mm
A	5880	mm ²
I _x	1643.6 × 10 ⁵	mm ⁴
Z _x	918.6 × 10 ³	mm ³
I _y	97.3 × 10 ⁵	mm ⁴
Z _y	162.0 × 10 ³	mm ³
P	46.16	kg/m

Nota. (Kubiec, 2018)

$$h/t_w \leq 260 \quad (30)$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{380 \text{ mm}}{6 \text{ mm}} = 63.33$$

$$63.33 \leq 260$$

Por lo tanto,

$$k_v = 5$$

$$1.10 \sqrt{k_v E / F_y} = 1.10 \sqrt{5 * \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515.35 \text{ kg/cm}^2}} = 60.12$$

$$1.37 \sqrt{k_v E / F_y} = 1.37 \sqrt{5 * \frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515.35 \text{ kg/cm}^2}} = 74.87$$

$$1.10 \sqrt{k_v E / F_y} < h/t_w \leq 1.37 \sqrt{k_v E / F_y}$$

$$60.12 < 63.33 \leq 74.87$$

Por lo tanto C_v se calcula como sigue:

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w} \quad (26)$$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{5 * 2100000 \frac{kg}{cm^2} / 3515.35 kg/cm^2}}{380/6} = 0.95$$

Se determina el área del alma:

$$A_w = h * t_w \quad (22)$$

$$A_w = 38 \text{ cm} * 0.6 \text{ cm} = 22.8 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v \quad (21)$$

$$V_n = 0.6 * 3515.35 \frac{kg}{cm^2} * 22.8 \text{ cm}^2 * 0.95 = 45.69 \text{ Tn}$$

La resistencia de corte a diseño es:

$$\phi_v V_n = 0.9 * 45.69 \text{ Tn} = 41.12 \text{ Tn}$$

La resistencia de corte última obtenida de Etabs es:

$$V_u = 9.79 \text{ Tn}$$

$$9.79 \text{ Tn} < 41.12 \text{ Tn}$$

NO NECESITA RIGIDIZADORES DE CORTE

Se muestra el diseño a corte para las dos vigas más críticas de cada piso, una en sentido X y otra en sentido Y.

Subsuelo 2:

Figura 119

Diseño a corte de viga crítica en X del subsuelo 2

Shear Design			
	V _u Force (tonf)	ϕV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	13,4192	42,6121	0,315
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
13,4014	Comb18	13,4192	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 120*Diseño a corte de viga crítica en Y del subsuelo 2*

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	11,1786	72,8943	0,153
Minor Shear	0	82,006	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
16,7461	Comb18	16,7487	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Subsuelo 1:

Figura 121*Diseño a corte de viga crítica en X del subsuelo 1*

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	14,6692	42,6121	0,344
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
14,656	Comb18	14,6692	Comb18

*Nota. Etabs V.16.2.1***Figura 122***Diseño a corte de viga crítica en Y del subsuelo 1*

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	12,2721	72,8943	0,168
Minor Shear	0	82,006	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
18,348	Comb18	18,2442	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Primer piso:

Figura 123

Diseño a corte de viga crítica en X del primer piso

Shear Design			
	V _u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	9,7917	42,6121	0,23
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
10,1143	Comb18	10,7024	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 124

Diseño a corte de viga crítica en Y del primer piso

Shear Design			
	V _u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	10,4923	40,7302	0,258
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
15,6042	Comb18	15,3314	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Segundo piso:

Figura 125

Diseño a corte de viga crítica en X del segundo piso

Shear Design			
	V _u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	10,1307	42,6121	0,238
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
10,1307	Comb18	10,759	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 126.*Diseño a corte de viga crítica en Y del segundo piso*

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	φV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	15,696	40,7302	0,385
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
15,696	Comb18	15,3344	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Tercer piso:

Figura 127*Diseño a corte de viga crítica en X del tercer piso*

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	φV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	10,2098	42,6121	0,24
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
10,2098	Comb18	10,8373	Comb18

*Nota. Etabs V.16.2.1***Figura 128***Diseño a corte de viga crítica en Y del tercer piso*

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	φV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	15,7442	40,7302	0,387
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
15,7442	Comb18	15,3025	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Cuarto piso:

Figura 129

Diseño a corte de viga crítica en X del cuarto piso

Shear Design			
	V _u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	10,127	42,6121	0,238
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
10,127	Comb18	10,8906	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 130

Diseño a corte de viga crítica en Y del cuarto piso

Shear Design			
	V _u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	15,885	40,7302	0,39
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
15,885	Comb18	15,3352	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Quinto piso:

Figura 131

Diseño a corte de viga crítica en X del quinto piso

Shear Design			
	V _u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	11,0515	42,6121	0,259
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
10,003	Comb18	11,0515	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 132*Diseño a corte de viga crítica en Y del quinto piso*

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	15,739	40,7302	0,386
Minor Shear	0	68,3384	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
15,8186	Comb18	15,1314	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

Tapagrada:

Figura 133*Diseño a corte de viga crítica en X de tapagrada*

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	3,4359	18,2687	0,188
Minor Shear	0	56,9486	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
3,4359	Comb18	3,1765	Comb18

*Nota. Etabs V.16.2.1***Figura 134***Diseño a corte de viga crítica en Y de tapagrada*

Shear Design			
	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	1,6066	18,2687	0,088
Minor Shear	0	56,9486	0

End Reaction Major Shear Forces			
Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
0,9921	Comb18	1,6066	Comb18

Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.10. Diseño de columnas metálicas

De igual manera para las columnas metálicas se debe determinar que las secciones sean compactas, se ejemplifica el análisis del perfil CK250X250X12X15 de la columna A5, ubicada en el subsuelo 2.

Para el ala del perfil:

$$b/t < 0.64 \sqrt{\frac{K_c E}{F_y}} \quad (31)$$

Donde:

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (32)$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{220 \text{ mm}/12 \text{ mm}}} = 0.93$$

$$125 \text{ mm}/15 \text{ mm} < 0.64 \sqrt{\frac{0.93 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515.35 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$8.33 < 15.09 \quad \text{COMPACTA}$$

Para el alma del perfil:

$$h/t_w < 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (33)$$

$$220 \text{ mm}/12 \text{ mm} < 1.49 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515.35 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$18.33 < 36.42 \quad \text{COMPACTA}$$

Para el perfil CK 210X210X10X12 usado en tapagrada, se tiene:

Figura 135*Detalles del elemento CK 210X210X10X12*

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
TERRAZA	C6	378	275,1	Comb8	Intermediate Moment Frame	CK 210X210X10X12	Seismic MD

Nota. Etabs V.16.2.1

Usando las ecuaciones dispuestas en el capítulo E de la especificación (ANSI/AISC 360-10, 2010), se procede a calcular la resistencia a compresión del elemento tipo propuesto anteriormente.

$$P_n = F_{cr}A_g \quad (34)$$

La tensión por pandeo se determina de la siguiente manera:

Cuando:

$$\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (35)$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (36)$$

Cuando:

$$\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (37)$$

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (38)$$

La tensión de pandeo elástico F_e , se determina como sigue:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (39)$$

Se determina la esbeltez real de la sección.

$$\frac{KL}{r} \quad (40)$$

Donde, L es la longitud no arriostrada lateralmente del miembro; r es el radio de giro; y K es igual a 1 para todas las columnas. Se recomienda que la razón de esbeltez KL/r no sea mayor que 200.

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1 * 290 \text{ cm}}{10.62 \text{ cm}} = 27.31$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 * 290 \text{ cm}}{6.21 \text{ cm}} = 46.70 \text{ CONTROLA}$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{3515.35 \text{ kg/cm}^2}} = 115.12$$

$$46.70 < 115.12$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 2100000 \text{ kg/cm}^2}{(46.70)^2} = 9503.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[0.658 \frac{3515.35 \text{ kg/cm}^2}{9503.54 \text{ kg/cm}^2} \right] * 3515.35 \text{ kg/cm}^2 = 3011.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi P_n = 0.9 F_{cr} A_g = 0.9 * 3011.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 101.40 \text{ cm}^2 = 274.80 \text{ Tn}$$

El software de diseño estructural Etabs proporciona la fuerza axial última de la columna de análisis $P_u = 75.57 \text{ Tn}$.

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{75.57 \text{ Tn}}{274.80 \text{ Tn}} = 0.28 < 1 \text{ CUMPLE}$$

Para el perfil CK 210X210X10X12 más cargado, usado en tapagrada se tiene:

Figura 136

Resistencia a compresión perfil CK 210X210X10X12

Axial Force and Capacities		
P_u Force (tonf)	φP_{nc} Capacity (tonf)	φP_{nt} Capacity (tonf)
6,5098	177,6715	218,3031

Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.11. Diseño de columnas compuestas

Se muestra el diseño para la columna compuesta crítica C1, ubicada en el subsuelo 2, con acero estructural ASTM A36 Gr.36 $F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$ y resistencia del concreto a compresión, $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$. La columna presenta dimensiones de 40 cm por 50 cm y espesor de 8 mm.

Antes de calcular la resistencia del elemento, se debe determinar si cumple con el límite de esbeltez.

$$\frac{b}{t} = \frac{50 \text{ cm}}{0.8 \text{ cm}} = 62.5$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (41)$$

$$\lambda_p = 2.26 \sqrt{\frac{2100000 \text{ kg/cm}^2}{2531 \text{ kg/cm}^2}} = 65.10$$

$$62.5 < 65.10 \text{ COMPACTO}$$

Las propiedades del perfil son:

$$\text{Área de acero } A_s = 141.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de concreto } A_c = 1858.56 \text{ cm}^2$$

$$C_2 = 0.85 \text{ (Secciones rectangulares)}$$

De acuerdo a la sección I2.2b de la especificación (ANSI/AISC 360-10, 2010)

para determinar la resistencia a compresión de perfiles compactos se tiene:

$$P_{no} = P_p \quad (42)$$

$$P_p = A_s F_y + C_2 f' c A_c \quad (43)$$

$$P_{no} = 141.44 \text{ cm}^2 * 2531 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} + 0.85 * 240 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1858.56 \text{ cm}^2 = 737.13 \text{ Tn}$$

Posteriormente, para todos los perfiles:

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (44)$$

$$C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{141.44 \text{ cm}^2}{1858.56 \text{ cm}^2 + 141.44 \text{ cm}^2} \right) = 0.74 \leq 0.9$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + C_3 E_c I_c \quad (45)$$

$$EI_{eff} = 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 38286.81 \text{ cm}^4 + 0.74 * 247720.18 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 378379.85 \text{ cm}^4$$

$$EI_{eff} = 1.498 * 10^{11} \text{ kg} * \text{cm}^2$$

La carga de pandeo elástico se determina con la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{\pi^2 (EI_{eff})}{(KL)^2} \quad (46)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 (1.498 * 10^{11} \text{ kg} * \text{cm}^2)}{(290 \text{ cm})^2} = 17575.667 \text{ Tn}$$

$$\text{Si } \frac{P_{no}}{P_e} \leq 2.25$$

$$P_n = P_{no} \left[0.658 \left(\frac{P_{no}}{P_e} \right) \right] \quad (47)$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = \frac{737.13 \text{ Tn}}{17575.667 \text{ Tn}} = 0.042 < 2.25$$

$$P_n = 737.13 \text{ Tn} [0.658^{(0.042)}] = 724.29 \text{ Tn}$$

La resistencia a la compresión es:

$$\phi_c P_n = 0.75 * 724.29 \text{ Tn} = 543.21 \text{ Tn}$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{266.46 \text{ Tn}}{543.21 \text{ Tn}} = 0.49 < 1 \text{ CUMPLE}$$

Para la columna C3 de 30x40 cm y 8mm de espesor, ubicada en el subsuelo 2, se tiene:

Figura 137

Detalles de la columna compuesta 30cmx40cm, espesor 8mm

Element Details						
Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Section	Classification
SUB 2	C4	13	0	Comb2	C30X40 e=8mm	Compact

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 138

Resistencia a compresión columna compuesta 30cmx40cm, espesor 8mm

Axial Force and Capacities		
P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
237,1391	362,2029	249,2984

Nota. Etabs V.16.2.1

3.4.12. Diseño de las conexiones

Para el diseño de las conexiones se toma como base el código AISC 360-10 con el fin de establecer la conexión más adecuada que cumpla con los requerimientos de la estructura. En el caso de un pórtico intermedio resistente a momento, se debe realizar una conexión rígida que soporte los esfuerzos de corte y momento. Mientras que en la conexión de vigas secundarias con vigas principales, se requiere una conexión que soporte las solicitaciones de corte (Carphio Martinez & Estrada Aguayo, 2017).

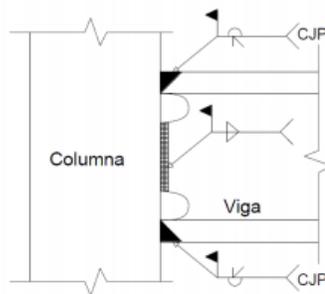
En el presente trabajo se mostrará un ejemplo del cálculo del diseño de cada tipo de conexión.

3.4.12.1. Diseño de la conexión rígida viga – columna

El trabajo de (Carphio Martinez & Estrada Aguayo, 2017) indica que: “en el caso de una conexión rígida se deben tomar en cuenta dos tipos de soldadura: penetración completa en las alas de manera que pueda resistir momento y soldadura de filete en el alma para resistir a fuerza cortante” (p. 173).

Figura 139

Conexión rígida viga - columna



Nota. (Carphio Martinez & Estrada Aguayo, 2017)

Se diseña la conexión entre la columna CK 250x250x12x15 ubicada entre el eje A-5 y la viga VK 400x180x6x10 ubicada en el eje A, del primer piso.

3.4.12.1.1. Soldadura de penetración completa (Patín viga - columna)

Datos para el cálculo de la soldadura:

- Dimensiones de la viga: $d=400$ mm; $t_w=6$ mm; $b_f=180$ mm; $t_f=10$ mm
- Dimensiones de la columna: $d=250$ mm; $t_w=12$ mm; $b_f=250$ mm; $t_f=15$ mm

- Momento último: 1293530 kg.cm
- Resistencia a tracción última de la soldadura: $F_{yw} = 60 \text{ ksi}$
- Esfuerzo de fluencia del material base: $F_{yBM} = 50 \text{ ksi}$

Se determina la fuerza en los patines

$$P_{yf} = \frac{Mu}{d} \quad (48)$$

$$P_{yf} = \frac{1293530 \text{ kg.cm}}{40 \text{ cm}} = 32338.25 \text{ kg}$$

Se determina la resistencia del metal de soldadura:

$$R_{dw} = 0.9(0.6F_{yw})t_eL_w \quad (49)$$

Se determina la resistencia del metal base:

$$R_{dBM} = 0.9(0.6F_{yBM})t_eL_w \quad (50)$$

Donde, t_e es el espesor del alma de la viga y L_w es el ancho del patín de la viga.

$$R_{dw} = 0.9 \left(0.6 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 0.6 \text{ cm} * 18 \text{ cm} = 24494.40 \text{ kg}$$

$$R_{dBM} = 0.9 \left(0.6 * 3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 0.6 \text{ cm} * 18 \text{ cm} = 20501.52 \text{ kg}$$

$$R_{dw} > R_{dBM} \quad \text{CUMPLE}$$

La resistencia de diseño del metal de soldadura es mayor que la del material base, por lo cual se concluye que el diseño está controlado por la resistencia del material base. Si se usan electrodos compatibles como los que se muestran a continuación, el esfuerzo de fluencia del material base F_{yBM} siempre controlará el diseño sobre el esfuerzo a fluencia del electrodo, por lo que las soldaduras de ranura por penetración completa no requieren ser diseñadas.

Figura 140

Requisitos de compatibilidad de los materiales de aporte

Requisitos de compatibilidad de los materiales de aporte			
Grupo	MATERIAL BASE (especificación ASTM)	Proceso de soldadura	
		SMAW	GMAW
I	A36 \leq 20mm de espesor	E60XX o E70XX	ER70S-X
	A36 $>$ 20mm de espesor		
II	A572 Grados 42, 50 y 55	E70XX	ER70S-X
	A588		
III	A572 Grados 60 y 65	E80XX	ER80S-X
IV	A709	E90XX	ER90S-X

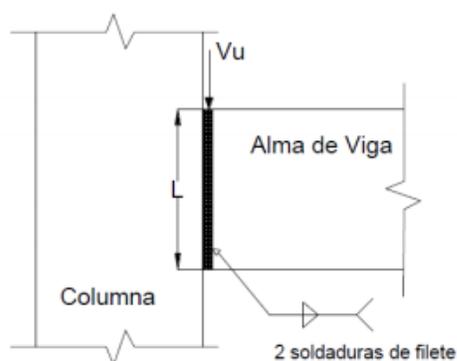
Nota. AISC 360-10, sección 3.7.3 de AWS D1.1

En este caso se utilizará electrodos E60 para la soldadura de penetración completa en los patines de la viga en análisis.

3.4.12.1.2. Soldadura de filete (Alma viga - columna)

Figura 141

Soldadura de filete



Nota. (Carphio Martinez & Estrada Aguayo, 2017)

Datos para el cálculo de la soldadura:

- Dimensiones de la viga: $d=400$ mm; $t_w=6$ mm; $b_f=180$ mm; $t_f=10$ mm

- Dimensiones de la columna: $d=250$ mm; $t_w=12$ mm; $b_f=250$ mm; $t_f=15$ mm
- Fuerza cortante: 6275.4 kg
- Resistencia a tracción última de la soldadura: $F_{Ex-x} = 60$ ksi

Se determina la fuerza cortante que actúa sobre la garganta de la soldadura con una longitud unitaria.

$$W_u = \frac{Vu}{2L} \quad (51)$$

Donde, Vu es la fuerza cortante que actúa sobre la conexión y L es la longitud de la soldadura igual a $h-40$ mm = 380 mm - 40 mm = 340 mm.

$$W_u = \frac{6275.4 \text{ kg}}{2 * 34 \text{ cm}} = 92.29 \text{ kg/cm}$$

El tamaño de la soldadura requerida se determina despejando de la siguiente ecuación para la resistencia al cortante por unidad de longitud de filete.

$$W_d \geq W_u = W_{req} \quad (52)$$

$$0.75(0.6F_{EX-X})0.707w \geq \frac{Vu}{2L} \quad (53)$$

$$0.75 \left(0.6 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 0.707w \geq 92.29 \text{ kg/cm}$$

$$w = 0.69 \text{ mm}$$

Finalmente, se establece el tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a lo establecido en la norma.

Figura 142*Tamaño mínimo de la soldadura de filete*

Tamaño Mínimo de la soldadura de filete	
Espesor de parte unida mas delgada	Tamaño mínimo de soldadura de filete
mm	mm
Hasta 6 inclusive	3
entre 6 y 13	5
entre 13 y 19	6
mayor que 19	8

Nota. AISC 360-10, tabla J2.4 de AWS D1.1

El espesor de la parte unida más delgada es el espesor del alma de la viga $t_w=6$ mm, por lo tanto el tamaño mínimo de la soldadura de filete es 5 mm, en este caso se toma $w=6$ mm y Electrodo E60.

Se determina la resistencia de diseño por cortante, cuyo valor será el menor entre la resistencia del material base y de la soldadura de acuerdo a lo estipulado en la sección J2.4 del AISC 360-10:

Para el material base:

$$R_n = F_{nBM} * A_{BM} \quad (54)$$

Donde, F_{nBM} es el esfuerzo nominal del material base y A_{BM} es el área de la sección transversal del material base igual a $34 \text{ cm} * 0.6 \text{ cm} = 20.4 \text{ cm}^2$.

$$F_{nBM} = 0.6 * f_y \quad (55)$$

$$F_{nBM} = 0.6 * 3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2109.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_n = 2109.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 20.4 \text{ cm}^2 = 43027.88 \text{ kg}$$

Para el material de soldadura:

$$R_n = F_{nw} * A_{we} \quad (56)$$

Donde, F_{nw} es el esfuerzo nominal del material de soldadura y A_{we} es el área efectiva de la soldadura igual a $0.707 \cdot 34 \text{ cm} \cdot 0.6 \text{ cm} = 14.42 \text{ cm}^2$.

$$F_{nw} = 0.6 \cdot F_{EX-X} \quad (57)$$

$$F_{nw} = 0.6 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Rn = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 14.42 \text{ cm}^2 = 36338.4 \text{ kg}$$

El menor valor es $Rn=36338.4 \text{ kg}$, el cual debe ser comparado con la fuerza cortante obtenida en el modelamiento de la estructura.

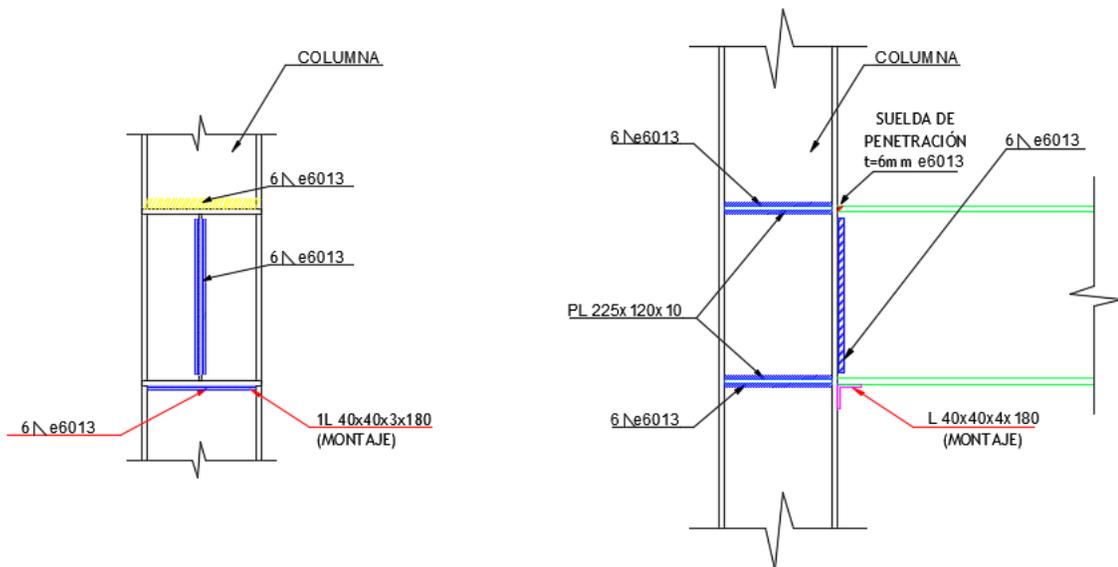
$$\phi Rn > Ru$$

$$0.75 \cdot 36338.4 \text{ kg} > 6275.4 \text{ kg}$$

$$27253 \text{ kg} > 6275.4 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

Figura 143

Conexión rígida viga - columna



3.4.12.2. Diseño de la conexión viga principal – viga secundaria

Para la conexión viga principal - viga secundaria se tomarán en cuenta soldadura de filete tanto en el alma como en las alas.

Se diseña la conexión entre la viga VK 400x180x6x10 ubicada en el eje 3 y la vigueta VK 180x100x4x6 entre los ejes C y D del primer piso.

3.4.12.2.1. Soldadura de filete (Alma vigueta - viga)

Datos para el cálculo de la soldadura:

- Dimensiones de la vigueta: $d=180$ mm; $t_w=4$ mm; $bf=100$ mm; $tf=6$ mm
- Dimensiones de la viga: $d=400$ mm; $t_w=6$ mm; $bf=180$ mm; $tf=10$ mm
- Fuerza cortante: 2582.6 kg
- Resistencia a tracción última de la soldadura: $F_{Ex-x} = 60$ ksi

Se determina la fuerza cortante que actúa sobre la garganta de la soldadura con una longitud unitaria.

$$W_u = \frac{Vu}{2L} \quad (51)$$

Donde, Vu es la fuerza cortante que actúa sobre la conexión y L es la longitud de la soldadura igual a $180\text{mm}-6\text{mm}-6\text{mm} = 168$ mm.

$$W_u = \frac{2582.6 \text{ kg}}{2 * 16.8 \text{ cm}} = 76.86 \text{ kg/cm}$$

El tamaño de la soldadura requerida se determina despejando de la siguiente ecuación para la resistencia al cortante por unidad de longitud de filete.

$$W_d \geq W_u = W_{req} \quad (52)$$

$$0.75(0.6F_{EX-X})0.707w \geq \frac{Vu}{2L} \quad (53)$$

$$0.75 \left(0.6 * 4200 \frac{kg}{cm^2} \right) * 0.707w \geq 76.86 kg/cm$$

$$w = 0.58 mm$$

Finalmente, se establece el tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a lo establecido en la figura 150. El espesor de la parte unida más delgada es el espesor del alma de la vigueta $t_w=4$ mm, por lo tanto el tamaño mínimo de la soldadura de filete es 3 mm, en este caso se toma $w=6$ mm y Electrodo E60.

Se determina la resistencia de diseño por cortante para el material base:

$$Rn = F_{nBM} * A_{BM} \quad (54)$$

Donde, F_{nBM} es el esfuerzo nominal del material base y A_{BM} es el área de la sección transversal del material base igual a $16.8 cm * 0.4 cm = 6.72 cm^2$.

$$F_{nBM} = 0.6 * F_{EX-X} \quad (55)$$

$$F_{nBM} = 0.6 * 3515.35 \frac{kg}{cm^2} = 2109.21 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn = 2109.21 \frac{kg}{cm^2} * 6.72 cm^2 = 14173.89 kg$$

Se determina la resistencia de diseño por cortante para el material de soldadura:

$$Rn = F_{nw} * A_{we} \quad (56)$$

Donde, F_{nw} es el esfuerzo nominal del material de soldadura y A_{we} es el área efectiva de la soldadura igual a $0.707*6.72 cm^2 = 4.75 cm^2$.

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EX-X} \quad (57)$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4200 \frac{kg}{cm^2} = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Rn = 2520 \frac{kg}{cm^2} * 4.75 cm^2 = 11970 kg$$

El menor valor es $R_n=11970 \text{ kg}$, el cual es comparado con la fuerza cortante obtenida en el modelamiento de la estructura.

$$\phi R_n > R_u$$

$$0.75 * 11970 \text{ kg} > 2582.6 \text{ kg}$$

$$8977.5 \text{ kg} > 2582.6 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

3.4.12.2.2. Soldadura de filete (Patín vigueta - viga)

Datos para el cálculo de la soldadura:

- Dimensiones de la vigueta: $d=180 \text{ mm}$; $t_w=4 \text{ mm}$; $b_f=100 \text{ mm}$; $t_f=6 \text{ mm}$
- Dimensiones de la viga: $d=400 \text{ mm}$; $t_w=6 \text{ mm}$; $b_f=180 \text{ mm}$; $t_f=10 \text{ mm}$
- Fuerza cortante: 2582.6 kg
- Resistencia a tracción última de la soldadura: $F_{EX-X} = 60 \text{ ksi}$

Se determina la fuerza cortante que actúa sobre la soldadura:

$$W_u = \frac{V_u}{L} \quad (58)$$

La longitud de la soldadura, L , es igual a $b_f = 100 \text{ mm}$.

$$W_u = \frac{2582.6 \text{ kg}}{10 \text{ cm}} = 258.26 \text{ kg/cm}$$

Se determina el tamaño de soldadura requerida:

$$W_d \geq W_u = W_{req} \quad (52)$$

$$0.75(0.6F_{EX-X})0.707w \geq W_u \quad (59)$$

$$0.75 \left(0.6 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 0.707w \geq 258.26 \text{ kg/cm}$$

$$w \geq 1.93 \text{ mm}$$

El espesor de la parte unida más delgada es el patín de la vigueta $t_w=6$ mm, por lo tanto el tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a la figura 150 es 5 mm, en este caso se toma $w=6$ mm y Electrodo E60.

Se determina la resistencia de diseño por cortante para el material base:

$$R_n = F_{nBM} * A_{BM} \quad (54)$$

El área de la sección transversal del material base A_{BM} es igual a $10 \text{ cm} * 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ cm}^2$.

$$F_{nBM} = 0.6 * F_{EX-X} \quad (55)$$

$$F_{nBM} = 0.6 * 3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2109.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_n = 2109.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 6 \text{ cm}^2 = 12655.26 \text{ kg}$$

Se determina la resistencia de diseño por cortante para la soldadura:

$$R_n = F_{nw} * A_{we} \quad (56)$$

El área efectiva de la soldadura A_{we} es $0.707 * 6 \text{ cm}^2 = 4.24 \text{ cm}^2$.

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EX-X} \quad (57)$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$R_n = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 4.24 \text{ cm}^2 = 10684.8 \text{ kg}$$

El menor valor es $R_n=10684.8 \text{ kg}$, el cual es comparado con la fuerza cortante.

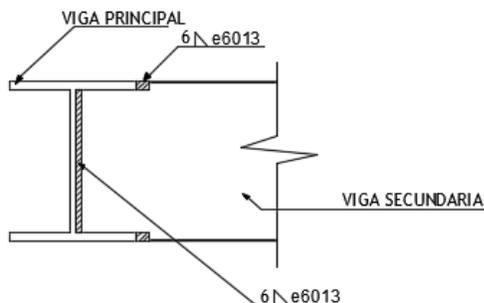
$$\phi R_n > R_u$$

$$0.75 * 10684.8 \text{ kg} > 2582.6 \text{ kg}$$

$$8013.6 \text{ kg} > 2582.6 \text{ kg} \text{ CUMPLE}$$

Figura 144

Conexión viga - vigueta



3.4.12.3. Diseño de la conexión columna - placa base

La placa base sobre la cual se asentará la columna, permitirá que las cargas gravitacionales se transmitan hacia la cimentación. Para este análisis se toma la columna más crítica C1, es decir la que presenta mayor momento que coincidentemente también es la que soporta mayor carga.

3.4.12.3.1. Diseño de la placa base

Se definen las bases para el cálculo, usando las combinaciones de carga para la teoría ASD:

Tabla 36

Combinaciones de carga ASD

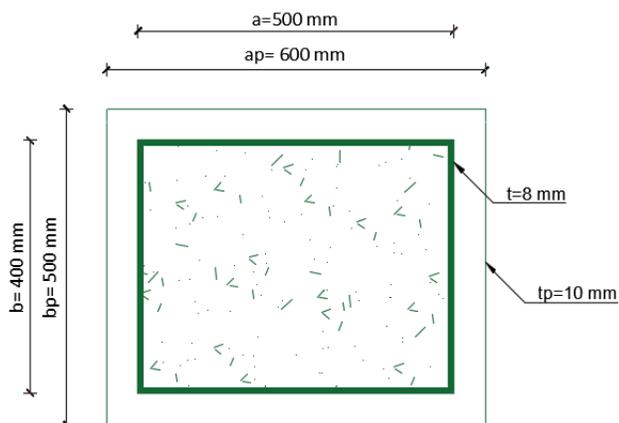
Nombre	Combinación
Comb1	1.0 PP + 1.0 CP + 1.0 CV
Comb2	1.0 PP + 1.0 CP + 0.75 CV + 0.75*0.70 SX
Comb3	1.0 PP + 1.0 CP + 0.75 CV - 0.75*0.70 SX
Comb4	1.0 PP + 1.0 CP + 0.75 CV + 0.75*0.70 SY
Comb5	1.0 PP + 1.0 CP + 0.75 CV - 0.75*0.70 SY
Comb6	1.0 PP + 1.0 CP + 0.75 CV + 0.75*0.70 DX
Comb7	1.0 PP + 1.0 CP + 0.75 CV - 0.75*0.70 DX

Nombre	Combinación continuación
Comb8	1.0 PP + 1.0 CP + 0.75 CV + 0.75*0.70 DY
Comb9	1.0 PP + 1.0 CP + 0.75 CV - 0.75*0.70 DY
Comb10	1.0 PP + 1.0 CP + 0.70 SX
Comb11	1.0 PP + 1.0 CP - 0.70 SX
Comb12	1.0 PP + 1.0 CP + 0.70 SY
Comb13	1.0 PP + 1.0 CP - 0.70 SY
Comb14	1.0 PP + 1.0 CP + 0.70 DX
Comb15	1.0 PP + 1.0 CP - 0.70 DX
Comb16	1.0 PP + 1.0 CP + 0.70 DY
Comb17	1.0 PP + 1.0 CP - 0.70 DY
Env SX	Comb1+Comb2+Comb3+Comb10+Comb11
Env SY	Comb1+Comb4+Comb5+Comb12+Comb13
Env DX	Comb1+Comb6+Comb7+Comb14+Comb15
Env DY	Comb1+Comb8+Comb9+Comb16+Comb17

- Dimensiones de la columna: $h=40$ cm; $b=50$ cm; $t=0.8$ cm
- Dimensiones de la placa base: $h=50$ cm; $b=60$ cm; $t=1.0$ cm
- Carga axial P: 199410.0 kg
- Momento M: 678750.0 kg.cm
- Cortante V: 4421.0 kg
- Esfuerzo de fluencia del acero de la placa base: $f_y=2531$ kg/cm² (A36)
- Resistencia compresión del hormigón: $f'_c= 240$ kg/cm²

Figura 145

Dimensiones columna y placa base



Se calcula el esfuerzo a compresión de la columna sobre el pedestal, donde el esfuerzo actuante debe ser menor que el esfuerzo admisible:

$$f_c = \frac{P}{A_o} < 0.6f'_c \quad (60)$$

Para lo cual se determina el área de la columna compuesta:

$$A_o = b * h \quad (61)$$

$$A_o = 50cm * 40cm = 2000 cm^2$$

$$f_c = \frac{199410.0 \text{ kg}}{2000 cm^2} = 99.71 kg/cm^2$$

$$0.6f'_c = 0.6 * 240 kg/cm^2 = 144 kg/cm^2$$

$$99.71 kg/cm^2 < 144 kg/cm^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Se calcula el esfuerzo a compresión de la placa sobre el pedestal, donde el esfuerzo actuante debe ser menor que el esfuerzo admisible:

$$f_c = \frac{P}{a_p * b_p} < 0.6f'_c \quad (62)$$

$$f_c = \frac{199410.0 \text{ kg}}{60cm * 50cm} = 66.47 kg/cm^2$$

$$66.47 kg/cm^2 < 144 kg/cm^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Se determina si el espesor asumido de la placa de 1 cm es suficiente:

$$V_p = \frac{P}{P_p * t_p} < 0.4 f_{y \text{ placa}} \quad (63)$$

Donde el perímetro de la placa base es igual a:

$$P_p = 2(a + b + 2t_p) \quad (64)$$

$$P_p = 2(50cm + 40cm + 2 * 1cm) = 184 cm$$

$$V_p = \frac{199410.0 \text{ kg}}{184 cm * 1cm} = 1083.75 kg/cm^2$$

$$0.4 f_y = 0.4 * 2531 \frac{kg}{cm^2} = 1012.4 kg/cm^2$$

$$1083.75 kg/cm^2 > 1012.4 kg/cm^2 \text{ NO CUMPLE}$$

El esfuerzo actuante es mayor al esfuerzo admisible, por lo que se aumenta el espesor de la placa base a 1.2 mm.

$$P_p = 2(50cm + 40cm + 2 * 1.2cm) = 184.8 cm$$

$$V_p = \frac{199410.0 kg}{184.8 cm * 1.2 cm} = 899.22 kg/cm^2$$

$$899.22 kg/cm^2 < 1012.4 kg/cm^2 \text{ CUMPLE}$$

Por lo tanto las dimensiones finales de la placa base son:

$$h=50 cm; b=60 cm; t=1.2 cm$$

3.4.12.3.2. Diseño por cortante de los pernos de anclaje

El esfuerzo de fluencia del acero de los pernos de anclaje es $f_y=4200 kg/cm^2$, donde el esfuerzo actuante por corte de los anclajes debe ser menor que esfuerzo admisible del acero.

$$fv = \frac{R_x}{As} < 0.4 f_y \text{ anclaje} \quad (65)$$

Se toma un diámetro de perno $\emptyset 16mm$, con un área transversal de $2.01 cm^2$. Se consideran como varillas a perforar, el 60% de 10 varillas.

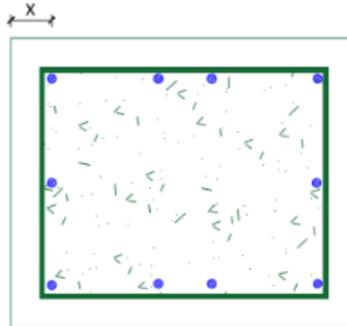
$$fv = \frac{4421.0 kg}{0.6 * 20.1 cm^2} = 366.58 kg/cm^2$$

$$0.4 f_y \text{ anclaje} = 0.4 * 4200 kg/cm^2 = 1680 kg/cm^2$$

$$366.58 kg/cm^2 < 1680 kg/cm^2 \text{ CUMPLE}$$

Figura 146

Diseño de pernos de anclaje



El desgarre de la placa se determina como sigue:

$$F_{corte} = \frac{R_x}{\# \text{ pernos}} \quad (66)$$

Se requieren 6 pernos de $\varnothing 16\text{mm}$.

$$F_{corte} = \frac{4421.0 \text{ kg}}{6 \text{ pernos}} = 736.83 \text{ kg}$$

$$\frac{F_{corte}}{x * t_p} < 0.4 f_{y \text{ anclaje}} \quad (67)$$

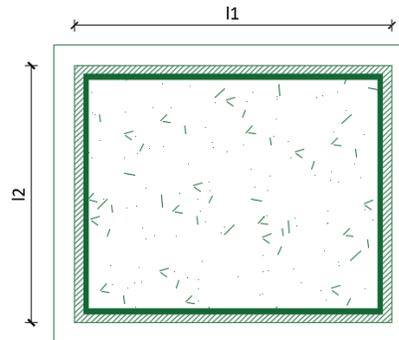
Donde, x es la distancia desde el borde de la placa al centro del perno.

$$\frac{736.83 \text{ kg}}{5.8 \text{ cm} * 1.2 \text{ cm}} = 105.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$105.87 \text{ kg/cm}^2 < 1680 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

3.4.12.3.3. Diseño de la soldadura

- Resistencia a tracción última de la soldadura: $F_{Ex-x} = 70 \text{ ksi}$

Figura 147*Diseño de suelda*

La resistencia de diseño por corte de la soldadura debe ser menor que la resistencia de fluencia del acero.

$$fv = \frac{R_x}{A_s} < 0.4 f_{y \text{ soldadura}} \quad (68)$$

El área de suelda se determina con la siguiente ecuación:

$$A_s = 2b(l_1 + l_2) \quad (69)$$

Para el ancho del cordón, b, se toma un valor de 8 mm.

$$A_s = 2 * 0.8 \text{ cm} * (51.6 \text{ cm} + 41.6 \text{ cm}) = 149.12 \text{ cm}^2$$

$$fv = \frac{4421.0 \text{ kg}}{149.12 \text{ cm}^2} = 29.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.4 f_{y \text{ soldadura}} = 0.4 * 4921.40 \text{ kg/cm}^2 = 1968.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$29.65 \text{ kg/cm}^2 < 1968.56 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

$$fb = \frac{M}{W} < 0.85 * 0.65 * f_{y \text{ soldadura}} \quad (70)$$

$$W = \frac{2 * I_o}{l_1} \quad (71)$$

$$I_o = \frac{b}{6} (l_1^3 + l_2^3 + 3l_1l_2^2 + 3l_2l_1^2) \quad (72)$$

$$I_o = \frac{0.8 \text{ cm}}{6} (51.6^3 + 41.6^3 + 3 * 51.6 * 41.6^2 + 3 * 41.6 * 51.6^2) = 107941.01 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{2 * 107941.01 \text{ cm}^4}{51.6 \text{ cm}} = 4183.76 \text{ cm}^3$$

$$fb = \frac{678750.0 \text{ kg. cm}}{4183.76 \text{ cm}^3} = 162.23 \text{ kg/cm}^2$$

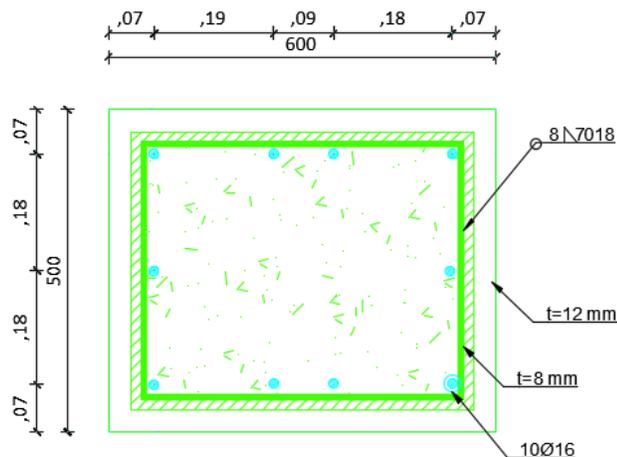
$$fb = \frac{M}{W} < 0.85 * 0.65 * f_y \text{ soldadura}$$

$$162.23 \text{ kg/cm}^2 < 0.85 * 0.65 * 4921.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$162.23 \text{ kg/cm}^2 < 2719.07 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 148

Placa base



3.4.13. Criterio columna fuerte – viga débil

El propósito del criterio columna fuerte - viga débil, es contar con un sistema estructural donde las columnas sean más fuertes que las vigas.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción menciona que la sumatoria de los momentos plásticos nominales en las columnas que llegan a la junta ($\sum M_{pc}$) tiene que ser mayor o igual a una vez a la sumatoria de los momentos plásticos nominales en las

vigas que llegan a las juntas ($\sum M_{pv}$), estos valores se calculan en cada dirección principal de análisis, “X” y “Y”

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1 \quad (73)$$

Los momentos probables en las columnas se determinan con la siguiente ecuación:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (74)$$

Donde, Z_c es el modulo plástico de la columna; F_{yc} es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado para el tipo de acero usado en la columna; P_{uc} es la resistencia axial requerida de una columna usando las combinaciones de carga; y A_g es el área gruesa de la columna.

Los momentos probables en las vigas se determinan con la siguiente ecuación:

$$\sum M_{pv} = \sum (C_{pr} * R_y * F_{yv} * Z_v + M_{uv}) \quad (75)$$

Donde:

- C_{pr} = Factor que tiene en cuenta la resistencia máxima de la conexión, este valor se determina con la expresión (Delgado Rojas, 2017):

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (76)$$

- R_y = Coeficiente que relaciona la tensión de fluencia esperada con la mínima tensión de fluencia especificada de la viga. Este valor se determina según el F_y del material que compone el elemento, ingresando en la Tabla F.3.1.4-1 (NSR-10), mostrada en el anexo 6 (Delgado Rojas, 2017). En este caso el valor obtenido es 1.1.

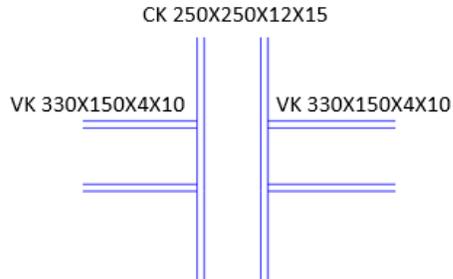
- F_{yv} = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el tipo de acero usado en la viga.
- M_{uv} = Momento adicional basado en combinaciones producido por la fuerza cortante localizado en la articulación plástico cuyo brazo es igual a la distancia existente entre la articulación plástica y la cara de la columna.

La comprobación se lleva a cabo para la columna lateral C5 ubicada en el primer nivel y segundo nivel.

- **Análisis en sentido X**

Figura 149

Nudo C5, sentido X



Los datos de la columna son:

- $Z_x = 1026.5 \text{ cm}^3$
- $Z_y = 476.7 \text{ cm}^3$
- $F_{yc} = 3515.35 \text{ kg/cm}^2$ (A572 Grado 50)
- $P_u = 46589.3 \text{ kg}$ (nivel 1)
- $P_u = 37361 \text{ kg}$ (nivel 2)
- $A_g = 101.4 \text{ cm}^2$

Para la columna inferior se tiene:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (74)$$

$$M_{pc} = 1026.5 \text{ cm}^3 \left(3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - \frac{46589.3 \text{ kg}}{101.4 \text{ cm}^2} \right) = 31.37 \text{ Tn.m}$$

Para la columna superior se tiene:

$$M_{pc} = 1026.5 \text{ cm}^3 \left(3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - \frac{37361 \text{ kg}}{101.4 \text{ cm}^2} \right) = 32.30 \text{ Tn.m}$$

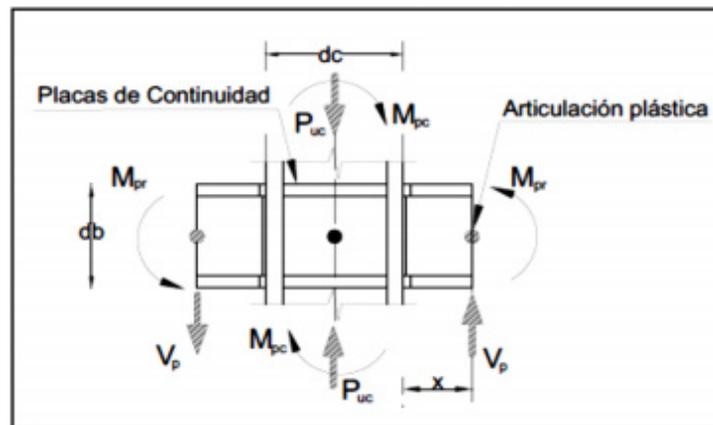
Sumando los momentos probables en las columnas se tiene:

$$\sum M_{pc} = 31.37 \text{ Tn.m} + 32.30 \text{ Tn.m} = 63.67 \text{ Tn.m}$$

Se determinan los momentos probables en las vigas en sentido X, para lo cual en la siguiente imagen se presenta un esquema para la determinación de estos valores en el caso de una columna interior.

Figura 150.

Determinación de M_{pv} para el caso de una columna interior



Nota. (Flores Magallan, 2016)

Para la viga izquierda VK 330x150x4x10 se tiene:

- $d= 33 \text{ cm}$
- $tw= 0.4 \text{ cm}$
- $bf= 15 \text{ cm}$
- $tf= 1 \text{ cm}$
- $Zx= 576.1 \text{ cm}^3$
- $Vu= 3493.2 \text{ kg}$
- $Fy= 3515.35 \text{ kg/cm}^2$ (A572 Grado 50)
- $Fu= 4569.95 \text{ kg/cm}^2$ (A572 Grado 50)

$$\sum M_{pv} = \sum (C_{pr} * R_y * F_{yv} * Z_v + M_{uv}) \quad (75)$$

$$M_{uv} = V_{sr} \left(S_h + \frac{d}{2} \right) = 0 \quad (77)$$

Debido a que la viga no es de sección reducida, el momento adicional M_{uv} es cero, por lo tanto:

$$\sum M_{pv} = \sum (C_{pr} * R_y * F_{yv} * Z_v) \quad (78)$$

$$C_{pr} = \frac{3515.35 \text{ kg/cm}^2 + 4569.95 \text{ kg/cm}^2}{2 * 3515.35 \text{ kg/cm}^2} = 1.15 \leq 1.2$$

$$M_{pv} = 1.15 * 1.1 * 3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 576.1 \text{ cm}^3 = 25.62 \text{ Tn. m}$$

Para la viga derecha VK 330x150x4x10 se tiene:

- $d= 33 \text{ cm.}$
- $tw= 0.4 \text{ cm}$
- $bf= 15 \text{ cm}$
- $tf= 1 \text{ cm}$
- $Zx= 576.1 \text{ cm}^3$

- $V_u = 4983.8 \text{ kg}$
- $F_y = 3515.35 \text{ kg/cm}^2$ (A572 Grado 50)
- $F_u = 4569.95 \text{ kg/cm}^2$ (A572 Grado 50)

$$\sum M_{pv} = \sum (C_{pr} * R_y * F_{yv} * Z_v) \quad (78)$$

$$M_{pv} = 1.15 * 1.1 * 3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 576.1 \text{ cm}^3 = 25.62 \text{ Tn.m}$$

Por lo tanto la sumatoria de momentos probables en las vigas es igual a:

$$\sum M_{pv} = 25.62 \text{ Tn.m} + 25.62 \text{ Tn.m} = 51.24 \text{ Tn.m}$$

Comprobando el criterio columna fuerte – viga débil:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \geq 1 \quad (73)$$

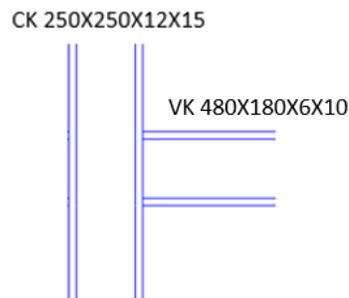
$$\frac{63.67 \text{ Tn.m}}{51.24 \text{ Tn.m}} \geq 1$$

$$1.24 > 1 \quad \text{CUMPLE}$$

- **Análisis en sentido Y**

Figura 151

Nudo C5, sentido Y



La sumatoria de los momentos probables en las columnas es la misma que en el sentido X:

$$\sum M_{pc} = 63.67 \text{ Tn.m}$$

Se determinan el momento probable en la viga VK 480X180X610, donde:

- d= 48 cm.
- tw= 0.6 cm
- bf= 18 cm
- tf= 1 cm
- Zx= 1163.4 cm³
- Vu= 4506.0 kg
- Fy= 3515.35 kg/cm² (A572 Grado 50)
- Fu= 4569.95 kg/cm² (A572 Grado 50)

$$\sum M_{pv} = 1.15 * 1.1 * 3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1163.4 \text{ cm}^3 = 51.74 \text{ Tn.m}$$

Comprobando el criterio columna fuerte – viga débil:

$$\frac{\sum M_{nc}}{\sum M_{nb}} \geq 1 \quad (73)$$

$$\frac{63.67 \text{ Tn.m}}{51.74 \text{ Tn.m}} \geq 1$$

$$1.23 > 1 \quad \text{CUMPLE}$$

3.4.14. Comprobación losas compuestas

El reglamento AISC 360-10 señala que de acuerdo a la ubicación de la placa colaborante con respecto a las vigas de acero:

- Cuando los nervios de la placa colaborante están dispuestos perpendicularmente a la viga de acero, el concreto que queda dentro de las ondas, es decir por debajo del borde superior de la placa, se desprecia, como en el presente trabajo.
- Cuando los nervios de la placa colaborante son paralelos a la viga de acero, el concreto que queda dentro de las ondas debe ser considerado en el cálculo de las vigas compuestas (Crisafulli, 2014, p. 18).

El trabajo de (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018), sostiene que para la comprobación de losas compuestas se debe considerar los siguientes aspectos:

- **Chequeo capacidad por momento del perfil**

Los elementos deben presentar un momento último capaz de resistir las cargas de servicio mayoradas, el chequeo del elemento abarca las siguientes consideraciones:

- **Carga por metro lineal**

Se encuentra en función de la separación entre las vigas o ancho efectivo del patín.

$$CM_{lineal} = be * CM \quad (79)$$

$$CV_{lineal} = be * CV \quad (80)$$

Donde be representa el ancho efectivo del patín o longitud entre vigas.

- **Momento último**

Se determina con la ecuación 30 presentada anteriormente.

$$M_u = \frac{wL^2}{8} \quad (11)$$

- **Momento nominal del perfil**

$$\phi v M_n = 0.85 F_y Z_x \quad (81)$$

Donde, F_y es la resistencia a la fluencia y Z_x es el módulo de sección plástica.

- **Fuerza a compresión (C) del hormigón**

Se determina escogiendo el menor valor entre:

$$C = A_s F_y \quad (82)$$

$$C = 0.85 f'_c A_c \quad (83)$$

Donde, A_s es el área de la sección transversal del perfil y A_c es el área a compresión de la losa de hormigón.

• **Localización del Eje Neutro Plástico (EPN) de la sección compuesta**

La acción compuesta completa prevalece donde haya suficientes conectores de corte para prevenir por completo el deslizamiento acero - concreto (McCormac, 2012, p. 573).

- **Eje neutro plástico a una profundidad a**

El esfuerzo del concreto se presenta como un esfuerzo uniforme de compresión de $0.85f'_c$ sobre un área de profundidad a y un ancho b_e . El valor de a , se puede determinar despejando del equilibrio de fuerzas $T=C$, donde la tensión total en la sección de acero es igual a la compresión total en la losa, de la siguiente manera $A_s F_y = 0.85 f'_c a b_e$ (Cevallos Sánchez, 2017).

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e} \quad (84)$$

Si $a > t$, donde t corresponde al espesor total de la losa de hormigón, el Eje Neutro Plástico se encuentra en la viga de acero, caso contrario en la losa de hormigón.

- **Fuerza a compresión**

$$C = 0.85 f'c b_e t_c + F_y b_f t_f \quad (85)$$

- **Fuerza a tracción**

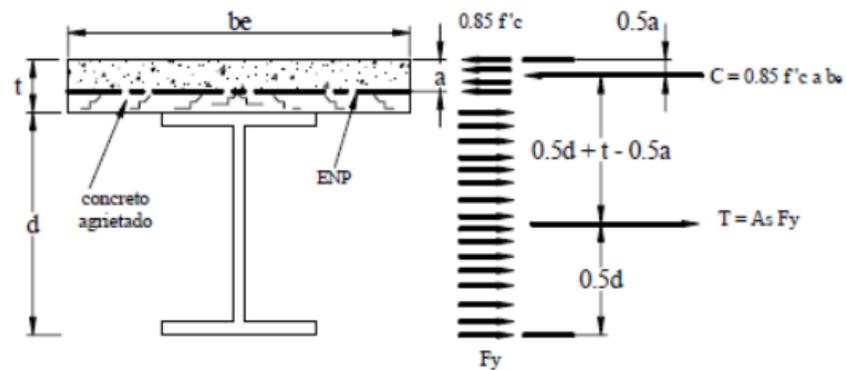
$$T = F_y (A_s - (b_f * t_f)) \quad (86)$$

Si $C > T$ el eje neutro se encuentra en el patín, caso contrario en el alma del perfil.

- **Si ENP se localiza en la losa de hormigón**

Figura 152

EPN localizado en la losa



Nota. (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018)

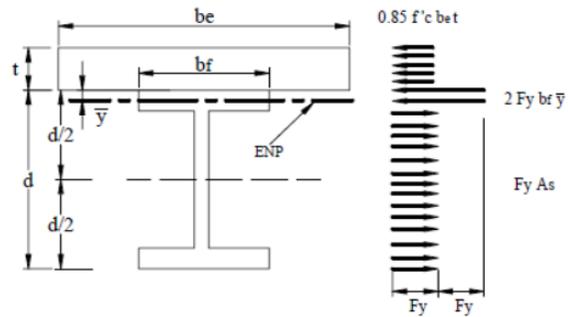
El momento plástico nominal con respecto a ENP es:

$$M_n = A_s F_y \left(\frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} \right) \quad (87)$$

- Si ENP se encuentra en el patín del perfil de acero

Figura 153

EPN localizado en el patín del perfil



Nota. (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018)

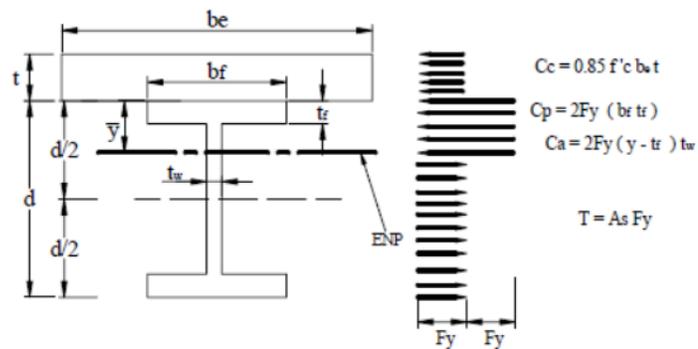
$$\bar{y} = \frac{Fy As - 0.85 f'c be t c}{2 Fy bf} \quad (88)$$

$$Mn = 0.85 f'c be t \left(\frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2 Fy bf \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + Fy As \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (89)$$

- Si ENP se encuentra en el alma del perfil de acero

Figura 154

EPN localizado en el alma del perfil



Nota. (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018)

$$\bar{y} = -\frac{0.85 f' c b e t}{2 F_y t w} - \frac{b f t f}{t w} + t f + \frac{A s}{2 t w} \quad (90)$$

$$M_n = C c \left(\bar{y} + \frac{t}{2} \right) + C p \left(\bar{y} - \frac{t f}{2} \right) + C a \left(\frac{\bar{y} - t f}{2} \right) + T \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right) \quad (91)$$

- **Chequeo a cortante**

$$V_u = \frac{w L}{2} \quad (12)$$

$$V_n = 0.9 * 0.6 * F_y T t w \quad (92)$$

- **Chequeo de los conectores a corte**

Se debe garantizar que el conjunto está trabajando como sección compuesta.

Para determinar la fuerza cortante se toma el menor valor entre las siguientes expresiones:

Para la fluencia a tracción de la sección de acero:

$$V_h = A_s F_y \quad (93)$$

Para el aplastamiento del concreto:

$$V_h = 0.85 f' c A_c \quad (94)$$

El diámetro máximo del perno a cortante es:

$$Diámetro \ max = 2.5 t f \quad (95)$$

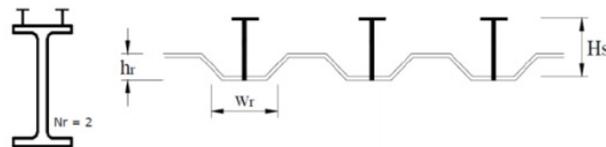
La resistencia por cortante de los conectores de cortante se debe multiplicar por un factor de reducción de resistencia, el cual para nervios perpendiculares a la viga de acero es:

$$\frac{0.85}{\sqrt{N r}} \left(\frac{w r}{h r} \right) \left(\frac{H s}{h r} - 1 \right) \leq 1 \quad (96)$$

Donde, N_r es el número de conectores por ala; w_r es el ancho promedio de nervios; h_r representa la altura de nervio; y H_s es la longitud del conector, sin exceder h_r+3 .

Figura 155

Componente de la sección compuesta



Nota. (Cevallos Sánchez, 2017)

Si el valor de este factor sobrepasa el valor de 1, no se utiliza factor de reducción.

- Resistencia de los conectores de corte

Se toma el menor valor entre las siguientes expresiones:

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \quad (97)$$

$$Q_n = A_{sc} F_u \quad (98)$$

Donde, A_{sc} es el área transversal del conector; E_c es el módulo de elasticidad del hormigón; y F_u es la resistencia mínima a tracción del conector.

- Numero de conectores a cada lado del centro del claro

Se determina como sigue:

$$N_c = \frac{V_h}{Q_n} \quad (99)$$

- **Deflexión del perfil de acero**

Las deflexiones se determinan por las cargas de servicio mediante el método LRFD que se expresa en la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384 EI} \quad (100)$$

Donde, W es la carga distribuida mayorada; L es la longitud entre apoyos de la viga metálica; E es el módulo de elasticidad del perfil; e I es la inercia del perfil.

Las deflexiones máximas admisibles aplicadas a varios tipos de miembros y condiciones de carga según la IBC 2009, se presentan en la siguiente figura:

Tabla 37

Límites de deflexión en perfiles metálicos

Miembros	Límites de deflexión		
	L	D+L	S o W
Para miembros de piso	L/360	L/240	-
Para miembros de techo que soportan plafón de yeso	L/360	L/240	L/360
Para miembros de techo que soportan plafones que no son de yeso	L/240	L/180	L/240
Para miembros de techo que no soportan plafones	L/180	L/120	L/180

Nota.(Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018)

Se ejemplifica el cálculo de la vigueta VK 180x100x4x6 ubicada entre los ejes 2 y 3, del primer piso.

Tabla 38

Diseño compuesto de viga VK 180x100x4x6

Comprobación viga VK 180x100x4x6					
	Peso por m2		altura losa	10,00	cm
CM	0,45	T/m2	tw	0,40	cm
CV	0,20	T/m2	T	16,80	cm
be	1,60	m	d	18,00	cm

Comprobación viga VK 180x100x4x6 continuación					
Long del perfil	3,75	m	bf	10,00	cm
Peso por metro lineal			tf	0,60	cm
Cm lineal	0,72	T/m	tc	5,00	cm
Cv lineal	0,32	T/m	C	184292,10	kg
Carga mayorada			T	44715,25	kg
W= 1.2CM+1.6CV	1,38	T/m	C	>	T
Momento último			Eje neutro se encuentra en el patín		
Mu	2,42	T-m	y	-1,39	cm
Datos del perfil VK 180x100x4x6			Mn	854963,96	kg-cm
Zx	132,60	cm ³	Mn	8,55	T-m
h	18,00	cm	øMn	7,27	T-m
w	14,70	kg/m	øMn	>	Mu
A	18,72	cm ²		OK	
Momento nominal			Revisión del corte		
øb	0,90		Vu	2,58	Ton
Fy	3515,35	kg/cm ²	øv Vn	12756,50	kg
øb Mn	419521,87	kg-cm	øv Vn	12,76	Ton
øb Mn	4,20	T-m	øv Vn	>	Vu
Mu	<	Mn		OK	
OK			Deflexión máxima		
Localización del eje neutro			W=M+V	10,40	kg/cm
f _c	240,00	kg/cm ²	Es	2100000,00	kg/cm ²
AsFy	65807,35	kg	Is	1066,70	cm ⁴
Ac	800,00	cm ²	Δ calculado	1,20	cm
0.85f _c Ac	163200,00	kg	Δ admisible	1,56	cm
a	2,02	cm		OK	
t	5,00	cm			
a	<	t			
El eje neutro plástico se encuentra en la losa					
Diseño de conectores					
AsFy	65807,35	kg	Ec	232379,00	kg/cm ²
0.85f _c Ac	163200,00	kg	Qn	5748,04	kg
Vh min	65807,35	kg	AscFu	9740,63	kg
Diámetro perno	1,40	cm	Qn min	5748,04	kg
Diámetro máx.=2.5*tf	1,50	cm			
1,50	>	1,40	# conectores por ala	10	conectores
OK			Nc total	20	conectores
Asc	1,54	cm ²	Por lo tanto se requiere 2ø14mm@30cm		
Fu	6327,63	kg/cm ²			
Nr	2				
wr	12,00	cm			
hr	5,00	cm			
Hs	8,00	cm			
Hs	<=	hr+3			
OK					
Factor de reducción	0,87				
Se utiliza factor de reducción					

Capítulo IV

Diseño estructural del edificio empleando loseta sobre viguetas presforzadas

4.1. Materiales a utilizar

Los materiales utilizados en el análisis y que posteriormente se ingresarán al software de diseño estructural ETABS, son los mismos que se presentan en el capítulo III más los materiales para los elementos presforzados. Estos poseen las siguientes propiedades:

Concreto para elementos presforzadas

- Resistencia del concreto a compresión, $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad longitudinal o (Young), $E = 335410 \text{ kg/cm}^2$

Alambres de baja relajación para elementos presforzados

- Alambres de grado GR250, $f_{py} = 15750 \text{ kg/cm}^2$, $f_{pu} = 17500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad longitudinal o (Young), $E = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

4.2. Análisis de cargas

De acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas No Sísmicas (NEC-SE-CG, 2015), se tienen las siguientes cargas:

- | | |
|------------------|------------------------|
| • Instalaciones: | 0.025 T/m ² |
| • Acabados: | 0.048 T/m ² |
| • Mampostería: | 0.16 T/m ² |
| • Masillado: | 0.044 T/m ² |

- **Carga permanente:** **0.277 T/m²**
- **Carga viva para departamentos:** **0.20 T/m²**
- **Carga viva para locales comerciales:** **0.30 T/m²**
- **Carga viva para estacionamientos:** **0.40 T/m²**
- **Carga viva para tapagrada inaccesible:** **0.070 T/m²**

4.3. Pre dimensionamiento de elementos estructurales

En el presente apartado se realiza el pre dimensionamiento de loseta de hormigón, viguetas presforzadas y vigas metálicas principales. Las columnas y muros de corte se prevé que mantengan sus dimensiones originales.

4.3.1. Pre diseño loseta de hormigón

Para el pre diseño de la loseta de hormigón se toma en cuenta la especificación ACI 318-14.

Figura 156

Espesor mínimo de losas en una dirección macizas no presforzadas.

Condición de apoyo	h mínimo ⁽¹⁾
Simplemente apoyadas	$\ell/20$
Un extremo continuo	$\ell/24$
Ambos extremos continuos	$\ell/28$
En voladizo	$\ell/10$

Nota. (ACI 318SUS-14, 2014)

$$h \geq \frac{L}{28} \quad (101)$$

$$h \geq \frac{160}{28}$$

$$h \geq 5.71 \text{ cm}$$

Para obtener una sección compuesta entre la loseta y la vigueta presforzada se debe tener una altura mínima de 10 cm, por lo tanto se asume $h = 10 \text{ cm}$.

4.3.2. Pre diseño viguetas pretensadas Subsuelo 1 y 2

Se propone la siguiente sección rectangular, además de la utilización de alambres de 7 mm de diámetro para su diseño.

Figura 157

Sección transversal vigueta de presfuerzo subsuelo 1 y 2

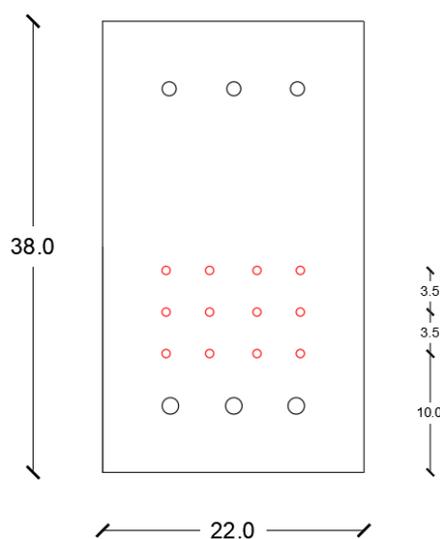


Tabla 39

Propiedades de la sección rectangular para subsuelo 1 y 2

Área	836	cm ²
Centro Gravedad	19.00	cm
Cs	19.00	cm
Ci	19.00	cm
Inercia	100598.67	cm ⁴
Ws	5294.67	cm ³
Wi	5294.67	cm ³

Donde, C_s es la distancia superior al centro de gravedad; C_i es la distancia inferior al centro de gravedad; W_s es el módulo resistente superior y W_i es el módulo resistente inferior.

4.3.2.1. Separación mínima de alambres

Se asumen los valores de recubrimiento, diámetro de varilla para estribos, diámetro de refuerzo longitudinal y tamaño del agregado grueso.

- Recubrimiento: 40 mm
- Diámetro estribo: 10 mm
- Diámetro alambre: 7 mm
- Diámetro de varilla longitudinal: 12 mm
- Diámetro agregado grueso: 12.7 mm

La separación mínima de los alambres es el mayor valor obtenido de las siguientes ecuaciones:

$$e_{\min} \geq \begin{cases} 5 db & (2) \\ \frac{4}{3} d_{Agg} + db & (3) \end{cases}$$

Donde db es el diámetro del alambre y d_{Agg} es el diámetro del agregado grueso.

Tabla 40

Espaciamento mínimo de alambres

Espaciamento Mínimo	35	mm
	23.93	mm
Espaciamento Asumido	35	mm
Verificación		
Vertical	95 mm	< 100 mm OK
Horizontal	212 mm	< 220 mm OK

4.3.2.2. Cálculo de esfuerzos

Para el cálculo de esfuerzos de debe tomar en cuenta que va existir dos fases. La fase inicial consta de dos etapas, la primera etapa en la cual se tomará en cuenta que el hormigón aun no toma el 100 % de su resistencia nominal y solo se tomara en cuenta el peso propio de la vigueta; en la segunda etapa se toma en cuenta peso de la vigueta más el peso de proceso de construcción de la losa.

La fase final de igual manera tendrá dos etapas, en la primera se tomará en cuenta que el hormigón de la losa ha fraguado y junto con la vigueta ya han formado una sección compuesta; y para la segunda etapa se utilizara la carga de servicio.

4.3.2.2.1. Cálculo de esfuerzos en etapa inicial

- **Cálculo de esfuerzos admisibles**

Se determina la resistencia del hormigón inicial:

$$f'c \text{ inicial} = 0.7 f'c \quad (102)$$

$$f'c \text{ inicial} = 0.7 (500) = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Se determinan los esfuerzos admisibles a tracción y compresión en la etapa inicial del hormigón.

$$Fci = 0.6 (f'c i) \quad (103)$$

$$Fti = 0.25 \sqrt{f'c i} \quad (104)$$

Tabla 41

Esfuerzos admisibles en etapa inicial del hormigón

Esfuerzos Admisibles			
Fase Inicial	Fti	14.79	kg/cm ²
	Fci	210.00	kg/cm ²

- **Cálculo del área de presfuerzo y excentricidad**

Se usan hilos con un diámetro de 7 mm y un área de sección de 38.5 mm².

Alambres para pretensión						
Diámetro nominal	Área aprox.	Área mínima	Carga mínima de rotura	Carga mínima al 1% deformación	Alargamiento despues de rotura	Masa aproximada
[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[%]	[kg / km]
5,00	19,60	19,20	33,70	30,30	5,00	154
6,00	28,30	27,80	48,70	43,80	5,00	222
7,00	38,50	37,90	64,50	58,00	5,00	302

* Norma ASTM A- 421 - Se dispone de otros diámetros previa consulta con nuestro departamento técnico.

Figura 158. Área del cable de presfuerzo de 7mm de diámetro.

Fuente: Ideal Alambrec

Se procede a calcular la excentricidad, donde se utiliza solo la altura de la viga sin la losa para la primera etapa de cálculo.

$$e = C_i - \frac{\sum (A_{ps} \text{ por fila }_i) \cdot (\text{distancia aculada }_i)}{A_{ps} \text{ total}} \quad (105)$$

Donde, C_i es la distancia al centro de gravedad desde el límite inferior; A_{ps} por fila es el área de presfuerzo por fila; distancia acumulada se refiere a la distancia desde el límite inferior a cada fila de presfuerzo; y A_{ps} total es el área de presfuerzo total.

Tabla 42

Excentricidad acero de presfuerzo para subsuelo 1 y 2

Fila (de abajo hacia arriba)	# Cables o torones	As para fila (cm ²)	Distancia entre cables (cm)	Distancia acumulada (cm)
1	4	1.54	10	10
2	4	1.54	3.5	13.5
3	4	1.54	3.5	17
Aps total (cm²)	12	4.62	Excentricidad (cm)	5.50

- **Cálculo de la fuerza de presfuerzo mínima**

Se calcula el valor de la fuerza de presfuerzo inicial mínima, $P_{i_{min}}$, para determinar una sección de acero de presfuerzo aproximada, para lo cual se toma en cuenta un porcentaje de pérdida del tensado del cable. En la parte inicial se considera la mitad de la pérdida esperada, la cual varía del 10% al 17%.

$$P_{i_{min}} = \frac{P_{e_{min}}}{1 - \% \text{ pérdida asumida inicial}} \quad (106)$$

$$\% \text{ pérdida asumida inicial} = \frac{16\%}{2} = 8\%$$

Donde, $P_{e_{min}}$ es la fuerza de presfuerzo final mínima, la cual se determina con la siguiente fórmula:

$$P_{e_{min}} = \frac{\frac{Mc_1}{Wi} - f_{ti}}{\frac{1}{A} + \frac{e}{Wi}} \quad (107)$$

Donde, Mc_1 es el momento de carga muerta más carga viva de proceso constructivo; A es el área de la sección transversal; e representa la excentricidad propuesta de los alambres de presfuerzo; f_{ti} es la fuerza de tracción inicial del hormigón; y Wi es el módulo resistente inferior.

Tabla 43

Análisis de cargas para la fase inicial, subsuelo 1 y 2

Análisis de cargas		
Espaciamiento entre vigas	1.6	m
Peso loseta	240.00	kg/m ²
Peso propio de la viga	200.64	kg/m
Carga viva proceso constructivo	200	kg/m ²
W total fase inicial	904.64	kg/m

Para determinar las propiedades del acero de presfuerzo nos guiamos en la tabla del código ACI 318-14, que muestra los esfuerzos máximos permisibles a tracción en acero de presfuerzo, donde se selecciona el menor valor del esfuerzo máximo a tracción durante la etapa de tensionamiento.

Figura 159

Esfuerzo máximo permisible a tracción del acero de presfuerzo.

Tabla 20.3.2.5.1 — Esfuerzos máximos permisibles a tracción en aceros de presfuerzo

Etapa	Ubicación	Esfuerzo máximo a tracción	
Durante el tensionamiento	En el extremo del gato	Menor de:	$0.94 f_{py}$
			$0.8 f_{pu}$
			Máxima fuerza en el gato recomendada por el fabricante de los anclajes
Inmediatamente después de transferencia	En los anclajes y conectores de postensado	$0.7 f_{pu}$	

Nota. (ACI 318SUS-14, 2014)

Tabla 44

Propiedades del alambre de presfuerzo

Propiedades de los alambres			
Tipo de alambre	GR250		
f_{pu}	17500	kg/cm ²	
f_{py}	15750	kg/cm ²	
f_p	0.94 (f_{py})	14805	kg/cm ²
	0.8 (f_{pu})	14000	kg/cm ²
f_p adoptado	14000	kg/cm ²	

La fuerza de presfuerzo inicial obtenida se calcula como sigue:

$$P_{i \text{ obtenido}} = A_{ps \text{ total}} \cdot (f_p \text{ adoptado}) \quad (108)$$

Donde, Aps total es el área de presfuerzo total y fp adoptado es el esfuerzo máximo permisible a tracción en acero de presfuerzo adoptado.

Posteriormente se procede a determinar si la fuerza de presfuerzo inicial obtenida es mayor a la fuerza de presfuerzo inicial requerida.

Tabla 45

Fuerza de presfuerzo inicial requerida para subsuelo 1 y 2

Cálculo de Pi requerido		
Perdida etapa inicial	8.00%	
Pe min inicial	54541.08	kg
Pi min inicial (Pe intermedio)	59283.79	kg
# de alambres	12	
Diámetro del torón	7	mm
Aps alambre	0.385	cm ²
Aps Total	4.618	cm ²
Pi obtenido	64654	kg
Pi obtenido > Pi requerido	OK	

- **Revisión de esfuerzos en apoyos y centro de luz**

Los esfuerzos en apoyos y centros de luz tanto superiores como inferiores, se determinan con las siguientes ecuaciones para la primera etapa (inicial):

$$\text{Centro de Luz} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{s_{inicial}} = -\frac{P_{i \text{ obt}}}{A_{viga}} + \frac{P_{i \text{ obt}} \cdot e}{W_s} - \frac{M_{c_2 \text{ inicial}}}{W_s} \\ \text{Inferior} \quad f_{l_{inicial}} = -\frac{P_{i \text{ obt}}}{A_{viga}} - \frac{P_{i \text{ obt}} \cdot e}{W_i} + \frac{M_{c_2 \text{ inicial}}}{W_i} \end{array} \right. \quad (109)$$

$$(110)$$

$$\text{Apoyos} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{s_{inicial}} = -\frac{P_{i \text{ obt}}}{A_{viga}} + \frac{P_{i \text{ obt}} \cdot e}{W_s} \\ \text{Inferior} \quad f_{l_{inicial}} = -\frac{P_{i \text{ obt}}}{A_{viga}} - \frac{P_{i \text{ obt}} \cdot e}{W_i} \end{array} \right. \quad (111)$$

$$(112)$$

Para la segunda etapa (intermedia se tiene):

$$\text{Centro de Luz} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{Sintermedio} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga}} + \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Ws} - \frac{Mc_2_{interm.}}{Ws} \quad (113) \\ \text{Inferior} \quad f_{Iintermedio} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga}} - \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Wi} + \frac{Mc_2_{interm.}}{Wi} \quad (114) \end{array} \right.$$

$$\text{Apoyos} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{Sintermedio} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga}} + \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Ws} \quad (115) \\ \text{Inferior} \quad f_{Iintermedio} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga}} - \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Wi} \quad (116) \end{array} \right.$$

Donde, $Mc_2_{inicial}$ es el momento de peso propio de la vigueta y $Mc_2_{intermedio}$ es el momento de carga muerta más carga viva de proceso constructivo, por lo tanto es igual a $Mc_1_{intermedio}$.

Si los esfuerzos obtenidos son mayores que cero, estos deben ser menores que los esfuerzos admisibles a tracción, caso contrario si los esfuerzos obtenidos son menores que cero, estos deben ser menores que los esfuerzos admisibles a compresión.

Tabla 46

Control de esfuerzos fase inicial para subsuelo 1 y 2

Control de Esfuerzos - Fase Inicial			
Mc₂ Inicial	160,512.0	kg-cm	
Mc₂ Intermedio = Mc₁ Intermedio	723,712.0	kg-cm	
I Etapa (inicial)	fs (centro de luz)	-40.492	kg/cm ² OK
	fi (centro de luz)	-114.183	kg/cm ² OK
	fs (apoyo)	-10.18	kg/cm ² OK
	fi (apoyo)	-144.50	kg/cm ² OK
II Etapa (intermedia)	fs (centro de luz)	-146.049	kg/cm ² OK
	fi (centro de luz)	3.748	kg/cm ² OK
	fs (apoyo)	-10.18	kg/cm ² OK
	fi (apoyo)	-144.50	kg/cm ² OK

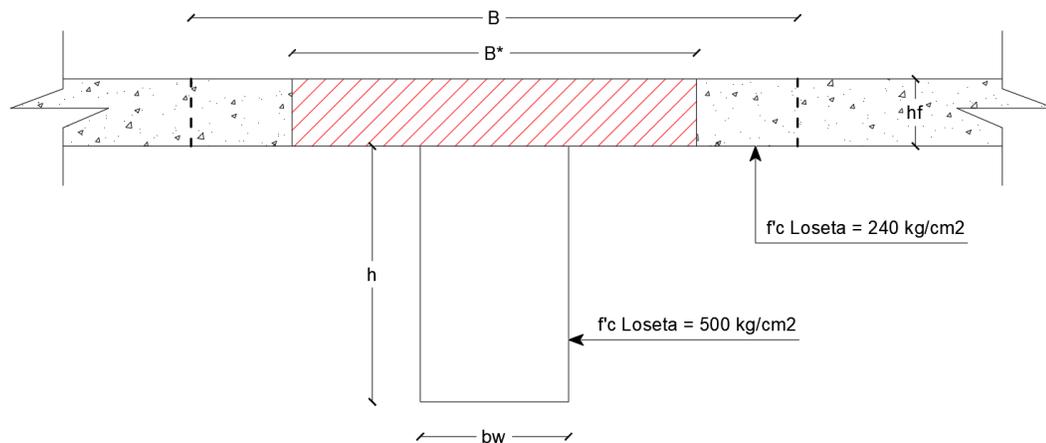
4.3.2.2.2. Cálculo de esfuerzos en etapa final

- **Sección final compuesta**

Cuando el hormigón de la losa ha fraguado y por la utilización de conectores de corte, estos dos elementos vigueta y losa ahora forman una sola sección compuesta; debido a que el hormigón de la losa tiene un diferente módulo de elasticidad E que el de la vigueta, para formar un solo cuerpo se debe convertir todo a un solo material.

Figura 160

Sección compuesta vigueta presforzada



Donde, B es el ancho de losa para sección compuesta y B^* es el ancho efectivo de losa. El ancho B de la losa para la sección compuesta está determinado por el valor mínimo de las siguientes ecuaciones:

$$B \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{4} \\ \text{Separación entre ejes de viga} \end{array} \right. \quad (118)$$

$$bw + 12 hf \quad (117)$$

Para poder determinar el ancho efectivo de la losa B^* debemos calcular la relación de módulos de elasticidad de loseta y de vigueta.

$$n = \frac{E \text{ loseta}}{E \text{ viga}} \quad (119)$$

$$n = \sqrt{\frac{f'c \text{ loseta}}{f'c \text{ viga}}} \quad (120)$$

$$B^* = n \cdot B \quad (121)$$

Tabla 47

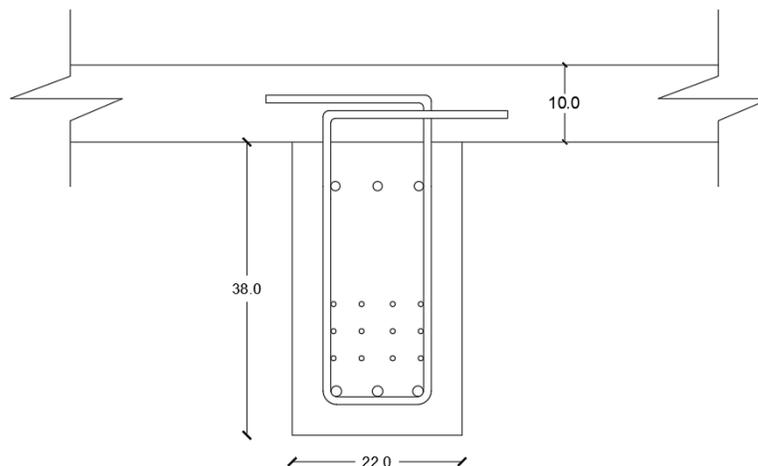
Ancho efectivo B^* , subsuelo 1 y 2

Calculo Ancho Efectivo			
L	8		m
Separación	1.60		m
bw	0.22		m
hf	0.10		m
f'c	240	500	kg/cm ²
E	230252.04	332340.19	kg/cm ²
B losa	1.42		m
n	0.69		
B*	0.984		m

Por lo tanto la sección compuesta viga-loseta con un ancho efectivo de la losa B^* de 0.984 m, queda constituido de la siguiente manera:

Figura 161

Sección compuesta viga-loseta subsuelos 1 y 2



A continuación se muestran las propiedades y el cálculo de la excentricidad para la sección compuesta obtenida.

Tabla 48

Propiedades de la sección compuesta para subsuelo 1 y 2

Área	1819.80	cm ²
Centro Gravedad	31.97	cm
Cs	16.03	cm
Ci	31.97	cm
Iyo	2229648.224	cm ⁴
Inercia	369120.26	cm ⁴
Ws	23033.51	cm ³
Wi	11544.16	cm ³

Tabla 49

Excentricidad acero de presfuerzo de la sección compuesta para subsuelo 1 y 2

Fila (de abajo hacia arriba)	# Cables o torones	As para fila	Distancia entre cables	Distancia acumulada
1	4	1.54	10	10
2	4	1.54	3.5	13.5
3	4	1.54	3.5	17
Aps	12	4.62	Excentricidad	18.47

- **Cálculo de esfuerzos admisibles**

Se determinan los esfuerzos admisibles a tracción y compresión en la etapa final del hormigón.

$$f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fc = 0.45 (f'c) \quad (122)$$

$$Ft = 0.5\sqrt{f'c} \quad (123)$$

Tabla 50

Esfuerzos admisibles en etapa final del hormigón

Esfuerzos Admisibles			
Fase Final	Ft	35.36	kg/cm ²
	Fc	225.00	kg/cm ²

- **Cálculo de la fuerza de presfuerzo final**

Se realiza el cálculo utilizando el 100% de la pérdida asumida al inicio del diseño.

$$\% \text{ pérdida asumida inicial} = 16 \%$$

$$Pe = \frac{Pi \text{ obtenido}}{1 - \% \text{ pérdida asumida inicial}} \quad (124)$$

Tabla 51

Fuerza de presfuerzo final obtenida para subsuelo 1 y 2

Cálculo de Pe	
Perdida	16.00%
Pi obtenida	64654.0 kg
Pe intermedio (8% pérdida)	59481.7 kg
Pe final	54309.3 kg

Una vez obtenida la fuerza de presfuerzo final, se procede a realizar el análisis de cargas para la fase final.

Tabla 52

Análisis de cargas para la fase final subsuelo 1 y 2

Análisis de cargas		
Espaciamiento entre vigas	1.6	m
Peso loseta	240.00	kg/m ²
Peso acabados	69.00	kg/m ²
Peso propio de la viga	200.64	kg/m
Carga viva	400	kg/m ²
W total fase inicial	1335.04	kg/m

- **Revisión de esfuerzos en apoyos y centro de luz**

Para la etapa I (intermedia) se tiene:

$$\text{Centro de Luz} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{S_{interm.}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga \text{ final}}} + \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Ws} - \frac{MC1_{interm.}}{Ws} \quad (125) \\ \text{Inferior} \quad f_{I_{interm.}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga \text{ final}}} - \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Wi} + \frac{MC1_{interm.}}{Wi} \quad (126) \end{array} \right.$$

$$\text{Apoyos} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{S_{interm.}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga \text{ final}}} + \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Ws} \quad (128) \\ \text{Inferior} \quad f_{I_{interm.}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga \text{ final}}} - \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Wi} \quad (127) \end{array} \right.$$

Para la etapa II (final) se tiene:

$$\text{Centro de Luz} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{S_{final}} = -\frac{Pe_{final}}{A_{viga \text{ final}}} + \frac{Pe_{final} \cdot e}{Ws} - \frac{MC1_{final}}{Ws} \quad (130) \\ \text{Inferior} \quad f_{I_{final}} = -\frac{Pe_{final}}{A_{viga \text{ final}}} - \frac{Pe_{final} \cdot e}{Wi} + \frac{MC1_{final}}{Wi} \quad (129) \end{array} \right.$$

$$\text{Apoyos} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{S_{final}} = -\frac{Pe_{final}}{A_{viga \text{ final}}} + \frac{Pe_{final} \cdot e}{Ws} \quad (131) \\ \text{Inferior} \quad f_{I_{final}} = -\frac{Pe_{final}}{A_{viga \text{ final}}} - \frac{Pe_{final} \cdot e}{Wi} \quad (132) \end{array} \right.$$

Donde, $Mc_{1 \text{ intermedio}}$ es igual a $Mc_{2 \text{ intermedio}}$, el cual es el momento de carga muerta más carga viva de proceso constructivo, y $Mc_{1 \text{ final}}$ es el momento por carga de servicio.

Si los esfuerzos obtenidos son mayores que cero, estos deben ser menores que los esfuerzos admisibles a tracción, caso contrario si los esfuerzos obtenidos son menores que cero, estos deben ser menores que los esfuerzos admisibles a compresión.

Tabla 53

Control de esfuerzos fase final para subsuelo 1 y 2

Control de Esfuerzos - Fase Final			
MC2 Intermedio = MC1 Intermedio		73,712.0	kg-cm
MC1 Final		1,068,032.0	kg-cm
I Etapa (Intermedia)	fs (centro de luz)	-16.40	kg/cm ² OK
	fi (centro de luz)	-65.19	kg/cm ² OK
	fs (apoyo)	15.02	kg/cm ² OK
	fi (apoyo)	-127.88	kg/cm ² OK
II Etapa (Final)	fs (centro de luz)	-32.65	kg/cm ² OK
	fi (centro de luz)	-24.24	kg/cm ² OK
	fs (apoyo)	13.72	kg/cm ² OK
	fi (apoyo)	-116.76	kg/cm ² OK

4.3.3. Pre diseño viguetas pretensadas para planta tipo

Se propone la siguiente sección rectangular, además de la utilización de alambres de 7 mm de diámetro para su diseño.

Figura 162

Sección transversal vigueta de presfuerzo planta tipo

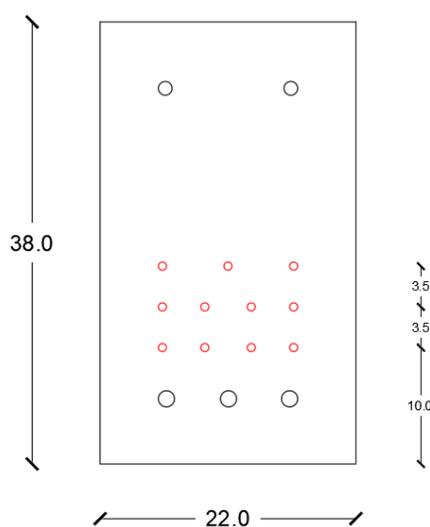


Tabla 54

Propiedades de la sección rectangular para la planta tipo

Área	836	cm ²
Centro Gravedad	19.00	cm
Cs	19.00	cm
Ci	19.00	cm
Iyo	402394.67	cm ⁴
Inercia	100598.67	cm ⁴
Ws	5294.67	cm ³
Wi	5294.67	cm ³

4.3.3.1. Separación mínima de alambres

Se mantiene la misma separación obtenida para las viguetas pretensadas del Subsuelo 1 y 2.

4.3.3.2. Cálculo de esfuerzos en etapa inicial

- **Cálculo de esfuerzos Admisibles**

$$f'c \text{ inicial} = 0.7 (500 \text{ kg/cm}^2) = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fci = 0.6 (f'c i) \tag{103}$$

$$Fti = 0.25 \sqrt{f'c i} \tag{104}$$

Tabla 41

Esfuerzos admisibles en etapa inicial del hormigón

Esfuerzos Admisibles			
Fase Inicial	Ft	14.79	kg/cm ²
	Fc	210.00	kg/cm ²

- **Cálculo del área de presfuerzo y Excentricidad**

Se utiliza hilos con un diámetro de 7 mm y un área de sección de 38.5 mm² al igual que las vigas para los subsuelos 1 y 2. Se procede a calcular la excentricidad, donde se utiliza solo la altura de la viga sin la losa para la primera etapa de cálculo.

$$e = C_i - \frac{\sum (A_{ps} \text{ por fila } i) \cdot (\text{distancia aculada } i)}{A_{ps} \text{ total}} \quad (105)$$

Tabla 55

Excentricidad acero de presfuerzo para planta tipo

Fila (de abajo hacia arriba)	# Cables o torones	As para fila (cm ²)	Distancia entre cables (cm)	Distancia acumulada (cm)
1	4	1.54	10	10
2	4	1.54	3.5	13.5
3	3	1.15	3.5	17
Aps (cm²)	11	4.23	Excentricidad (cm)	5.82

- **Cálculo de la fuerza de presfuerzo mínima**

$$\% \text{ pérdida asumida inicial} = \frac{14}{2} = 7.00 \%$$

$$P_{i_{min}} = \frac{P_{e_{min}}}{1 - \% \text{ pérdida asumida inicial}} \quad (106)$$

$$P_{e_{min}} = \frac{\frac{M_{c_1}}{W_i} - f_{ti}}{\frac{1}{A} + \frac{e}{W_i}} \quad (107)$$

Donde, M_{c_1} es el momento de carga muerta más carga viva de proceso constructivo; A es el área de la sección transversal; e es la excentricidad propuesta de los alambres de presfuerzo; f_{ti} es la fuerza de tracción inicial del hormigón; y W_i es el módulo resistente inferior.

Tabla 56

Análisis de cargas para la fase inicial planta tipo

Análisis de cargas		
Espaciamiento entre vigas	1.6	m
Peso loseta	240.00	kg/m ²
Peso propio de la viga	200.64	kg/m
Carga viva proceso constructivo	200.00	kg/m ²
W total fase inicial	904.64	kg/m

Se determinan los esfuerzos máximos permisibles a tracción en acero de presfuerzo, donde se selecciona el menor valor del esfuerzo máximo a tracción durante la etapa de tensionamiento.

Tabla 44

Propiedades del alambre de presfuerzo

Propiedades de los alambres			
Tipo de alambre	GR250		
fpu	17500	kg/cm ²	
fp_y	15750	kg/cm ²	
fp	0.94 (fp_y)	14805	kg/cm ²
	0.8 (fp_u)	14000	kg/cm ²
fp adoptado	14000	kg/cm ²	

La fuerza de presfuerzo inicial obtenida se calcula como sigue:

$$P_{i \text{ obtenido}} = A_{ps \text{ total}} \cdot (fp \text{ adoptado}) \quad (108)$$

Posteriormente se procede a determinar si la fuerza de presfuerzo inicial obtenida es mayor a la fuerza de presfuerzo inicial requerida.

Tabla 57

Fuerza de presfuerzo inicial requerida para plata tipo

Cálculo de Pi requerido		
Pérdida	7.00%	
Pe min inicial	53112.95	kg
Pi min inicial (Pe intermedio)	57110.70	kg
# de alambres	11	
Diámetro del torón	7	mm
Aps alambre	0.385	cm ²
Aps Total	4.233	cm ²
Pi obtenido	59266	kg
Pi obtenido > Pi requerido	OK	

- **Revisión de esfuerzos en apoyos y centro de luz**

Para elementos pretensados es importante controlar los esfuerzos producidos en los apoyos, ya que al ser la vigueta simplemente apoyada el momento por peso propio será cero en los extremos y debido a que la configuración del cable es un eje recto esto produce momento de presfuerzo a lo largo de toda la vigueta, creando grandes esfuerzos en esta zona que deben ser controlados.

Para la primera etapa (inicial):

$$\text{Centro de Luz} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{s_{inicial}} = -\frac{P_i \text{ obt}}{A_{viga}} + \frac{P_i \text{ obt} \cdot e}{W_s} - \frac{M_{c_2 \text{ inicial}}}{W_s} \quad (109) \\ \text{Inferior} \quad f_{i_{inicial}} = -\frac{P_i \text{ obt}}{A_{viga}} - \frac{P_i \text{ obt} \cdot e}{W_i} + \frac{M_{c_2 \text{ inicial}}}{W_i} \quad (110) \end{array} \right.$$

$$\text{Apoyos} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{s_{inicial}} = -\frac{P_i \text{ obt}}{A_{viga}} + \frac{P_i \text{ obt} \cdot e}{W_s} \quad (111) \\ \text{Inferior} \quad f_{i_{inicial}} = -\frac{P_i \text{ obt}}{A_{viga}} - \frac{P_i \text{ obt} \cdot e}{W_i} \quad (112) \end{array} \right.$$

Para la segunda etapa (intermedia se tiene):

$$\text{Centro de Luz} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{s_{intermedio}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga}} + \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Ws} - \frac{Mc_2_{interm.}}{Ws} \quad (113) \\ \text{Inferior} \quad f_{i_{intermedio}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga}} - \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Wi} + \frac{Mc_2_{interm.}}{Wi} \quad (114) \end{array} \right.$$

$$\text{Apoyos} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{s_{intermedio}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga}} + \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Ws} \quad (115) \\ \text{Inferior} \quad f_{i_{intermedio}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga}} - \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Wi} \quad (116) \end{array} \right.$$

Donde, $Mc_2_{inicial}$ es el momento de peso propio de la vigueta y $Mc_2_{intermedio}$ es el momento de carga muerta más carga viva de proceso constructivo, por lo tanto es igual a $Mc_1_{intermedio}$.

Si los esfuerzos obtenidos son mayores que cero, estos deben ser menores que los esfuerzos admisibles a tracción, caso contrario si los esfuerzos obtenidos son menores que cero, estos deben ser menores que los esfuerzos admisibles a compresión.

Tabla 58

Control de esfuerzos fase inicial para planta tipo

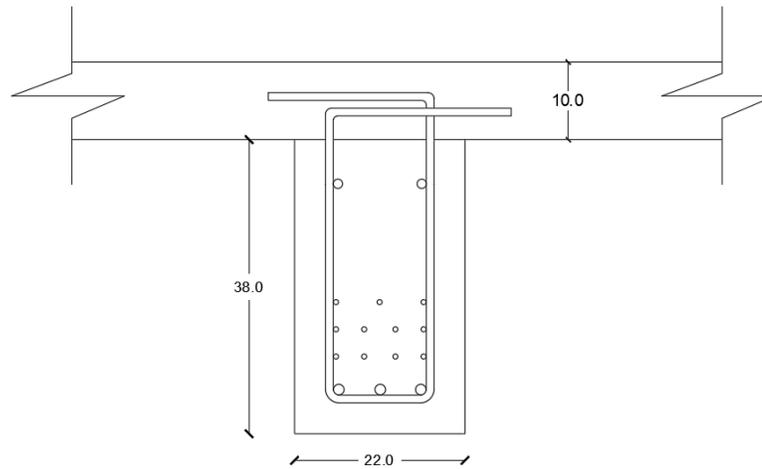
Control de Esfuerzos - Fase Inicial			
Mc₂ Inicial		160,512.0	kg-cm
Mc₂ Intermedio = Mc₁ Intermedio		723,712.0	kg-cm
I Etapa (inicial)	fs (centro de luz)	-36.082	kg/cm ² OK
	fi (centro de luz)	-105.703	kg/cm ² OK
	fs (apoyo)	-5.77	kg/cm ² OK
	fi (apoyo)	-136.02	kg/cm ² OK
II Etapa (intermedia)	fs (centro de luz)	-142.050	kg/cm ² OK
	fi (centro de luz)	10.190	kg/cm ² OK
	fs (apoyo)	-5.77	kg/cm ² OK
	fi (apoyo)	-136.02	kg/cm ² OK

4.3.3.3. Cálculo de esfuerzos en la etapa final

- Sección final compuesta

Figura 163

Sección compuesta vigueta - loseta planta tipo



El ancho B de la loseta para la sección compuesta está determinado por el valor mínimo de las siguientes ecuaciones:

$$B \begin{cases} \frac{L}{4} & (1331) \\ \text{Separación entre ejes de viga} \\ bw + 12 hf & (118) \end{cases}$$

Se determina el ancho efectivo de la losa B^* :

$$n = \frac{E_{\text{loseta}}}{E_{\text{vigueta}}} \quad (119)$$

$$n = \sqrt{\frac{f'c_{\text{loseta}}}{f'c_{\text{vigueta}}}} \quad (120)$$

$$B^* = n \cdot B \quad (121)$$

Tabla 59

Ancho efectivo B^* planta tipo

Cálculo Ancho Efectivo			
L	8		m
Separación entre viguetas	1.60		m
bw	0.22		m
hf	0.10		m
f'c	240	500	kg/cm ²
E	230252.04	332340.19	kg/cm ²
B losa	1.42		m
n	0.69		
B*	0.984		m

A continuación, se muestran las propiedades y el cálculo de la excentricidad para la sección compuesta obtenida.

Tabla 60

Propiedades de la sección compuesta para planta tipo

Área	1819.80	cm ²
Centro Gravedad	31.97	cm
Cs	16.03	cm
Ci	31.97	cm
Iyo	2229648.224	cm ⁴
Inercia	369120.26	cm ⁴
Ws	23033.51	cm ³
Wi	11544.16	cm ³

Tabla 61

Excentricidad acero de presfuerzo de la sección compuesta para planta tipo

Fila (de abajo hacia arriba)	# Cables o torones	As para fila (cm ²)	Distancia entre cables (cm)	Distancia acumulada (cm)
1	4	1.54	10	10
2	4	1.54	3.5	13.5
3	3	1.15	3.5	17
Aps (cm²)	11	4.23	Excentricidad (cm)	18.79

- **Cálculo de esfuerzos admisibles**

$$f'c = 500 \frac{kg}{cm^2}$$

$$Fc = 0.45 (f'c) \quad (122)$$

$$Ft = 0.5\sqrt{f'c} \quad (123)$$

Tabla 50

Esfuerzos admisibles en etapa final del hormigón

Esfuerzos Admisibles			
Fase Final	Ft	35.36	kg/cm ²
	Fc	225.00	kg/cm ²

- **Cálculo de la fuerza de presfuerzo final**

Se procede a realizar el cálculo utilizando el 100% de la pérdida asumida al inicio del diseño.

$$\% \text{ pérdida asumida inicial} = 14 \%$$

$$Pe = \frac{Pi \text{ obtenido}}{1 - \% \text{ pérdida asumida inicial}} \quad (124)$$

Tabla 62

Fuerza de presfuerzo final obtenida para planta tipo

Cálculo de Pe	
Pérdida	14.00%
Pi obtenida	59266.1 kg
Pe intermedio (6.5% pérdida)	55117.5 kg
Pe final	50968.9 kg

Una vez obtenida la fuerza de presfuerzo final, se procede a realizar el análisis de cargas para la fase final.

Tabla 63

Análisis de cargas para la fase final planta tipo

Análisis de cargas		
Espaciamiento entre vigas	1.6	m
Peso loseta	240.00	kg/m ²
Peso acabados	277.00	kg/m ²
Peso propio de la viga	200.64	kg/m
Carga muerta sin viga	827.20	kg/m
Carga viva	200	kg/m ²
W total fase inicial	1347.84	kg/m

- Revisión de esfuerzos en apoyos y centro de luz

Para la etapa I (intermedia) se tiene:

$$\text{Centro de Luz} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{S_{interm.}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga \text{ final}}} + \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Ws} - \frac{MC1_{interm.}}{Ws} \quad (134) \\ \text{Inferior} \quad f_{I_{interm.}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga \text{ final}}} - \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Wi} + \frac{MC1_{interm.}}{Wi} \quad (135) \end{array} \right.$$

$$\text{Apoyos} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{S_{interm.}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga \text{ final}}} + \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Ws} \quad (137) \\ \text{Inferior} \quad f_{I_{interm.}} = -\frac{Pe_{interm.}}{A_{viga \text{ final}}} - \frac{Pe_{interm.} \cdot e}{Wi} \quad (136) \end{array} \right.$$

Para la etapa II (final) se tiene:

$$\text{Centro de Luz} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{S_{final}} = -\frac{Pe_{final}}{A_{viga \text{ final}}} + \frac{Pe_{final} \cdot e}{Ws} - \frac{MC1_{final}}{Ws} \quad (138) \\ \text{Inferior} \quad f_{I_{final}} = -\frac{Pe_{final}}{A_{viga \text{ final}}} - \frac{Pe_{final} \cdot e}{Wi} + \frac{MC1_{final}}{Wi} \quad (139) \end{array} \right.$$

$$\text{Apoyos} \left\{ \begin{array}{l} \text{Superior} \quad f_{S_{final}} = -\frac{Pe_{final}}{A_{viga \text{ final}}} + \frac{Pe_{final} \cdot e}{Ws} \quad (141) \\ \text{Inferior} \quad f_{I_{final}} = -\frac{Pe_{final}}{A_{viga \text{ final}}} - \frac{Pe_{final} \cdot e}{Wi} \quad (140) \end{array} \right.$$

Donde, $Mc_{1\text{intermedio}}$ es igual a $Mc_{2\text{intermedio}}$, el cual es el momento de carga muerta más carga viva de proceso constructivo, y $Mc_{1\text{final}}$ es el momento por carga de servicio.

Si los esfuerzos obtenidos son mayores que cero, estos deben ser menores que los esfuerzos admisibles a tracción, caso contrario si los esfuerzos obtenidos son menores que cero, estos deben ser menores que los esfuerzos admisibles a compresión.

Tabla 64

Control de esfuerzos fase final para planta tipo

Control de Esfuerzos - Fase Final			
MC2 Intermedio= MC1 Intermedio		723,712.0	kg-cm
MC1 Final		1,078,272.0	kg-cm
I Etapa	fs (centro de luz)	-16.74	kg/cm ² OK
	fi (centro de luz)	-57.32	kg/cm ² OK
	fs (apoyo)	14.68	kg/cm ² OK
	fi (apoyo)	-120.01	kg/cm ² OK
II Etapa	fs (centro de luz)	-33.24	kg/cm ² OK
	fi (centro de luz)	-17.58	kg/cm ² OK
	fs (apoyo)	13.58	kg/cm ² OK
	fi (apoyo)	-110.98	kg/cm ² OK

4.3.4. Pre diseño vigas principales metálicas

Sobre las vigas principales actúan las fuerzas puntuales transmitidas por las viguetas presforzadas. Para el pre diseño se toman los valores de estas reacciones y se calculan las vigas principales, las cuales presentan un modelo en el que se encuentran empotradas por lo que se generan también momentos negativos en los nudos.

Se ejemplifica el predimensionamiento de la viga principal ubicada en el subsuelo 2, se encuentra en el eje 3 entre los ejes C y D, tiene una longitud de 7,76 m.

A cada lado de la viga intermedia se encuentran 4 viguetas presforzadas simplemente apoyadas.

- **Reacciones Vigas Presforzada**

$CM = \text{Peso propio de la losa} + \text{carga acabados subsuelo 2}$

$$CM = 240 \text{ Kg/m}^2 + 69 \text{ Kg/m}^2 = 309 \text{ Kg/m}^2$$

$$CV = 400 \text{ Kg/m}^2$$

Para obtener la carga mayorada por metro cuadrado de losa, se toma la siguiente combinación de carga del método ACI.

$$U = 1.2D + 1.6L \quad (10)$$

$$U = 1.2(309 \text{ Kg/m}^2) + 1.6(400 \text{ Kg/m}^2)$$

$$U = 1010.8 \text{ Kg/m}^2$$

Al multiplicar por el ancho cooperante se obtiene la carga uniformemente distribuida que actúa sobre la viga secundaria.

$$qu = 1010.8 \text{ Kg/m}^2 * 1.60\text{m} = 1617.28 \text{ kg/m}$$

El peso del perfil VK480X180X6X10 es de 49.93 kg/m, el cual se debe añadir a la carga distribuida lineal.

$$qu = 1.62 + 0.049 = 1.67 \text{ Tn/m}$$

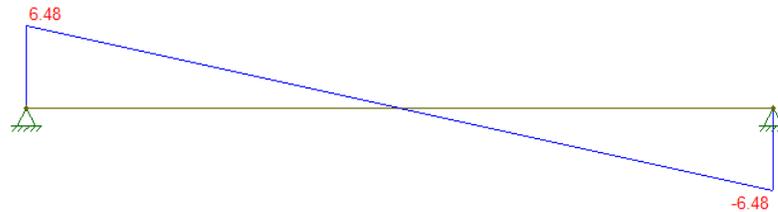
Con este valor se procede a obtener la reacción en cada apoyo que pasará a ser una fuerza actuante sobre la viga principal.

$$R_u = \frac{wL}{2} \quad (12)$$

$$R_u = \frac{1.67 \text{ Tn/m} * 7.76 \text{ m}}{2} = 6.48 \text{ Tn}$$

Figura 164

Reacción en los apoyos en vigueta



Debido a que a cada lado de la viga intermedia se encuentran 4 viguetas simplemente apoyadas, la carga puntual por la vigueta determinada anteriormente debe ser duplicada, por lo tanto $R_u = 12.96 \text{ Tn}$.

Figura 165

Cargas puntuales debido a viguetas aplicadas en viga principal



Se determina el momento máximo positivo, donde el número de vanos es $n=5$.

$$M_{u(+)} \max = \frac{n^2 - 1}{12n} Fl \quad (142)$$

$$M_{u(+)} \max = \frac{5^2 - 1}{12 * 5} * 12.96 \text{ Tn} * 7.1 \text{ m} = 36.81 \text{ Tn.m}$$

Figura 166

Diagrama de momentos en viga principal



Se determina el módulo plástico requerido de la sección.

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi f_y} \quad (13)$$

$$Z_{x_{req}} = \frac{36.81 \text{ Tn.m} * 10^5}{0.9 * 3515.35 \text{ kg/cm}^2} = 1163.47 \text{ cm}^3$$

El módulo plástico de la sección VK 480X180X6X10 de 1163.4 cm^3 , es el que más se acerca al módulo plástico requerido. La sección presenta las siguientes propiedades:

Figura 167

Propiedades de la sección VK480X180X6X10

	d	480	mm
	bf	180	mm
	tw	6	mm
	tf	10	mm
	A	6360	mm ²
	I _x	2475.1×10^5	mm ⁴
	Z _x	1163.4×10^3	mm ³
	I _y	97.3×10^5	mm ⁴
	Z _y	162.0×10^3	mm ³
	P	49.93	Kg/m

Nota. (Kubiec, 2018)

Una vez realizado el pre diseño para las vigas principales en cada piso, se obtuvieron las siguientes secciones a usarse en el modelamiento de la edificación, diferenciadas por color.

Figura 168

Viguetas, vigas intermedias y principales para subsuelo 2

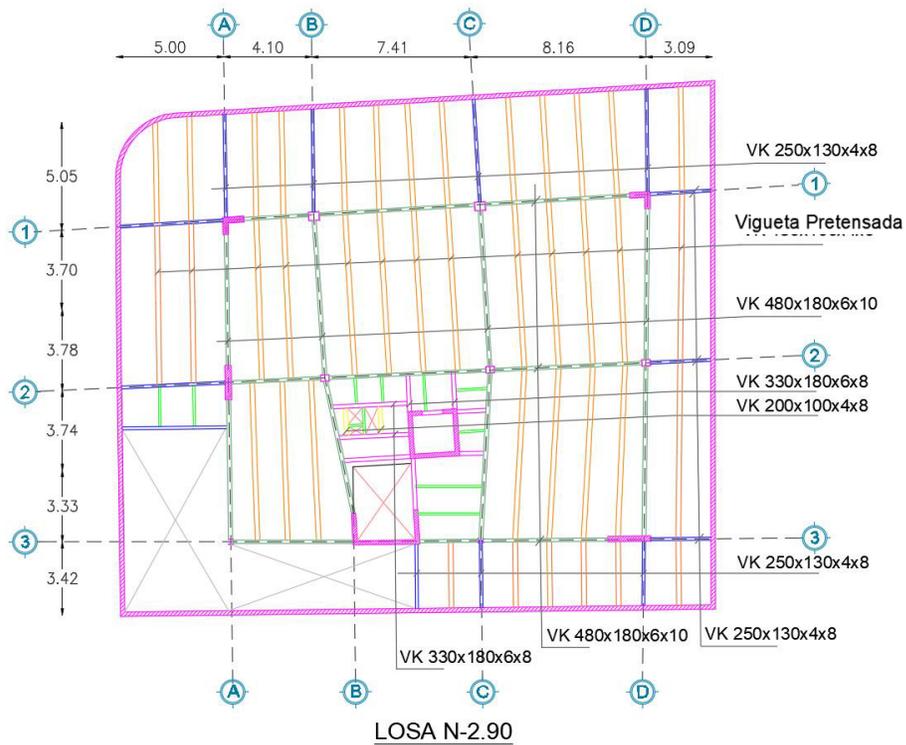


Figura 169

Perfiles usados para subsuelo 2

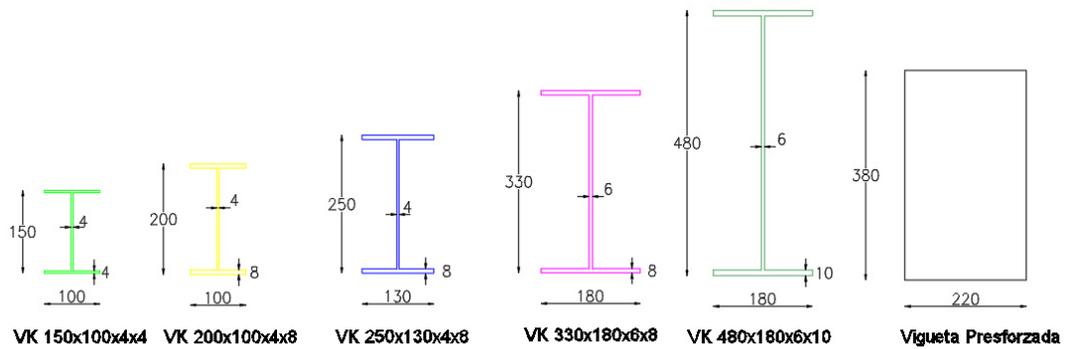


Figura 170

Viguetas, vigas intermedias y principales para subsuelo 1

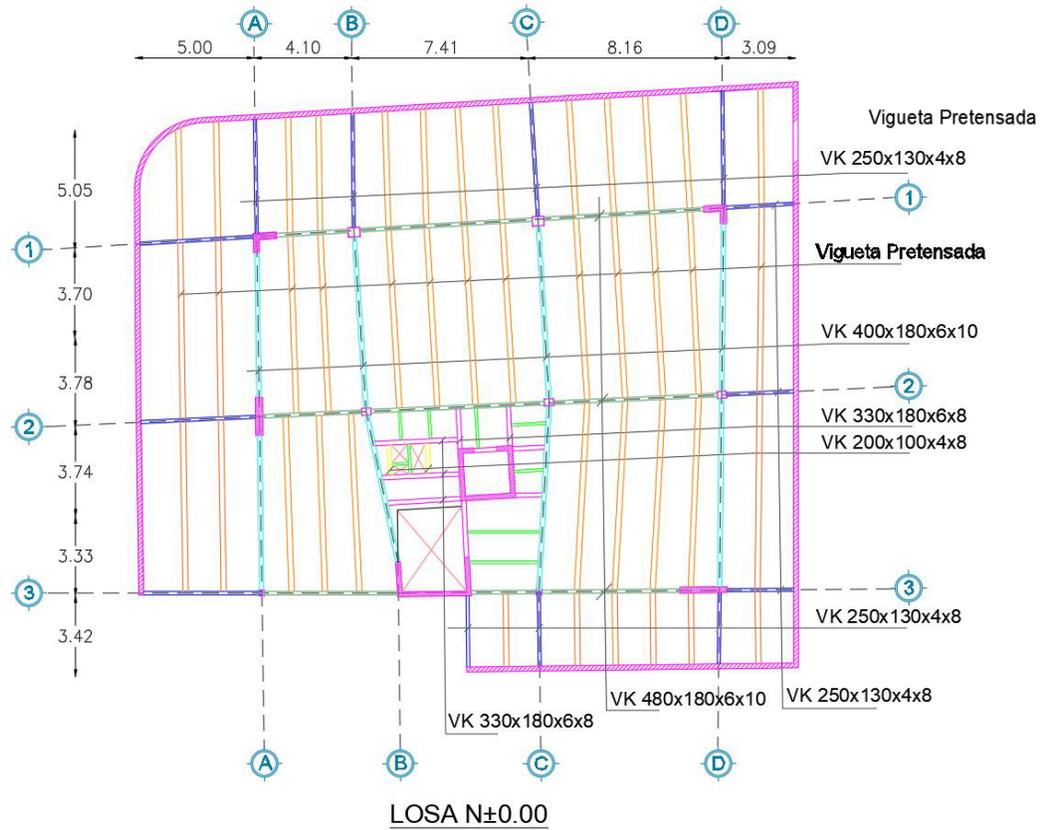


Figura 171

Perfiles usados para subsuelo 1

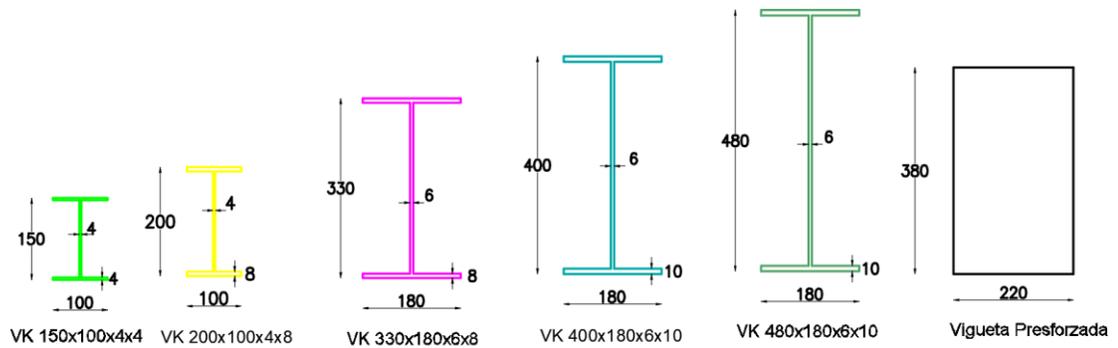


Figura 172

Viguetas, vigas intermedias y principales para planta tipo

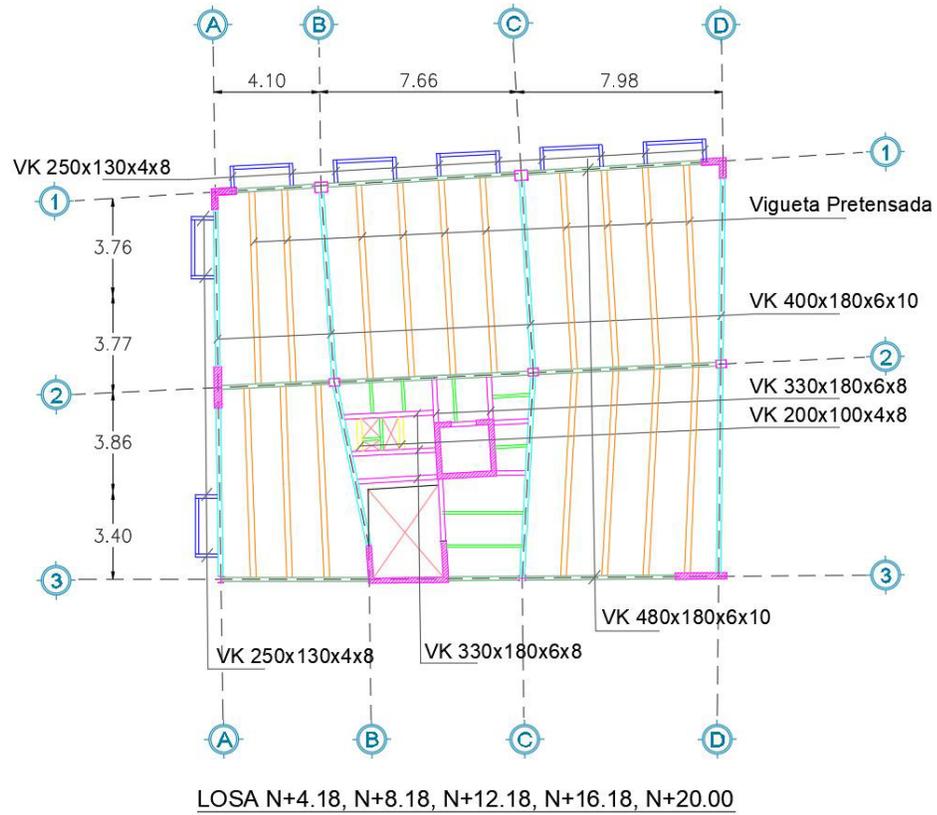


Figura 173

Perfiles usados para planta tipo

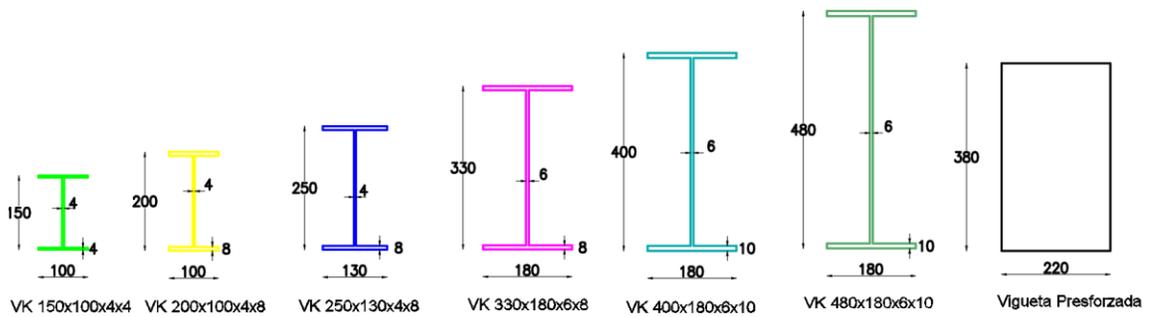
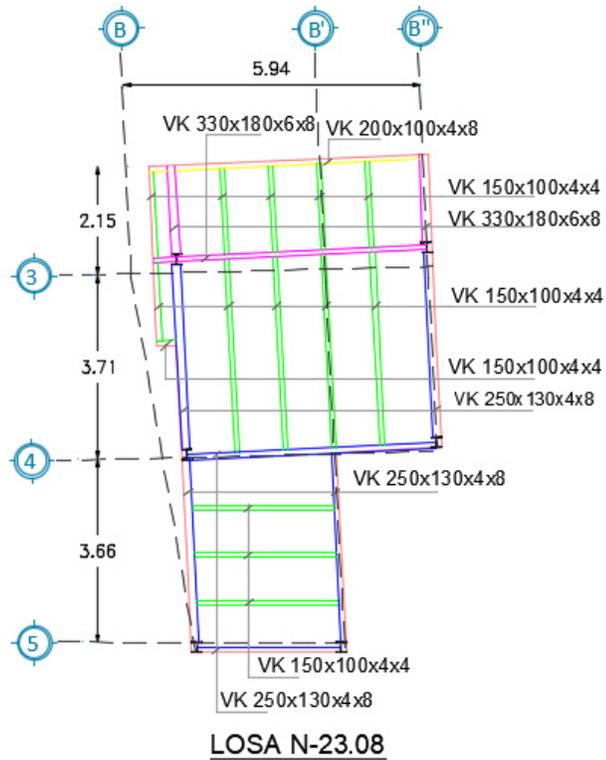
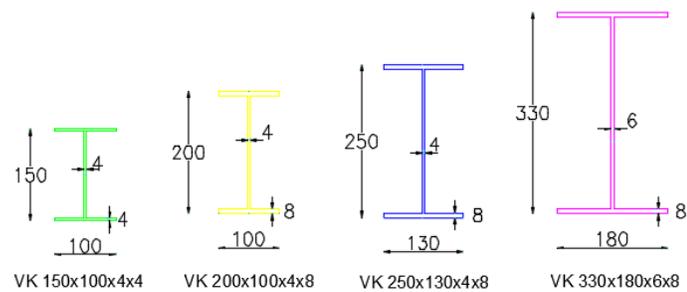


Figura 174

Viguetas y vigas principales para tapagrada

**Figura 175**

Perfiles usados para tapagrada



4.3.5. Modelación de la edificación

Una vez concluido el predimensionamiento de los elementos, se procede a modelar la estructura en el software de diseño Etabs con el objetivo de realizar el

análisis estático y pseudo dinámico. La configuración geométrica se obtiene de los planos arquitectónicos para posteriormente ingresar las dimensiones de vigas, columnas, muros, losas, y las cargas determinadas en apartados anteriores, como se realizó en el capítulo anterior.

4.3.5.1. Definición de materiales

Se mantendrán las mismas propiedades de los materiales propuestos en el capítulo anterior, más el hormigón para las viguetas presforzadas.

Figura 176

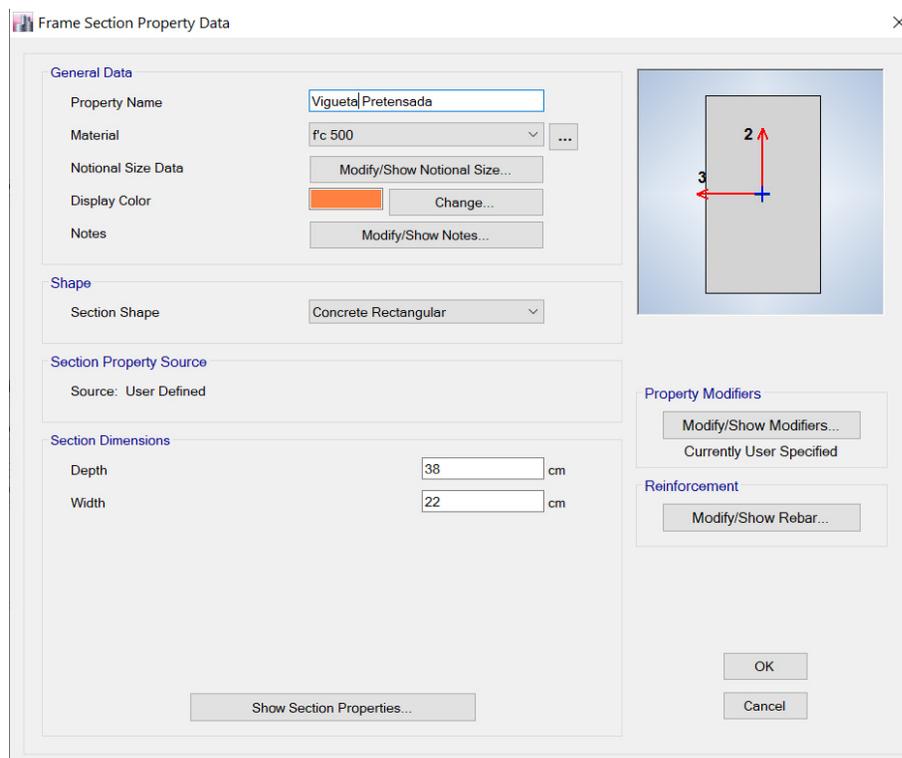
Propiedades del concreto

The figure displays two software dialog boxes for defining concrete material properties. The left dialog, titled "Material Property Data", is divided into several sections: "General Data" (Material Name: "fc 500", Material Type: "Concrete", Directional Symmetry Type: "Isotropic", Material Display Color: a grey swatch, Material Notes: "Modify/Show Notes..."), "Material Weight and Mass" (radio buttons for "Specify Weight Density" and "Specify Mass Density", Weight per Unit Volume: "2400" kgf/m³, Mass per Unit Volume: "0.245" tonf-s²/m³), "Mechanical Property Data" (Modulus of Elasticity, E: "335410.2" kgf/cm², Poisson's Ratio, U: "0.2", Coefficient of Thermal Expansion, A: "0.0000099" 1/C, Shear Modulus, G: "139754.25" kgf/cm²), "Design Property Data" (button: "Modify/Show Material Property Design Data..."), and "Advanced Material Property Data" (buttons: "Nonlinear Material Data...", "Material Damping Properties...", "Time Dependent Properties..."). The right dialog, titled "Material Property Design Data", shows "Material Name and Type" (Material Name: "fc 500", Material Type: "Concrete, Isotropic") and "Design Properties for Concrete Materials" (Specified Concrete Compressive Strength, f_c: "500" kgf/cm², "Lightweight Concrete" checkbox, Shear Strength Reduction Factor).

Nota. Etabs V.16.2.1

4.3.5.2. Definición de secciones a utilizar en la estructura

Se mantendrán las mismas secciones para los elementos los metálicos del capítulo anterior, más la sección de hormigón de las viguetas pretensadas.

Figura 177*Vigueta de Hormigón 22x38cm*

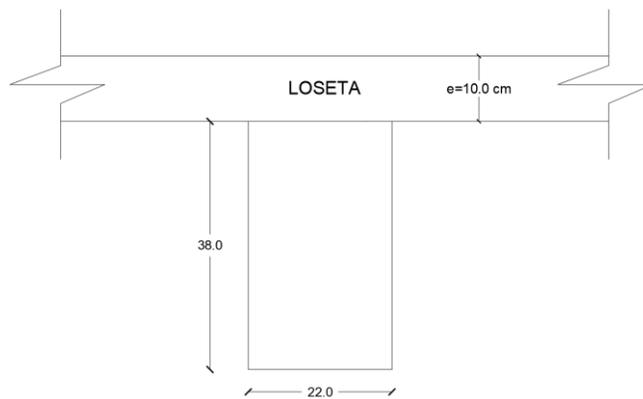
Nota. Etabs V.16.2.1

4.3.5.3. Definición de muros

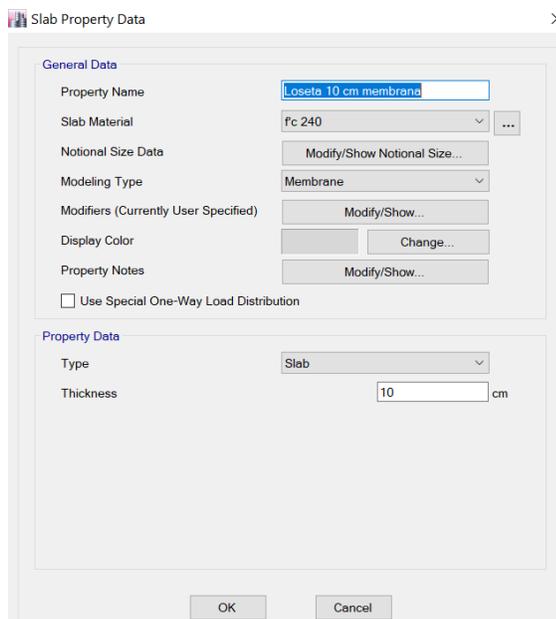
Se mantendrán las mismas secciones definidas en el capítulo anterior para las secciones de los muros.

4.3.5.4. Definición de la loseta de hormigón

La loseta de hormigón será de 10 cm de espesor como se especificó previamente en el predimensionamiento, para de esta manera garantizar la formación de una sección compuesta con la vigueta presforzada.

Figura 178**Geometría loseta**

La loseta se modela como tipo membrana automáticamente debido a que se aplican cargas perpendiculares a su plano con el objetivo de obtener una distribución correcta de las cargas hacia las vigas (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018). Se procede a introducir la sección en el software.

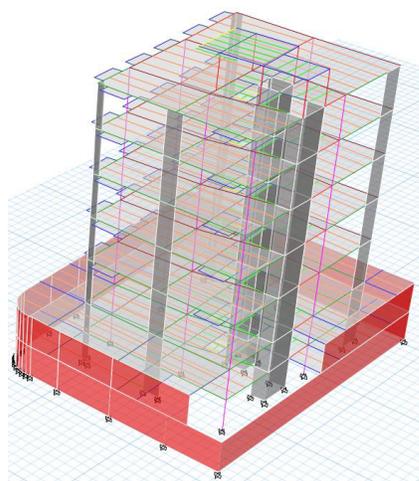
Figura 179**Geometría definida en Etabs**

Nota. Etabs V.16.2.1

Una vez asignadas las secciones de los elementos estructurales, tenemos definida la geometría de la edificación en el software.

Figura 180

Geometría definida en Etabs



Nota. Etabs V.16.2.1

4.3.5.5. Definición de patrones de carga

Los patrones de carga para el análisis del modelo serán los mismos definidos en el capítulo III, apartado 3.4.5.10.

4.3.5.6. Definición de cargas

Las cargas vivas y muertas para cada uno de los pisos serán las mismas definidas en el capítulo III, literal 3.4.5.11.

4.3.5.6.1. Carga sísmica

Este estado de carga representa las fuerzas laterales que actúan en la estructura, para lo cual es necesario determinar el cortante basal de diseño.

4.3.5.6.1.1. Cortante basal de diseño

Los parámetros requeridos para el cálculo del coeficiente de cortante basal se detallan en el apartado 3.4.5.11.3.1. En la tabla presentada a continuación se detallan

resultados obtenidos para el coeficiente de cortante basal (C) y el coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura (k).

Tabla 65

Cálculo de coeficientes C y k

Parámetro	Valor	Unidad
T _c	0.5647	seg
C _t	0.072	
α	0.8	
h _n	23.08	m
T	0.8870	seg
T > T _c		
S _a	0.7579	seg
V	0.1516*W	
Coeficiente de cortante basal C	0.1516	
Coeficiente k	1.1935	

Al definir las cargas sísmicas en la modelación de la estructura para el análisis estático, se usa la misma configuración definida en el apartado 3.4.5.11.3.1.

4.3.5.7. Análisis modal espectral

4.3.5.7.1. Asignación del espectro de diseño

Se usa la misma configuración definida en el capítulo III, apartado 3.4.5.12.1.

4.3.5.8. Casos de Diseño

Se utilizarán los mismos casos de diseño indicados en el capítulo III, apartado 3.4.5.13.

4.3.5.9. Combinaciones de Carga

Se utilizarán las mismas combinaciones de carga definidas en el capítulo III, apartado 3.4.5.14.

4.3.5.10. Definición de la carga sísmica reactiva

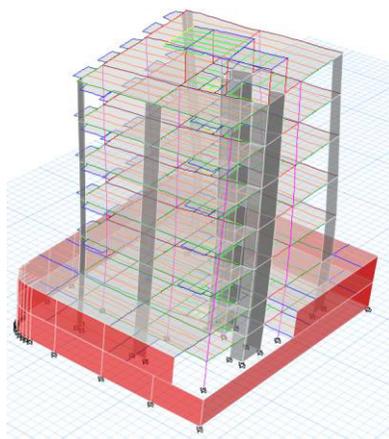
Se utilizarán la misma configuración establecida en el capítulo III, apartado 3.4.5.15.

4.3.6. Análisis de resultados de la modelación

Una vez definidas las secciones de los elementos estructurales y parámetros necesarios para el análisis se procede a correr la estructura.

Figura 181

Análisis de la estructura



Nota. Etabs V.16.2.1

4.3.6.1. Periodo de vibración

- **Método 1: Periodo de vibración**

En el capítulo anterior se determinó que el valor de T_a usando el método 1 es de 0.8870 seg.

- **Método 2: Periodo fundamental**

Tabla 66

Participación modal de masa

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	UZ
Modal	1	1.108	0.1429	0.1749	0
Modal	2	0.965	0.1258	0.2549	0
Modal	3	0.622	0.1828	0.0027	0

El valor del periodo fundamental determinado con el programa no debe ser mayor a:

$$1.3 * T_a = 1.3 * 0.887 \text{ seg} = 1.1531 \text{ seg}$$

$$1.108 \text{ seg} < 1.1531 \text{ seg} \quad OK$$

Por lo tanto, el periodo fundamental obtenido del análisis modal se encuentra dentro de los parámetros establecidos por la norma, lo cual indica que la edificación no rebasa los límites de flexibilidad ante la acción de un sismo de diseño (Antamba Rivas & Cuaical Quelal, 2018).

4.3.6.2. Ajuste del cortante basal

Se debe determinar el cortante basal estático multiplicando el coeficiente sísmico (C) por la carga sísmica reactiva. El coeficiente sísmico se obtuvo en el apartado 4.3.5.6.1.1, el cual tiene un valor de 0.1516, mientras que la carga sísmica reactiva (W) se obtiene del software estructural.

Figura 182

Obtención de la carga sísmica reactiva

Auto Seismic - User Coefficients											
1 of 6 Reload Apply											
	Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	SX	Seismic	X		<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	960.2979	145.5812
	SX	Seismic	X + Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	960.2979	145.5812
	SX	Seismic	X - Ecc. Y	5	<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	960.2979	145.5812
	SY	Seismic	Y		<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	960.2979	145.5812
	SY	Seismic	Y + Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	960.2979	145.5812
	SY	Seismic	Y - Ecc. X	5	<input type="checkbox"/>	TERRAZA	PISO 1	0.1516	1.1935	960.2979	145.5812

Nota. Etabs V.16.2.1

El cortante basal dinámico tanto en X como en Y se obtiene a partir de Etabs.

Figura 183

Cortante basal dinámico VX y VY

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
PISO 1	DX Max	Top	2.024E-05	113.3261	55.964	5756.0127	611.0938	1144.6397
PISO 1	DX Max	Bottom	2.024E-05	113.3261	55.964	5756.0127	837.4979	1573.45
PISO 1	DY Max	Top	1.254E-05	56.1583	113.0263	10157.9316	1111.1657	593.6747
PISO 1	DY Max	Bottom	1.254E-05	56.1583	113.0263	10157.9316	1525.6355	819.325

Nota. Etabs V.16.2.1

Se presenta el procedimiento para la obtención del factor de corrección del cortante basal dinámico.

Tabla 67

Corrección de cortante basal dinámico y factor de corrección

Corrección cortante basal dinámico		
Carga sísmica reactiva (W) (ETABS)	960.2979	Ton
Coefficiente Sísmico	0.1516	-
Cortante Calculado (W*Coef. sísmico)	145.58	Ton
80% Cortante estático	116.46	Ton
Cortante Dinámico VX (ETABS)	113.326	Ton
Cortante dinámico VX < 80% Cortante estático, se debe corregir		
Cortante Dinámico VY (ETABS)	113.026	Ton
Cortante dinámico VY < 80% Cortante estático, se debe corregir		
Factor de corrección		
VX estático/VX dinámico	1.0277	-
VY estático/VY dinámico	1.0304	-

Los cortantes basales dinámicos en X y Y no son mayores al 80% del cortante estático por lo tanto se va a proceder a corregir los cortantes en ambas direcciones. Para este fin se debe corregir la aceleración de la gravedad del espectro de respuesta,

multiplicando el factor de corrección para cada sentido del sismo por la aceleración de la gravedad.

Figura 184

Corrección de la aceleración de la gravedad para DX

Load Case Data

General

Load Case Name: DX Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO NEC 15	10.07

+ Add - Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms Modify/Show...

OK Cancel

Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 185

Corrección de la aceleración de la gravedad para DY

Nota. Etabs V.16.2.1

Realizadas las correcciones se procede a analizar el modelo y se verifica que los valores del cortante basal dinámico sean similares al cortante basal estático.

Figura 186

Valores corregidos del cortante basal estático y dinámico

Story Forces									
1 of 172 Reload Apply									
	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
	PISO 1	DX Max	Top	2.08E-05	116.4483	57.5059	5914.5967	627.93	1176.1757
	PISO 1	DX Max	Bottom	2.08E-05	116.4483	57.5059	5914.5967	860.5718	1616.8002
	PISO 1	DY Max	Top	1.292E-05	57.8775	116.4863	10468.8887	1145.181	611.8484
	PISO 1	DY Max	Bottom	1.292E-05	57.8775	116.4863	10468.8887	1572.3386	844.4064

Nota. Etabs V.16.2.1

4.3.6.3. Derivas máximas de piso

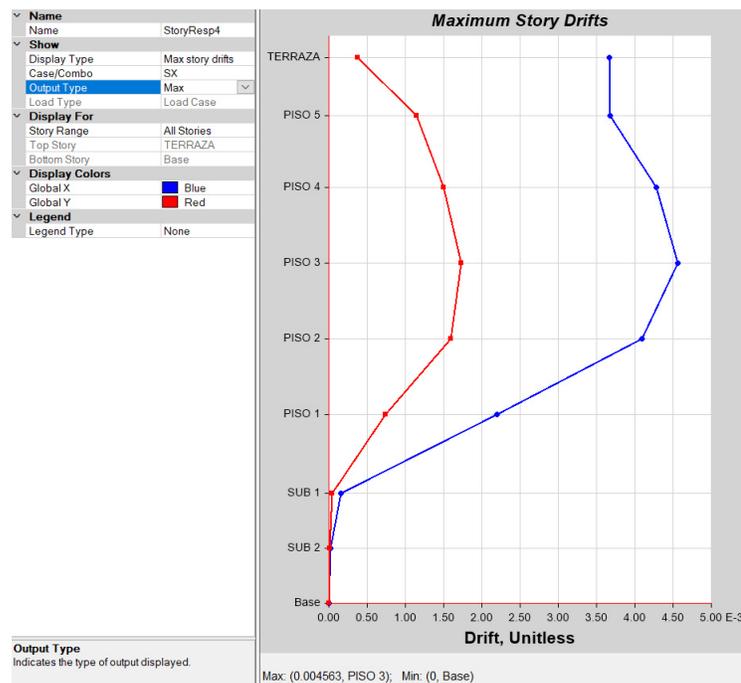
Las derivas máximas de piso se determinan de acuerdo a lo estipulado en el apartado 3.4.6.3.

- **Análisis estático lineal**

Deriva máxima de piso en dirección X:

Figura 187

Deriva máxima de piso en dirección X, análisis estático



Nota. Etabs V.16.2.1

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta(x) \quad (18)$$

$$\Delta_M = 0.75 * 5 * 0.004563$$

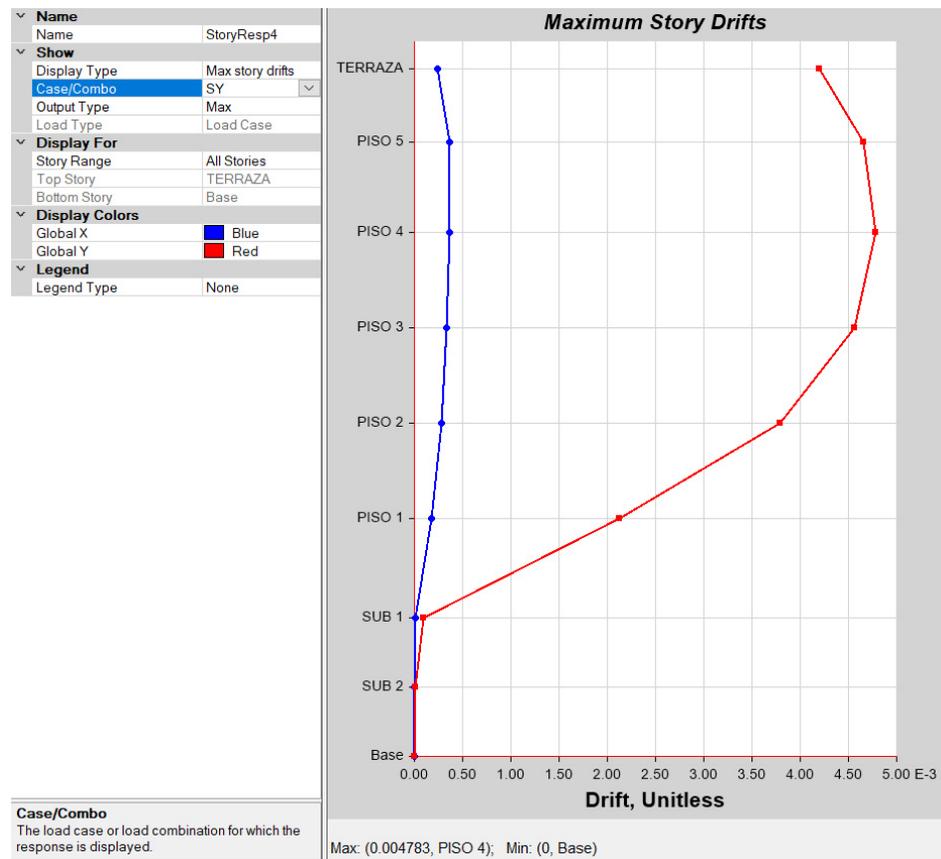
$$\Delta_M = 0.01711$$

1.71% < 2% ∴ Si cumple

Deriva máxima de piso en dirección Y:

Figura 188

Deriva máxima de piso en dirección Y, análisis estático



Nota. Etabs V.16.2.1

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta(y) \quad (18)$$

$$\Delta_M = 0.75 * 5 * 0.004783$$

$$\Delta_M = 0.01793$$

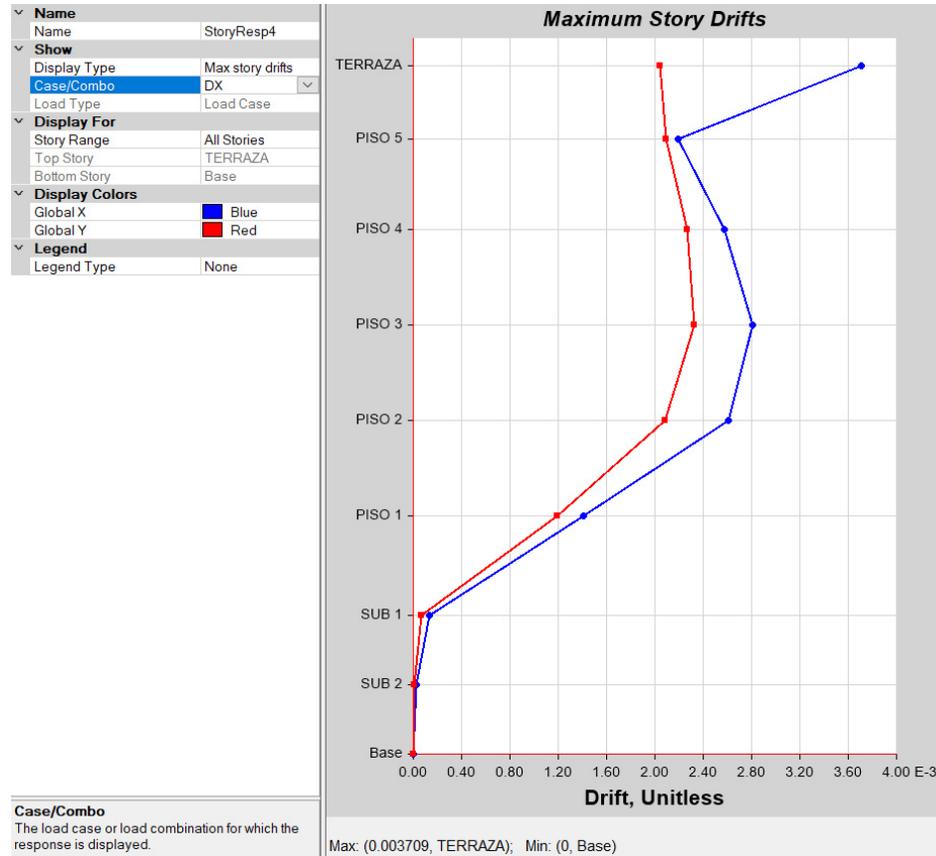
1.79% < 2% ∴ Si cumple

- **Análisis dinámico lineal**

Deriva máxima de piso en dirección X:

Figura 189

Deriva máxima de piso en dirección X, análisis dinámico



Nota. Etabs V.16.2.1

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta(x) \quad (18)$$

$$\Delta_M = 0.75 * 5 * 0.003709$$

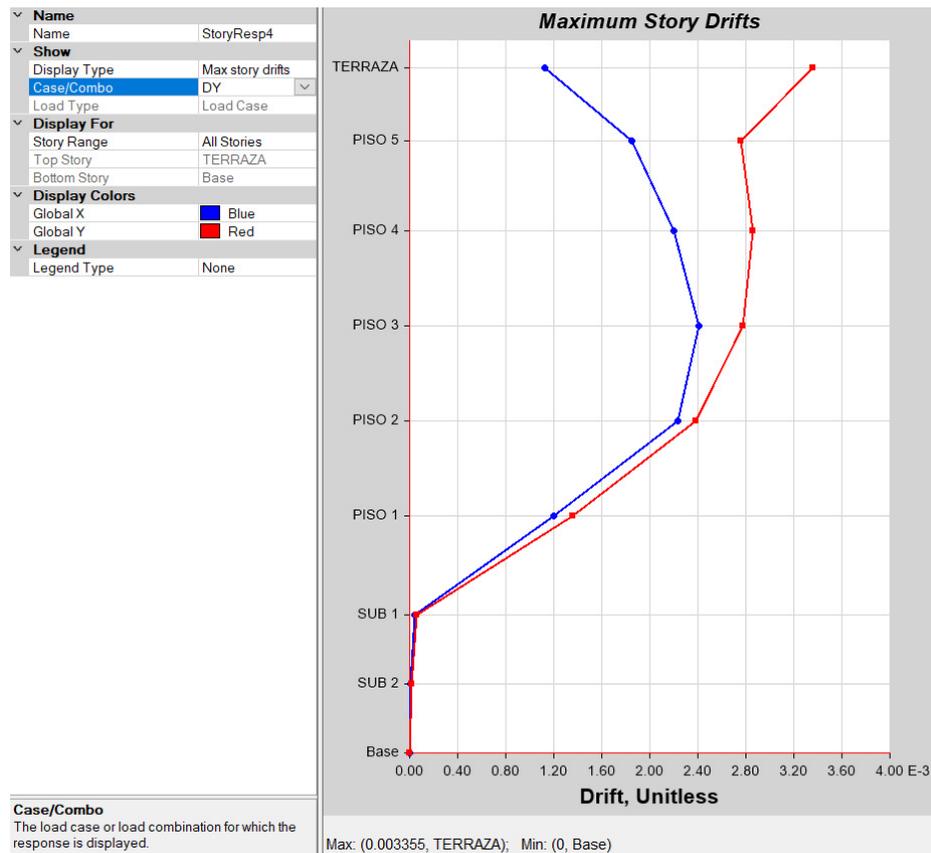
$$\Delta_M = 0.0139$$

1.39% < 2% ∴ Si cumple

Deriva máxima de piso en dirección Y:

Figura 190

Deriva máxima de piso en dirección Y, análisis dinámico



Nota. Etabs V.16.2.1

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta(y) \quad (18)$$

$$\Delta_M = 0.75 * 5 * 0.003355$$

$$\Delta_M = 0.01258$$

$$1.26\% < 2\% \quad \therefore \text{Si cumple}$$

Las derivas máximas de piso presentadas no sobrepasan el límite de deriva inelástica, lo que significa que cumplen con lo exigido por la norma NEC-SE-DS, de esta

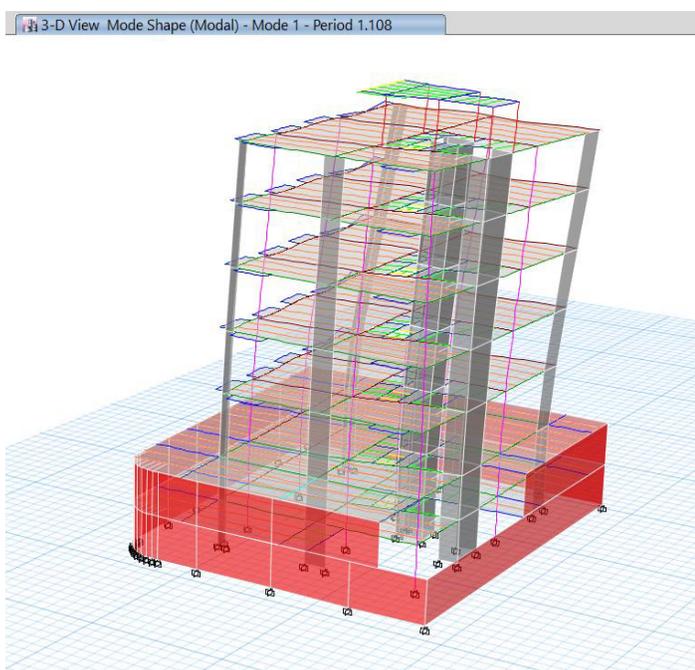
manera la estructura no presentará deformaciones excesivas que puedan ocasionar daños estructurales.

4.3.6.4. Participación modal

Se deben analizar los tres primeros modos de vibración ya que en estos interviene la mayor cantidad de masa. Los dos primeros modos deben ser traslacionales, mientras que el tercero debe ser rotacional.

Figura 191

Primer modo de vibración



Nota. Etabs V.16.2.1

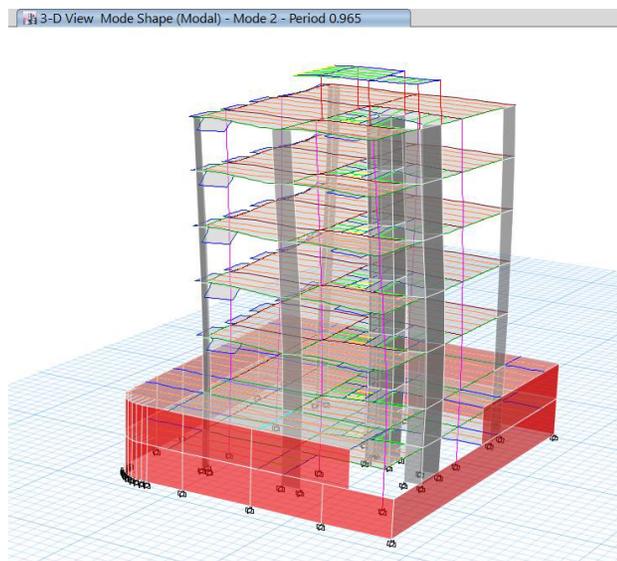
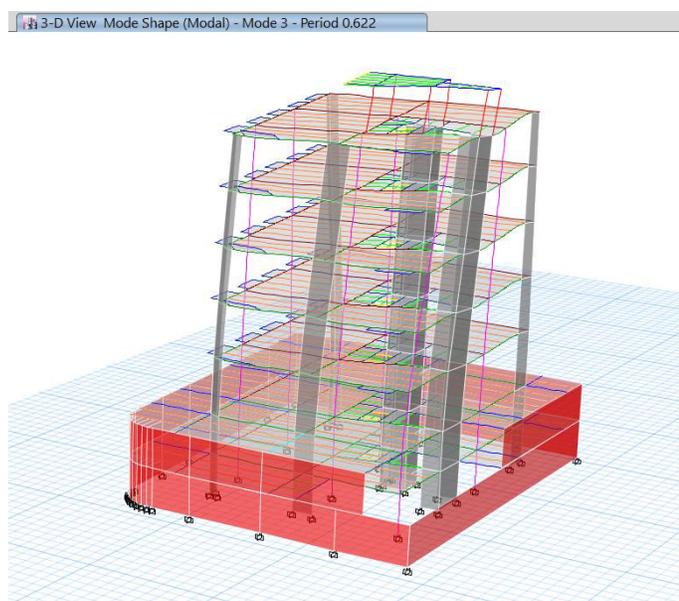
Figura 192*Segundo modo de vibración**Nota. Etabs V.16.2.1***Figura 193***Tercer modo de vibración**Nota. Etabs V.16.2.1*

Tabla 68

Participación modal

TABLA: Participación modal de masa								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	1.11	0.14	0.17	0.14	0.17	0.07	0.07
Modal	2	0.97	0.13	0.25	0.27	0.43	0.03	0.11
Modal	3	0.62	0.18	0.00	0.45	0.43	0.20	0.31
Modal	16	0.03	0.02	0.14	0.90	0.96	0.00	0.43
Modal	17	0.03	0.02	0.00	0.91	0.96	0.00	0.43
Modal	18	0.03	0.03	0.00	0.94	0.96	0.13	0.56
Modal	19	0.03	0.00	0.01	0.95	0.97	0.01	0.57
Modal	20	0.02	0.00	0.00	0.95	0.97	0.35	0.92
Modal	21	0.02	0.00	0.00	0.95	0.97	0.02	0.93
Modal	22	0.01	0.05	0.00	1.00	0.97	0.01	0.95
Modal	23	0.01	0.00	0.03	1.00	1.00	0.00	0.95
Modal	24	0.01	0.00	0.00	1.00	1.00	0.05	1.00

De esta tabla se puede concluir que el primer modo de vibración es traslacional en el sentido X, el segundo modo de vibración es traslacional en el sentido Y y el tercer modo de vibración es rotacional.

- **Traslación**

Sum UX: 100% > 90% ∴ CUMPLE

Sum UY: 100% > 90% ∴ CUMPLE

- **Rotación**

Sum RZ: 100% > 90% ∴ CUMPLE

4.3.7. Secciones finales de elementos estructurales

Una vez que se ha comprobado que las secciones cumplen con los parámetros establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, se definen las secciones finales para vigas metálicas y viguetas pretensadas.

Figura 196

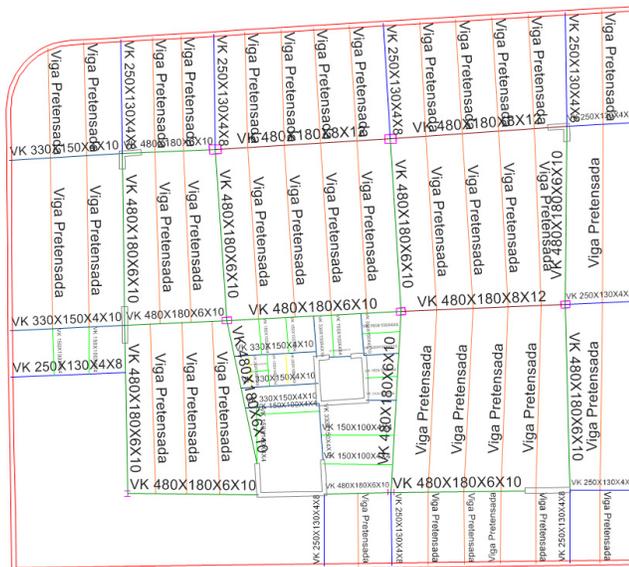
Secciones finales de vigas y viguetas - Subsuelo 1



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 197

Secciones finales de vigas y viguetas - Subsuelo 2



Nota. Etabs V.16.2.1

Las secciones de las columnas son iguales a las del modelo de sistema de entrepiso de losa colaborante sobre viguetas metálicas, mientras que las secciones de las columnas compuestas variaron. En este caso todas las columnas compuestas adoptan la sección de C40x50x8mm de espesor; estas varían ya que como se tenía previsto el peso de este modelo aumentó debido a la loseta, lo que produciría un aumento en la fuerza axial hacia las columnas.

4.3.8. Comprobación de elementos estructurales

Mediante la utilización del programa Etabs se comprueban que los ratios o la relación demanda/capacidad no presenten un valor superior a 1.

Se muestran los ratios de esfuerzo para vigas metálicas y los ratios de deflexión por carga total para viguetas.

Figura 198

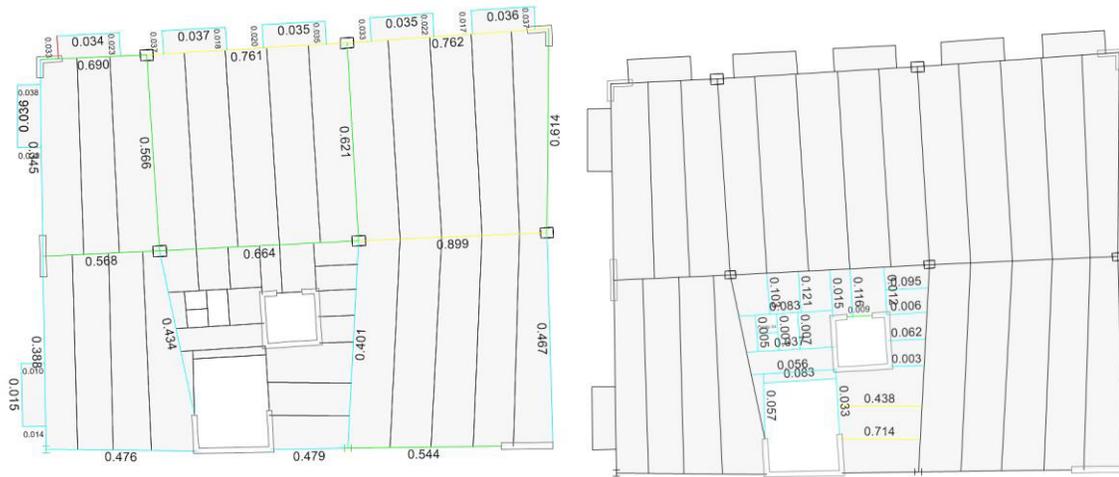
Relaciones Demanda/Capacidad en tapagrada



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 199

Relaciones Demanda/Capacidad en losa tipo



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 200

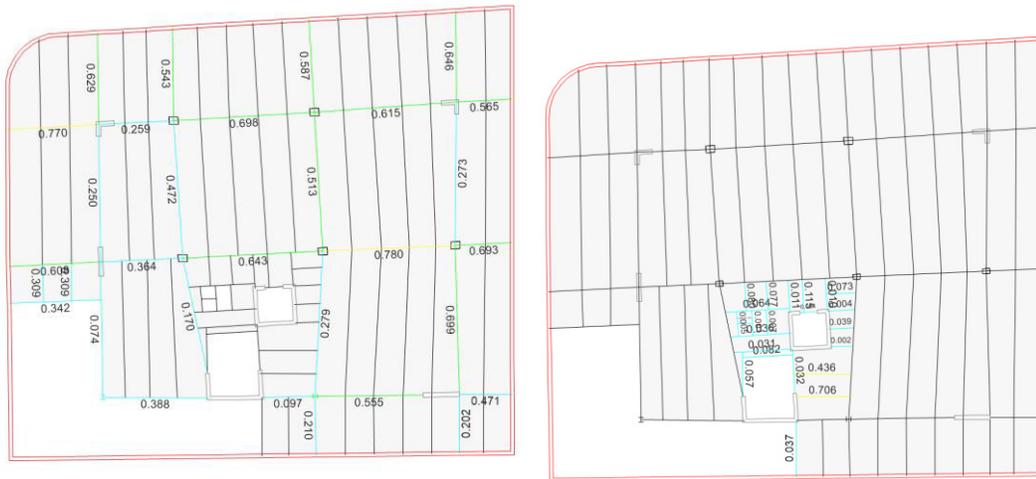
Relaciones Demanda/Capacidad en subsuelo 1



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 201

Relaciones Demanda/Capacidad en subsuelo 2

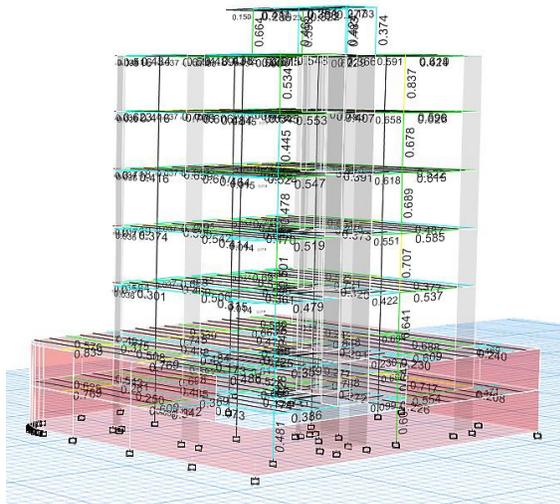


Nota. Etabs V.16.2.1

Posteriormente, se muestran los ratios de esfuerzo columnas metálicas y columnas compuestas.

Figura 202

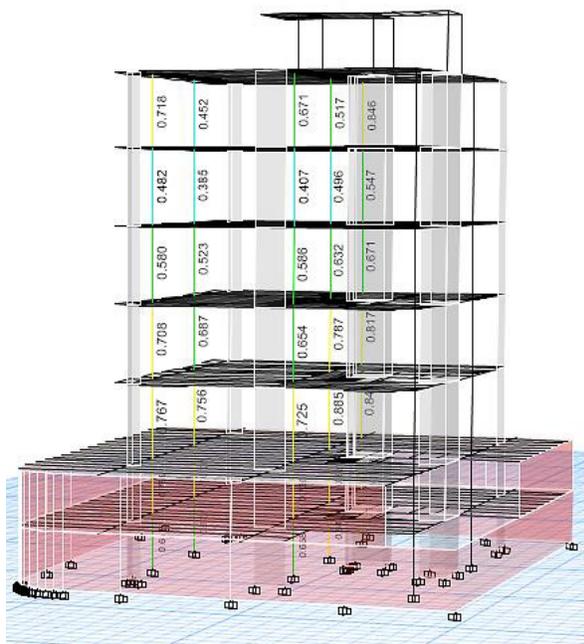
Relaciones Demanda/Capacidad en para columnas metálicas



Nota. Etabs V.16.2.1

Figura 203

Relaciones Demanda/Capacidad para columnas compuestas



Nota. Etabs V.16.2.1

4.3.9. Diseño viguetas pretensadas

Se realiza el diseño final de la vigueta presforzada tomando en cuenta que ya se formó la sección compuesta con la loseta, controlando deflexiones y pérdidas del pretensado.

4.3.9.1. Diseño de vigueta de subsuelo 1 y 2

4.3.9.1.1. Diseño por cortante

Para el diseño a corte se toma en cuenta el aporte tanto del hormigón como del acero.

$$V_u \leq \phi (V_c + V_s) \quad (143)$$

$$\phi = 0.75$$

Donde, V_u es el cortante último a distancia crítica; V_c es el cortante resistido por el hormigón; y V_s es el cortante resistido por el acero.

- **Cortante resistido por el hormigón**

El esfuerzo cortante que resiste el hormigón está dado por:

$$V_c = \left(0.05 \sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u dp}{M_u} \right) bw \cdot d \cdot 10 \quad (144)$$

Donde, f'_c es el esfuerzo a compresión del hormigón en Mpa; dp es la distancia del baricentro de la armadura de presfuerzo a la fibra más comprimida; M_u es el momento último a distancia crítica; bw es la base de la vigueta presforzada en cm; y d es la distancia del baricentro de la armadura de refuerzo a la fibra más comprimida en cm.

La relación $\frac{V_u dp}{M_u}$ no puede ser mayor a 1.0, de igual forma el valor de V_c se encuentra entre dos límites V_{c1} y V_{c2} que vienen determinados por las siguientes expresiones:

$$V_{c1} = 0.17 \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \quad (145)$$

$$V_{c2} = 0.42 \sqrt{f'_c} \cdot bw \cdot d \quad (146)$$

- **Cortante resistido por el acero**

Para determinar el cortante que el acero es capaz de resistir debemos determinar el área de acero transversal que se va a colocar en la viga.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (147)$$

Donde, f_y es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal; d es la distancia del baricentro de la armadura de refuerzo longitudinal a la fibra más

comprimida; s es la separación del refuerzo transversal, donde la separación máxima es de $0.75 h$; y A_v es el área de refuerzo transversal.

El área de acero transversal debe ser el mayor valor entre:

$$A_v \geq \begin{cases} A_{v1} = 0.0062 \sqrt{f'c} \frac{bw \cdot s}{f_y} & (150) \\ A_{v2} = 0.35 \frac{bw \cdot s}{f_y} & (149) \\ A_{v3} = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} \cdot s}{80 f_y} \sqrt{\frac{d}{bw}} & (148) \end{cases}$$

El cortante resistido por el acero no podrá sobrepasar el valor de:

$$V_s \leq 0.66 \sqrt{f'c} bw \cdot d \quad (151)$$

Para simplificar el cálculo de todos estos parámetros, se presenta a continuación una tabla de resumen.

Tabla 69

Diseño por cortante vigueta subsuelo 1 y 2

DISEÑO POR CORTANTE		
Carga Muerta	695.04	kg/m
Carga Viva	640	kg/m
Carga Mayorada (1.2CM+1.6CV)	1858.048	kg/m
V_u	7432.19	kg
d	33.40	cm
d_p	24.50	cm
$\frac{V_u \cdot d_p}{M_u}$	0.877	
V_c calculado	33516.10	kg
V_{c1}	8832.90	kg
V_{c2}	21822.45	kg
V_c asumido	21822.45	kg
S máx.	28.5	cm

DISEÑO POR CORTANTE CONTINUACIÓN		
S asumido	25	cm
A_{V1}	57.41	mm ²
A_{V2}	45.83	mm ²
A_{V3}	22.18	mm ²
Av asumido	57.41	mm ²
# ramales	2	
Diámetro varilla	8	mm
Vs obtenido	5640.99	kg
Vs máximo	34292.42	kg
Vs obtenido ≤ Vs máximo	OK	
$\emptyset (V_c + V_s)$	20597.58	kg
Evaluación final	Pasa	
$V_u \leq \emptyset (V_c + V_s)$		

4.3.9.1.2. Resistencia a flexión

La resistencia a la flexión está dado por:

$$\phi Mn \geq Mu \quad (152)$$

$$\phi = 0.90$$

El momento nominal resistente de la vigueta tiene el aporte tanto del acero de presfuerzo como el acero longitudinal de tracción. Se debe determinar el esfuerzo de presfuerzo como sigue:

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\frac{\rho_p \cdot f_{pu}}{f'c} \right] \right\} \quad (153)$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b d_p} \quad (154)$$

Donde, f_{ps} es el esfuerzo de presfuerzo; f_{pu} es el esfuerzo de presfuerzo último; β_1 representa las relaciones familiares entre la altura del bloque de esfuerzos y la distancia del eje neutro; γ_p es el factor del acero de presfuerzo igual a 0.28 para alambres de baja relajación; A_{ps} es el área del acero de presfuerzo; d_p es la altura

efectiva hasta el centroide del acero de presfuerzo; y b es el ancho de la cara a compresión.

A continuación se muestra una tabla que muestra los valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

Figura 204

Valores para β_1

Tabla 22.2.2.4.3 — Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto.

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Nota. (ACI 318SUS-14, 2014)

El valor de f_{ps} se debe encontrar entre límites de f_{pe} y f_{pu} , donde f_{pe} debe ser mayor igual que $0.5 f_{pu}$.

Al ser una viga rectangular se tiene que:

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \left(dp - \frac{a}{2} \right) \quad (155)$$

$$a = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \quad (156)$$

Para la altura efectiva dp se utiliza la distancia al centroide de la armadura de presfuerzo más el ancho de la loseta.

También existe un momento adicional de la armadura de refuerzo longitudinal.

$$M_n \text{ adicional} = A_s \cdot f_y \cdot d' \quad (157)$$

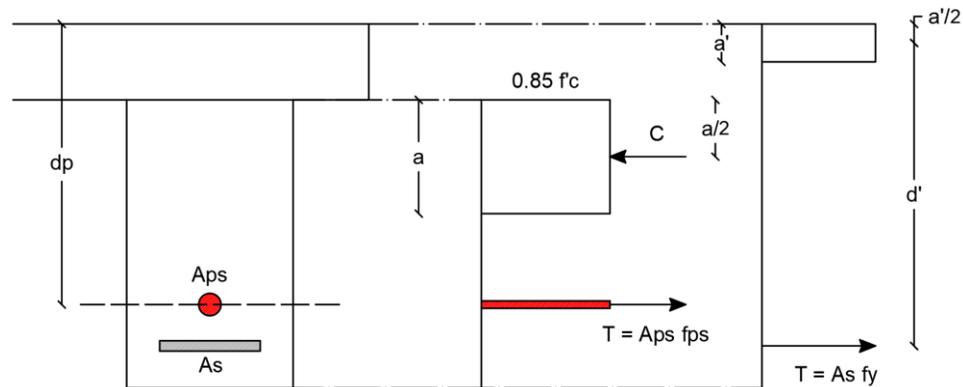
$$d' = h_{total} - a'/2 - \text{recubrimiento} \quad (158)$$

Donde:

$$a' = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot B^*} \quad (159)$$

Figura 205

Diagrama Momento Nominal



El acero máximo que se puede colocar es:

$$\frac{0.85 \cdot a}{dp} \leq 0.36 \beta_1 \quad (160)$$

Mientras que el acero mínimo que se puede colocar es:

$$\phi Mn \geq 1.2 M_{cr} \quad (161)$$

Donde:

$$M_{cr} = W_i \left[f_r + P_e \left(\frac{1}{A \text{ viga}} + \frac{e}{W_i} \right) \right] \quad (162)$$

$$f_r = 2 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (163)$$

Donde, W_i es el módulo resistente inferior final; P_e es la fuerza de presfuerzo final; A es el área de la sección transversal de la viga más losa; y e representa la excentricidad propuesta de los alambres de presfuerzo de la vigueta más losa.

El acero de tracción longitudinal a colocarse en la parte inferior de la vigueta está dado por la siguiente ecuación:

$$A_s \text{ tracción} = 0.004 \cdot \text{Área de la sección}/2 \quad (164)$$

Al tratarse de una viga rectangular y no una viga I chaflanada, el acero longitudinal superior de refuerzo A_{pw} será el mínimo.

$$A_{pw} = A_{ps} - A_{pf} \quad (165)$$

$$A_{pf} = 0 \text{ (viga rectangular)}$$

$$A_{pw} = A_{ps} \quad (166)$$

En la tabla presentada a continuación se determina la resistencia a la flexión de la sección compuesta.

Tabla 70

Diseño a flexión vigueta subsuelo 1 y 2

DISEÑO A FLEXIÓN		
As tracción (3Ø12mm)	3.39	cm ²
A _{pw} ((3Ø14mm)	4.618	cm ²
A _{ps}	4.618	cm ²
dp	24.50	cm
ρ_p	0.00857	
β_1	0.69	
f _{ps}	15379.20	kg/cm ²
bw	22.00	cm
B*	98.40	cm
a	7.60	cm
a'	0.34	cm
dp aumentado losa	34.50	cm
M _n	28051.39	kg-m
M _u (1.2CM+1.6CV)	14864.38	kg-m
$\emptyset M_n \geq M_u$ Pasa		

DISEÑO A FLEXIÓN CONTINUACIÓN		
Acero Máximo		
$\frac{0,85 \cdot a}{dp} \leq 0,36 * \beta 1$		
0.187	≤	0.249
OK		
Acero Mínimo		
$0,9 * Mn \geq 1,2 * Mcr$		
25246.25	≥	22369.61
OK		

4.3.9.1.3. Chequeo de deflexiones

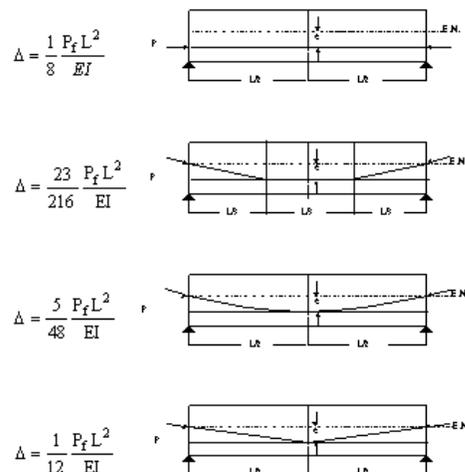
- **Deflexión por fuerza de presfuerzo**

Esta deflexión es en sentido contrario a la gravedad producida por el tensado del cable de presfuerzo. Al momento de cortar los cables en el proceso de fabricación el cable se contrae por lo que produce una contra flecha en la vigueta, esto ayuda a controlar las deflexiones por cargas verticales.

Esta contra flecha depende de la posición del cable según la siguiente tabla:

Figura 206

Deflexiones al centro del claro para elementos pretensados simplemente apoyados



Nota. (Nilson, 1999)

Las deflexiones de presfuerzo será tanto para la fuerza de presfuerzo inicial P_i obtenida cuando la viga trabaja por si sola y la fuerza de presfuerzo final efectivo P_e cuando la sección compuesta con la loseta se ha formado junto con las pérdidas totales asumidas.

- **Deflexión por cargas verticales**

Se determinará las deflexiones por peso propio de la vigueta, por carga muerta y por carga viva. Al ser la vigueta simplemente apoyada la deflexión se calcula con una sola fórmula para los tres casos.

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384EI} \quad (100)$$

Para determinar la inercia de la sección de hormigón primero se debe determinar qué clase de hormigón es, para lo cual se debe comparar el esfuerzo a tracción admisible final f_t con los siguientes límites establecidos:

- **Clase U** $f_t < 0.62 \sqrt{f'c}$, se podrá utilizar el 100% de la inercia para esfuerzos y flechas.
- **Clase T** $0.62 \sqrt{f'c} \leq f_t \leq 1.0 \sqrt{f'c}$, se podrá utilizar el 100% de la inercia para esfuerzos y $h_i = 0.85 h$ para flechas.
- **Clase C** $f_t > 1.0 \sqrt{f'c}$, se tendrá que utilizar $h_i = 0.85 h$ para esfuerzos y flechas.

Tabla 71

Clase de hormigón

Clase del hormigón		
f_t	35.36	kg/cm ²
$0,62 \sqrt{f'c}$	43.84	kg/cm ²

Clase del hormigón continuación		
1,00	$\sqrt{f'c}$	70.71 kg/cm ²
CLASE U USAR TODO AL 100%		

- **Deflexión total**

$$\Delta Total = \Delta Pe + \frac{\Delta Pe + \Delta Pi}{2} * Cc + (\Delta Pp + \Delta CM) * (1 + Cc) + \Delta CV \quad (167)$$

Donde, ΔPe es la deflexión por presfuerzo efectivo final; ΔPi es la deflexión por presfuerzo inicial; ΔPp representa la deflexión por peso propio; ΔCM es la deflexión por carga muerta; ΔCV es la deflexión por carga viva; y Cc es el coeficiente de flujo plástico igual a 2.

- **Deflexión admisible**

En la siguiente tabla se muestran las deflexiones máximas para cubiertas o entrepisos, dependiendo si están ligados a elementos estructurales o no.

Figura 207

Deflexiones máximas admisibles

Tabla 24.2.2 — Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L_r , S y R	$\ell/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$\ell/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$\ell/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240^{[4]}$

Nota. (ACI 318SUS-14, 2014)

Para este caso tomamos la deflexión máxima para entrepiso inmediata debido a L , la cual es:

$$\Delta_{admisible} = \frac{l}{360} \quad (168)$$

En la siguiente tabla se resume el cálculo de deflexiones totales y admisibles.

Tabla 72

Deflexiones vigueta subsuelo 1 y 2

CHEQUEO DE DEFLEXIONES		
ΔPe	-0.695	cm
ΔPi	-0.903	cm
ΔPp	0.340	cm
ΔCM	0.228	cm
ΔCV	0.295	cm
$\Delta total$	-0.29	cm
$\Delta admisible$	2.22	cm
$\Delta total \leq \Delta admisible$ PASA		

Al determinar la deflexión total obtenemos un valor negativo lo cual nos indica que debido al tensado del cable al final obtendremos una contra flecha de 29 milímetros.

4.3.9.1.4. Cálculo de pérdidas

- **Pérdidas por fricción del cable**

$$Px = \frac{Pi}{1 + k \cdot L + \mu \cdot \alpha} \quad (169)$$

Donde, Px es la fuerza en el cable en el centro de la luz; k es el coeficiente de desviación accidental para el cual se asume el valor de 0.0044; L es la longitud del cable; μ es el coeficiente de curvatura; y α es el ángulo de cambio de dirección del cable, para eje recto igual a 0.

A continuación se muestra la tabla con los valores para los coeficientes k y μ para pérdida por fricción del cable.

Figura 208

Coefficientes k y μ para pérdida por fricción del cable

		Coefficiente por desviación accidental (K)	Coefficiente de curvatura
Tendones inyectados en revestimiento metálico		Tendones de alambre	0.0033-0.0049
		Barras de alta resistencia	0.0009-0.0020
		Torones de 7 alambres	0.0016-0.0066
Tendones no adheridos	Recubrimiento con mástico	Tendones de alambre	0.0033-0.0066
		Tendones de alambre	0.0010-0.0066
	Pre engrasado	Torones de 7 alambres	0.0010-0.0066

Nota. (ACI 318SUS-14, 2014)

Por lo tanto la pérdida por fricción del cable es igual a:

$$Pérdida = P_i \text{ inicial} - P_x \quad (170)$$

- **Pérdida por contracción del hormigón**

Es la pérdida por desprendimiento de calor de la reacción química del hormigón al empezar el fraguado, para hormigón pretensado se tiene:

$$SH = 1195 - 10.60 RH \quad (171)$$

Donde, SH es el porcentaje de pérdida por contracción del hormigón y RH representa la humedad ambiental relativa anual en porcentaje.

- **Pérdida por acortamiento elástico**

Es la pérdida producida cuando se retira el encofrado del elemento de hormigón.

$$E_{si} = \frac{E_{pe}}{E_{ci}} \cdot f_{cir} \quad (172)$$

Donde, E_{pe} es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo; E_{ci} es el módulo de elasticidad del concreto inicial; y f_{cir} es la tensión de compresión del hormigón en el centro de gravedad del acero de presfuerzo más el peso propio de la vigueta.

El módulo de elasticidad del concreto inicial E_{ci} se determina como se muestra:

$$E_{ci} = 14000 \sqrt{0.70 f'_c} \quad (173)$$

La tensión de compresión del hormigón en el centro de gravedad del acero de presfuerzo más el peso propio de la vigueta se determina con la siguiente ecuación:

$$f_{cir} = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e^2}{I} + \frac{M_{pp} \cdot e}{I} \quad (174)$$

Donde, P_i es el esfuerzo de presfuerzo inicial; A es el área de la sección transversal de la viga, e es la excentricidad de los alambres de presfuerzo; I es la inercia de la viga; y M_{pp} es el momento de peso propio de la vigueta.

- **Pérdidas por flujo plástico (Creep)**

La pérdida diferida a lo largo de la vida útil del hormigón de alta resistencia o creep, se determina con la siguiente ecuación:

$$CR = 1.2 \cdot f_{cir} - 7 f_{c ds} \quad (175)$$

Donde, $f_{c ds}$ es el esfuerzo proveniente de las cargas adicionales permanentes.

Se determina como se muestra:

$$f_{c ds} = \frac{M_{acabados} \cdot e}{I} \quad (176)$$

Donde, $M_{acabados}$ es el momento de acabados; e es la excentricidad de los alambres de presfuerzo de loseta más vigueta; e I es la inercia de loseta más vigueta.

- **Pérdida por relajamiento del acero**

Es la pérdida producida por el destemple del acero de presfuerzo y solo es aplicable para aceros de grado mayores a GR250, para torones o alambres cuya resistencia oscile entre 17575 kg/cm² y 18980 kg/cm². En este caso el alambre usado es de grado GR250, por lo que la pérdida por relajamiento del acero no aplica.

Esta pérdida se determina como se muestra:

$$C_{rs} = 1406 - 0.4 E_{si} - 0.2 (SH + CR) \quad (177)$$

Donde, E_{si} es la pérdida producida cuando se retira el encofrado del elemento de hormigón; SH es la pérdida por contracción del hormigón; y CR es la pérdida por flujo plástico (creep).

El cálculo de todas las pérdidas se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 73

Pérdidas vigueta subsuelo 1 y 2

PÉRDIDAS EN LA VIGUETA PRESFORZADA		
Por fricción del cable		
Px	62455.54	kg
Pérdida	2198.44	kg
Por Contracción del hormigón		
Humedad relativa	50	
SH	665	
Pérdida	665.00	kg
Por acortamiento elástico		
Tipo de pretensado	ALAMBRE	
Epe	2040000.00	kg/cm ²
Eci	261916.02	kg/cm ²

PÉRDIDAS EN LA VIGUETA PRESFORZADA CONTINUACIÓN		
Fcir	-88.00	kg/cm ²
Pérdida	3165.43	kg/cm ²
Por flujo plástico (creep)		
M acabados	395520	kg-cm
fcds	19.80	kg/cm ²
Cr	917.47	kg/cm ²
Pérdida	4236.99	kg
Pérdidas totales	10265.86	kg
Porcentaje de pérdidas	15.88%	

La pérdida total calculada es de 15.88 %, lo que quiere decir que la aproximación inicial de una pérdida del 16.00 % fue muy acertada por lo que no se debe realizar un nuevo cálculo con las pérdidas reales.

4.3.9.2. Diseño de vigueta de planta tipo

4.3.9.2.1. Diseño por cortante

Debido a que los parámetros y fórmulas a utilizarse en el diseño por cortante fueron definidos anteriormente en el literal 4.3.9.1.1, se presenta únicamente la tabla de cálculo para una vigueta de la planta tipo.

Tabla 74

Diseño por cortante vigueta planta tipo

DISEÑO POR CORTANTE		
Carga Muerta	1027.84	kg/m
Carga Viva	320	kg/m
Carga Mayorada (1.2CM+1.6CV)	1745.408	kg/m
Vu	6981.63	kg
d	33.40	cm
dp	24.82	cm
$\frac{Vu \cdot dp}{Mu}$	0.922	
Vc calculado	35134.17	kg

DISEÑO POR CORTANTE CONTINUACIÓN		
V_{C1}	8832.90	kg
V_{C2}	21822.45	kg
Vc asumido	21822.45	kg
S máx.	28.5	cm
S asumido	25	cm
A_{V1}	57.41	mm ²
A_{V2}	45.83	mm ²
A_{V3}	20.33	mm ²
Av asumido	57.41	mm ²
# ramales	2	
Diámetro varilla	8	mm
Vs obtenido	5640.99	kg
Vs máximo	34292.42	kg
Vs obtenido \leq Vs máximo		OK
$\emptyset (V_c + V_s)$	20597.58	kg
Evaluación final		Pasa
$V_u \leq \emptyset (V_c + V_s)$		

4.3.9.2.2. Resistencia a flexión

Los parámetros y fórmulas a utilizarse en el diseño a flexión se definieron en el apartado 4.3.9.1.2, a continuación se presenta la tabla de cálculo.

Tabla 75

Diseño a flexión vigueta planta tipo

DISEÑO A FLEXIÓN		
As tracción (2 \emptyset 12mm)	2.26	cm ²
Apw (3 \emptyset 14mm)	4.618	cm ²
Aps	4.233	cm ²
dp	24.82	cm
ρ_p	0.00775	
β_1	0.69	
fps	15580.86	kg/cm ²
bw	22.00	cm
B*	98.40	cm
a	7.05	cm
a'	0.23	cm

DISEÑO A FLEXIÓN CONTINUACIÓN		
dp aumentado losa	34.82	cm
Mn	24808.32	kg-m
Mu (1.2CM+1.6CV)	13963.26	kg-m
$\emptyset Mn \geq Mu$		Pasa
Acero Máximo		
$\frac{0,85 * a}{dp} \leq 0,36 * \beta_1$		
0.172	\leq	0.249
OK		
Acero Mínimo		
$0,9 * Mn \geq 1,2 * Mcr$		
22327.49	\geq	21569.36
OK		

4.3.9.2.3. Chequeo de deflexiones

Una vez definidos los parámetros y fórmulas a utilizarse en el control de deflexiones en el apartado 4.3.9.1.3, a continuación se presenta la tabla de cálculo.

Tabla 76

Deflexiones vigueta planta tipo

CHEQUEO DE DEFLEXIONES		
ΔPe	-0.663	cm
ΔPi	-0.876	cm
ΔPp	0.340	cm
ΔCM	0.382	cm
ΔCV	0.148	cm
$\Delta total$	0.11	cm
$\Delta admisible$	2.22	cm
$\Delta total \leq \Delta admisible$	PASA	

4.3.9.2.4. Cálculo de pérdidas

Una vez definidos los parámetros y fórmulas a utilizarse en el cálculo de pérdidas en pretensado en el literal 4.3.9.1.4 a continuación, se presenta la tabla de cálculo.

Tabla 77

Pérdidas vigueta planta tipo

Pérdidas en la vigueta presforzada		
Por fricción del cable		
Px	57250.91	kg
Pérdida	2015.23	kg
Por Contracción del hormigón		
Humedad relativa	50	
SH	665	
Pérdidas	665.00	kg
Por acortamiento elástico		
Tipo de pretensado	ALAMBRE	
Epe	2040000.00	kg/cm ²
Eci	261916.02	kg/cm ²
Fcir	-81.55	kg/cm ²
Pérdida	2688.95	kg/cm ²
Por flujo plástico (creep)		
M acabados	661760	kg-cm
fcds	33.69	kg/cm ²
Cr	742.78	kg/cm ²
Pérdida	3144.42	kg
Pérdidas totales	8513.60	kg
Porcentaje de pérdidas	14.37%	

Al obtener una pérdida total calculada de 14.37 % nos indica que la aproximación inicial de una pérdida del 14.00 % fue muy acertada por lo que no se debe realizar un nuevo cálculo con las pérdidas reales.

4.3.10. Diseño de loseta

Para el diseño de la loseta se tomará el tramo central de 5 vanos del subsuelo 2, el cual tiene la mayor carga viva. El espesor de la loseta es de 10 cm, $f'c$ es de 240 kg/cm^2 , f_y es de 4200 kg/cm^2 y la separación entre viguetas es de 1.60 m. Las cargas actuantes sobre la loseta de hormigón son:

Tabla 78

Análisis de cargas sobre loseta de hormigón

Análisis de Cargas actuantes		
Loseta	= 240	kg/m ²
Macillado	= 44	kg/m ²
C. Instalaciones	= 25	kg/m ²
C. Muerta	= 309	kg/m ²
C. Viva	= 400	kg/m ²
Wu	= 1.2 * 309 + 1.6 * 400 = 1010.8	kg/ml

El módulo de elasticidad y la inercia se determinan como sigue:

$$E = 4.7 * \sqrt{f'c} \quad (178)$$

$$E = 4.7 * \sqrt{24} * 10^4 = 230252.04 \text{ kg/cm}^2$$

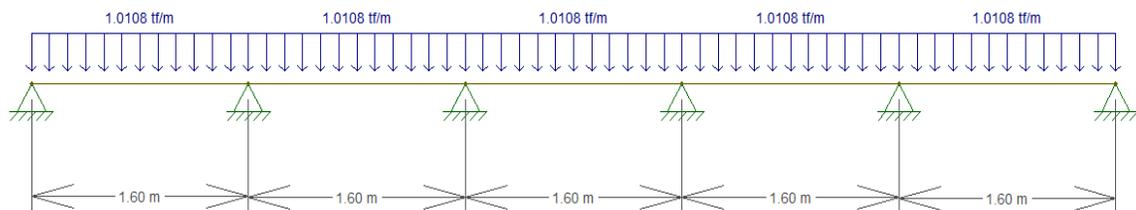
$$I = \frac{b * h^3}{12} \quad (179)$$

$$I = \frac{100 * 10^3}{12} = 8333.33 \text{ cm}^4$$

Se ingresan los datos de la geometría en el software estructural para la realización del diseño.

Figura 209

Geometría loseta ingresada en Ftools

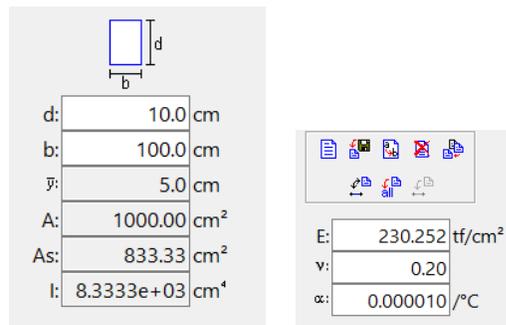


4.3.10.1. Chequeo de deflexiones

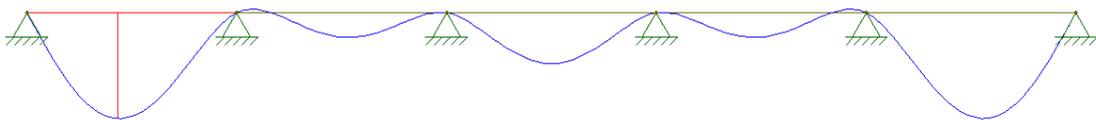
Se debe verificar la máxima deflexión aceptada para la loseta.

Figura 210

Propiedades físicas de loseta ingresadas en Ftools

**Figura 211**

Deflexión obtenida en Ftools



La deflexión máxima de la loseta obtenida en el programa ftools es:

$$\Delta_{max} Ftools = 0.023 \text{ cm}$$

La deflexión admisible es:

$$\Delta_{admisible} = \frac{l}{360} \quad (168)$$

$$\Delta_{adm} = \frac{160 \text{ cm}}{360} = 0.444 \text{ cm}$$

La deflexión admisible es mayor a la deflexión máxima, por lo tanto se acepta.

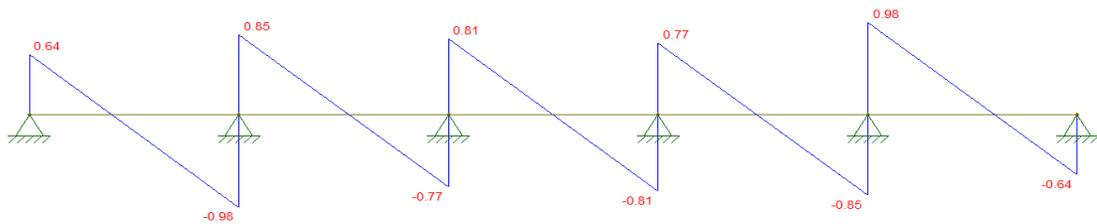
$$\Delta_{adm} = 0.444 \text{ cm} > \Delta_{max} = 0.023 \text{ cm} \Rightarrow \text{Cumple}$$

4.3.10.2. Diseño por cortante

Es necesario verificar el esfuerzo cortante del hormigón en la loseta.

Figura 212

Diagrama de cortante loseta



$$v_c = \frac{Vu_{max}}{\Phi * b * d} \quad (180)$$

$$v_c = \frac{0.98 * 10^3}{0.75 * 100 * (10 - 3)} = 1.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{f'c} \quad (181)$$

$$v_p = 0.53 * \sqrt{240} = 8.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c < v_p \quad (182)$$

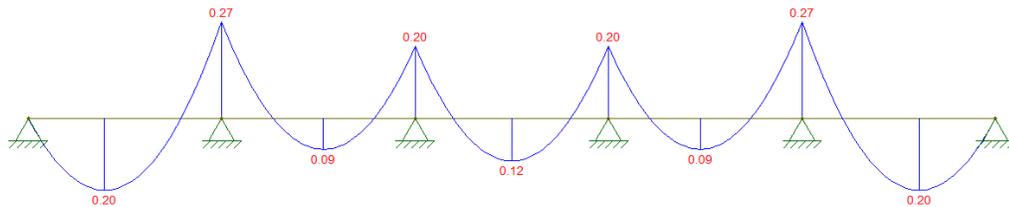
$$1.87 \text{ kg/cm}^2 < 8.21 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

4.3.10.3. Diseño a flexión

El diseño a flexión se lo realizará en 2 capas de varillas, en sentido perpendicular a las viguetas, aumentando varillas paralelas al sentido de las viguetas con motivos de retracción y contracción del hormigón.

Figura 213

Diagrama de momentos de loseta



La separación máxima de las varillas es el menor valor resultante de las siguientes ecuaciones:

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 3t = 3 \cdot 10 = 30 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{\max} = 30 \text{ cm}$$

- **Cálculo de la armadura principal**

Para el momento negativo:

$$Mu(-) = 0.27 T - m$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{\phi \cdot 0.85 f'c \cdot b \cdot d^2}} \right) \quad (183)$$

$$\rho = 0.00148 < \rho_{\min}$$

$$\rho = 0.00148 < 0.00333$$

El código ACI-318 indica que no es necesario aplicar la cuantía mínima $14/f_y$ si en cada sección el A_s proporcionado es al menos un tercio superior al requerido por análisis.

$$\rho = 0.00148 * 1.3 = 0.001924$$

$$A_s = \rho * b * d \quad (184)$$

$$A_s = 0.001924 * 100 * 7 = 1.3468 \text{ cm}^2$$

$$\text{Varilla } \phi 8 \text{ mm} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1.347 \text{ cm}^2}{0.503 \text{ cm}^2} = 2.68 \quad \rightarrow \quad \frac{100 \text{ cm}}{2.68} = 37.31 \text{ cm}$$

Por lo tanto se requiere:

$$\rightarrow 1 \phi 8 \text{ mm @ } 30 \text{ cm}$$

Para el momento positivo:

$$M_u(+)= 0.20 T - m$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

$$\rho = 0.0011 < \rho_{min}$$

$$A_s = 0.00143 * 100 * 7 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se requiere:

$$\rightarrow 1 \phi 8 \text{ mm @ } 30 \text{ cm}$$

- **Cálculo del acero de temperatura**

$$A_{S_{temperatura}} = 0.0018 * b * t \quad (185)$$

$$A_{S_{temperatura}} = \frac{0.0018 * 100 * 10}{2 \text{ sentidos}} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Varilla } \phi 6 \text{ mm} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0.90 \text{ cm}^2}{0.283 \text{ cm}^2} = 3.18 \quad \rightarrow \quad \frac{100 \text{ cm}}{3.18} = 31.41 \text{ cm}$$

→ 1 ϕ 6 mm @ 30 cm (perpendicular al acero principal en ambas capas)

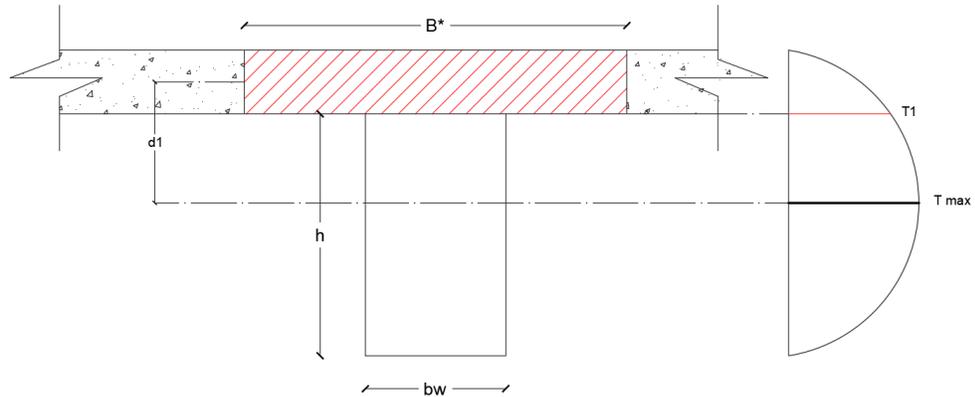
4.3.11. Conectores de Corte

Según el código ACI, el acero mínimo para conectores de corte en elementos presforzados debe ser de $4.7 \text{ cm}^2/m$.

$$A_{v_{min}} = 4.7 \text{ cm}^2 / m \quad (186)$$

- **Esfuerzo de corte**

Para obtener el esfuerzo de corte se debe calcular el momento estático Q en la unión de la viga con la losa como muestra la siguiente figura.

Figura 214*Momento estático sección compuesta*

$$Q = B^* \cdot t \cdot d_1 \quad (187)$$

$$B^* = 98.4 \text{ cm}$$

$$t = 10 \text{ cm}$$

Donde:

$$d_1 = [h + t - C_i (\text{secc. compuesta})] - \frac{t}{2} \quad (188)$$

$$d_1 = 38 + 10 - 31.97 - 5 = 11.03 \text{ cm}$$

$$Q = 98.4 * 10 * 11.03 = 10853.52 \text{ cm}^3$$

De igual forma se debe calcular el esfuerzo a cortante vu .

$$vu = \frac{Vu * Q}{b_w * I_{\text{compuesta}}} \quad (189)$$

$$Vu = 7432.19 \text{ kg (Cortante en apoyo)}$$

$$b_w = 22 \text{ cm (Base de contacto con la losa)}$$

$$I (\text{con losa colaborante}) = 369120.26 \text{ cm}^4$$

$$vu = \frac{7432.19 * 10853.52}{22 * 369120.26} = 9.93 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Debido a que el resultado del esfuerzo a corte se encuentra en el rango de:

$$5.3 \frac{kg}{cm^2} < 9.93 \frac{kg}{cm^2} < 10.6 \frac{kg}{cm^2}$$

Se deberá colocar más acero que el mínimo mencionado anteriormente (4.7 cm²/m).

- **Espaciamiento de conectores de corte**

El espaciamiento de los conectores de corte es el menor valor entre:

$$e \leq \begin{cases} 4 * t = 4 * 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ 61 \text{ cm} \end{cases}$$

$$e \text{ max} = 40 \text{ cm}$$

Debido a que los conectores de corte provienen de los estribos se toma un espaciamiento de 25 cm.

$$\text{Varilla } \emptyset 8 \text{ mm} = 0.503 \text{ cm}^2$$

$$\frac{100 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} * 2 * 0.503 \text{ cm}^2 = 4.024 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$4.024 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 4.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Debido a que el acero de los conectores de corte es menor al acero permitido, se procede a colocar una grapa con diámetro de 8 mm.

$$\frac{100 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} * 2 * 0.503 \text{ cm}^2 = 4.024 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$4.024 + 4.024 = 8.048 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$8.048 > 4.7 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{OK}$$

La longitud de desarrollo necesaria para garantizar la conexión de loseta con viga prefabricada está dada por:

$$ldh = \frac{fy \cdot db}{17.2 \sqrt{f'c(viga)}} \quad (190)$$

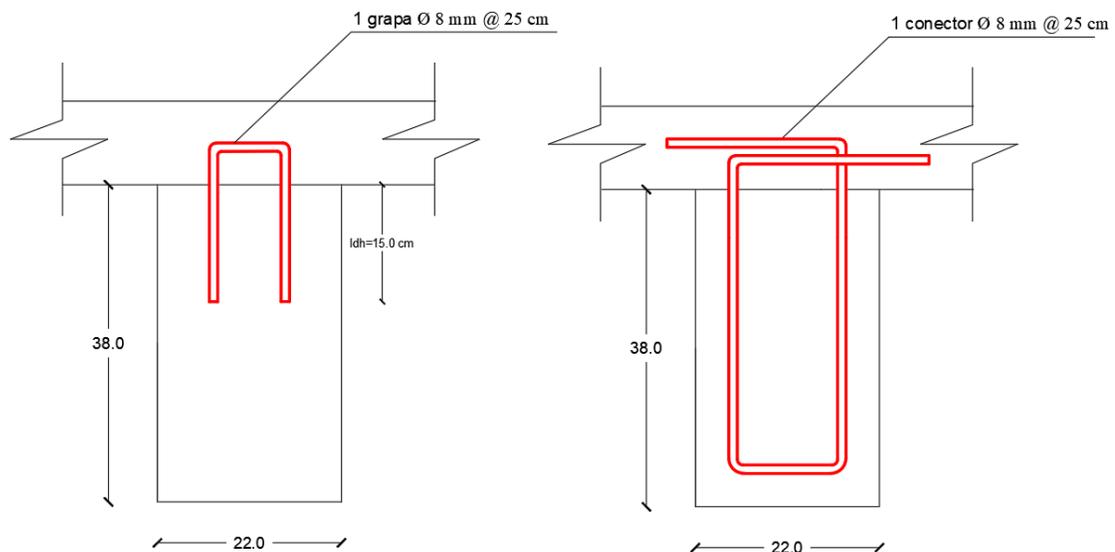
$$ldh = \frac{4200 \text{ kg/cm}^2 \cdot 0.8 \text{ cm}}{17.2 \sqrt{500 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$ldh = 8.74 \text{ cm}$$

Asumimos una longitud de anclaje de 15 cm. Los conectores provenientes de los estribos y las grapas estarán intercalados.

Figura 215

Conectores de corte viga presforzada.



4.3.12. Conexión viga metálica – vigueta presforzada

Para el diseño de la unión entre la viga metálica y la vigueta de hormigón se utilizará una ménsula soldada al alma de la viga principal metálica donde irán apoyadas y soldadas las varillas que estarán embebidas dentro del hormigón. Se toma como ejemplo de diseño la vigueta presforzada de la planta tipo.

4.3.12.1. Diseño por cortante de las varillas

El esfuerzo actuante por corte de los anclajes debe ser menor que esfuerzo admisible del acero.

$$fv = \frac{R_x}{AS} < 0.4 f_y \text{ (soldadura)} \quad (68)$$

El esfuerzo de fluencia del acero de los pernos de anclaje es $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$. Se toma un diámetro de la varilla $\emptyset 18\text{mm}$, con un área transversal de 2.54 cm^2 . El cortante último de cálculo para la vigueta es de 6981.63 kg .

$$fv = \frac{6981.63 \text{ kg}}{2 * 2.54 \text{ cm}^2} = 1371.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.4 f_y = 0.4 * 4200 \text{ kg/cm}^2 = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$1371.80 \text{ kg/cm}^2 < 1680 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

La resistencia nominal a corte está dado por:

$$\emptyset R_n = F_n A_b \quad (191)$$

$$\emptyset = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde, F_n es la tensión de tracción a corte nominal y A_b es el área bruta del perno.

$$F_n = 0.6 * f_y \quad (192)$$

$$F_n = 0.6 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$A_b = 2 * 2.54 = 5.09 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 5.09 \text{ cm}^2 = 12826.8 \text{ kg}$$

$$\emptyset R_n > R_u$$

$$0.75 * 12826.8 \text{ kg} > 6981.63 \text{ kg}$$

$$9620.10 \text{ kg} > 6981.63 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

4.3.12.2. Diseño soldadura de filete en el apoyo

Datos para el cálculo de la soldadura:

- Dimensiones del ángulo: L=180 mm; b=100 mm; e=10mm
- Material ménsula: acero A36 $f_y=2536.37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Fuerza cortante: 6981.63 kg
- Resistencia a tracción última de la soldadura: $F_{EX-x}=60 \text{ ksi}$

Se determina la fuerza cortante que actúa sobre la garganta de la soldadura con una longitud unitaria.

$$W_u = \frac{Vu}{L} \quad (58)$$

Donde, Vu es la fuerza cortante que actúa sobre la conexión y L es la longitud de la soldadura igual a $2*70=140 \text{ mm}$.

$$W_u = \frac{6981.63 \text{ kg}}{14 \text{ cm}} = 498.69 \text{ kg/cm}$$

El tamaño de la soldadura requerida se determina despejando de la siguiente ecuación para la resistencia al cortante por unidad de longitud de filete.

$$W_d \geq W_u = W_{req} \quad (52)$$

$$0.75(0.6F_{EX-x})0.707w \geq \frac{Vu}{L} \quad (59)$$

$$0.75 \left(0.6 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) * 0.707w \geq 498.69 \text{ kg/cm}$$

$$w = 3.73 \text{ mm}$$

Finalmente, se establece el tamaño mínimo de la soldadura de filete de acuerdo a lo establecido en la figura 151. El espesor de la parte unida más delgada es el espesor de la ménsula de apoyo $e=10$ mm, por lo tanto el tamaño mínimo de la soldadura de filete es 5 mm y Electrodo E60.

Se determina la resistencia de diseño por cortante para el material base:

$$Rn = F_{nBM} * A_{BM} \quad (54)$$

Donde, F_{nBM} es el esfuerzo nominal del material base y A_{BM} es el área de la sección transversal del material base igual a $7*1 = 7 \text{ cm}^2$.

$$F_{nBM} = 0.6 * fy \quad (55)$$

$$F_{nBM} = 0.6 * 2536.37 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 1521.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Rn = 1521.82 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 7 \text{ cm}^2 = 10652.74 \text{ kg}$$

Se determina la resistencia de diseño por cortante para el material de soldadura:

$$Rn = F_{nw} * A_{we} \quad (56)$$

Donde, F_{nw} es el esfuerzo nominal del material de soldadura y A_{we} es el área efectiva de la soldadura igual a $0.707 * 14 \text{ cm} * 0.5 \text{ cm} = 4.95 \text{ cm}^2$.

$$F_{nw} = 0.6 * F_{EX-X} \quad (57)$$

$$F_{nw} = 0.6 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Rn = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 4.95 \text{ cm}^2 = 12474 \text{ kg}$$

El menor valor es $Rn=10652.74 \text{ kg}$, el cual es comparado con la fuerza cortante obtenida en el modelamiento de la estructura.

$$\emptyset Rn > Ru$$

$$0.75 * 10652.74 \text{ kg} > 6981.63 \text{ kg}$$

$$7989.55 \text{ kg} > 6981.63 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

4.3.12.3. Diseño soldadura de filete ménsula de apoyo

El diseño de la soldadura estará dado por esfuerzos de corte; los esfuerzos de tracción y corte para la soldadura son:

$$f_v = \frac{Pu}{L_{total}} \quad (193)$$

$$Pu = 6981.63 \text{ kg}$$

$$L_{total} = 18 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{6981.63 \text{ kg}}{18 \text{ cm}} = 232.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

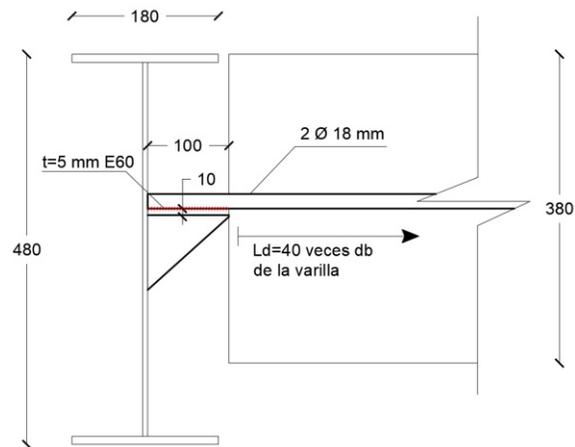
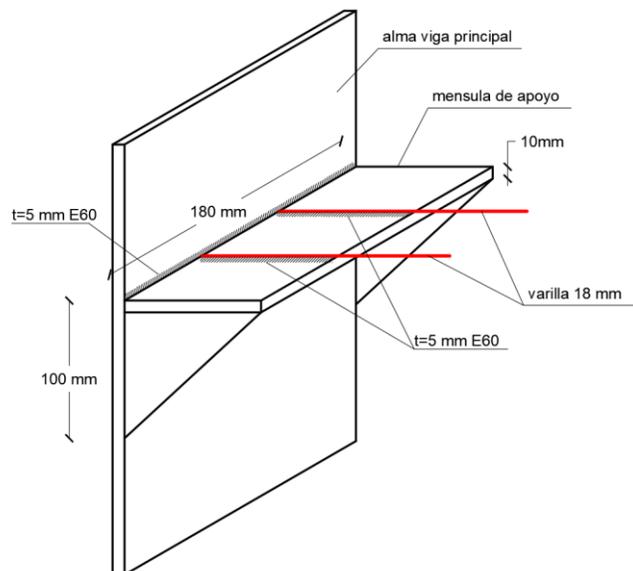
El espesor de la soldadura se determina como:

$$tw = \frac{f_v}{\emptyset * (\text{tamaño soldadura}) * 0.60 * F_{EX-X}} \quad (194)$$

$$tw = \frac{232.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}}{0.75 * (0.707 * 1.0) * 0.60 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$tw = 0.17 \text{ cm}$$

La soldadura mínima de unión es de 5 mm con electrodos E60x-x.

Figura 216*Unión viga metálica – vigueta de hormigón***Figura 217***Dimensiones ménsula de apoyo***4.3.13. Columna fuerte – viga débil**

La comprobación se lleva a cabo para la columna esquinera en el eje A-5 ubicada en el primer nivel, los datos de la columna son:

- $Z_x = 1026.5 \text{ cm}^3$
- $Z_y = 476.7 \text{ cm}^3$
- $F_{yc} = 3515.35 \text{ kg/cm}^2$ (A572 Grado 50)
- $P_u = 52445.70 \text{ kg}$ (nivel 1)
- $P_u = 41762.80 \text{ kg}$ (nivel 2)
- $A_g = 101.4 \text{ cm}^2$

Para la columna inferior se tiene:

$$\sum M_{pc} = \sum Z_c \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (74)$$

$$M_{pc} = 1026.5 \text{ cm}^3 \left(3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - \frac{52445.70 \text{ kg}}{101.4 \text{ cm}^2} \right) = 30.78 \text{ Tn.m}$$

Para la columna superior se tiene:

$$M_{pc} = 1026.5 \text{ cm}^3 \left(3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} - \frac{41762.80 \text{ kg}}{101.4 \text{ cm}^2} \right) = 31.86 \text{ Tn.m}$$

Sumando los momentos probables en las columnas se tiene:

$$\sum M_{pc} = 30.78 \text{ Tn.m} + 31.86 \text{ Tn.m} = 62.64 \text{ Tn.m}$$

Posteriormente se determinan los momentos probables en las vigas; para la viga derecha VK 480x180x6x10 se tiene:

- $d = 48 \text{ cm}$.
- $t_w = 0.6 \text{ cm}$
- $b_f = 18 \text{ cm}$
- $t_f = 1 \text{ cm}$
- $Z_x = 1163.4 \text{ cm}^3$
- $F_y = 3515.35 \text{ kg/cm}^2$ (A572 Grado 50)

- $F_u = 4569.95 \text{ kg/cm}^2$ (A572 Grado 50)

$$\sum M_{pv} = \sum (C_{pr} * R_y * F_{yv} * Z_v) \quad (78)$$

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (76)$$

$$C_{pr} = \frac{3515.35 \text{ kg/cm}^2 + 4569.95 \text{ kg/cm}^2}{2 * 3515.35 \text{ kg/cm}^2} = 1.15 \leq 1.2$$

$$M_{pv} = 1.15 * 1.1 * 3515.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 1163.4 \text{ cm}^3 = 51.73 \text{ Tn.m}$$

Por lo tanto la sumatoria de momentos probables en las vigas es igual a:

$$\sum M_{pv} = 51.73 \text{ Tn.m}$$

Comprobando el criterio columna fuerte – viga débil:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pv}} \geq 1 \quad (73)$$

$$\frac{62.64 \text{ Tn.m}}{51.73 \text{ Tn.m}} \geq 1$$

$$1.21 > 1 \quad \text{CUMPLE}$$

Capítulo V

Análisis comparativo del comportamiento estructural

En el presente capítulo se pretende resaltar las diferencias entre ambos modelos estructurales con sus respectivos sistemas de entrepiso. Los parámetros a analizarse son:

- Secciones de viguetas, vigas metálicas y columnas compuestas.
- Peso de la edificación
- Cortante basal
- Derivas máximas de piso

5.1. Secciones de viguetas

Tabla 79

Comparación de secciones para viguetas

Comparación de secciones para viguetas		
Piso	Modelo 1 Losa colaborante sobre viguetas metálicas	Modelo 2 Loseta sobre viguetas pretensadas
Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4 y Piso 5	VK 180x100x4x6	Vigueta pretensada 22cmx38cm
Subsuelo 1	VK 180x100x4x6 VK 200x100x4x8	Vigueta pretensada 22cmx38cm
Subsuelo 2	VK 180x100x4x6 VK 200x100x4x8	Vigueta pretensada 22cmx38cm

Observación:

Al colocar viguetas pretensadas se puede reducir el número de viguetas a utilizar con luces más grandes, en comparación con el modelo de losa colaborante sobre viguetas metálicas.

5.2. Secciones de vigas principales e intermedias metálicas

Tabla 80

Comparación de secciones de vigas principales e intermedias metálicas

Comparación de secciones de vigas principales e intermedias metálicas		
Piso	Losa colaborante sobre viguetas metálicas	Loseta sobre viguetas pretensadas
Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4 y Piso 5	Vigas principales	Vigas principales VK 480x180x6x10 VK 480x180x8x12
	VK 330x150x4x10	
	VK 400x180x6x10	
	VK 480x180x6x10	
	Vigas intermedias:	
VK 400x180x6x10		
VK 480x180x6x10		
Subsuelo 1	Vigas principales	Vigas principales VK 250x130x4x8 VK 330x150x4x10 VK 400x180x6x10 VK 480x180x6x10 VK 480x180x8x12
	VK 250x130x4x8	
	VK 400x180x6x10	
	VK 480x180x6x10	
	VK 480x180x8x12	
	Vigas intermedias:	
	VK 250x130x4x8	
	VK 330x150x4x10	
	VK 400x180x6x10	
	VK 480x180x6x10	
Subsuelo 2	Vigas principales	Vigas principales VK 250x130x4x8 VK 330x150x4x10 VK 480x180x6x10 VK 480x180x8x12
	VK 250x130x4x8	
	VK 400x180x6x10	
	VK 480x180x6x10	
	VK 480x180x8x12	
	Vigas intermedias:	
	VK 250x130x4x8	
	VK 330x150x4x10	
	VK 480x180x6x10	
	VK 480x180x6x10	

Observación:

Con el uso de las viguetas pretensadas se eliminó la necesidad de colocar vigas intermedias en el segundo modelo, además es importante mencionar que en el segundo modelo la mayoría de las vigas principales tienen secciones de VK480x180x6x10 y

VK480x180x8x12, a diferencia del primer modelo donde gobernaban las secciones de VK400X180X6X10 y VK480x180x6x10.

Figura 218

Secciones de vigas y viguetas de planta tipo - Losa colaborante sobre viguetas metálicas

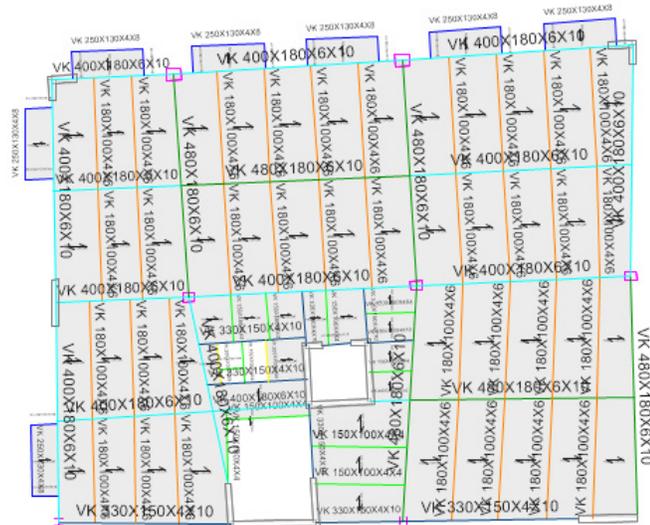


Figura 219

Secciones de vigas y viguetas de planta tipo – Loseta sobre viguetas pretensadas



Figura 220

Secciones de vigas y viguetas de subsuelo 1 - Losa colaborante sobre viguetas metálicas

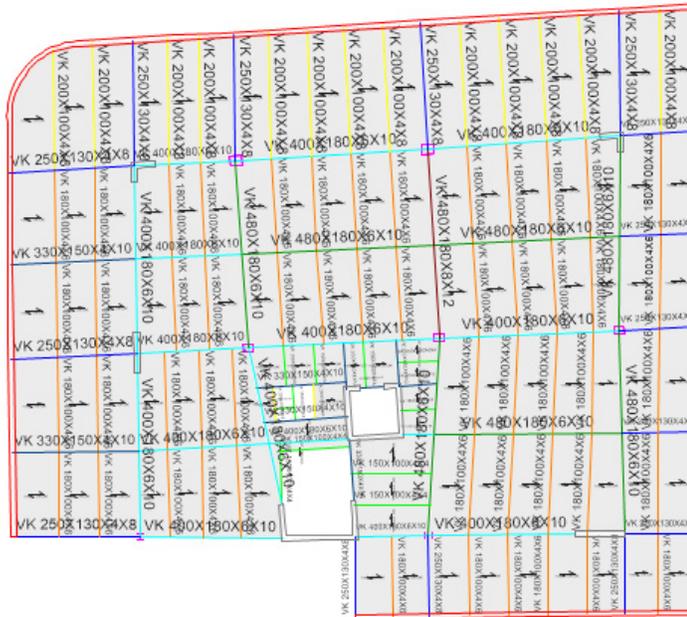


Figura 221

Secciones de vigas y viguetas de subsuelo 1 – Loseta sobre viguetas pretensadas



5.3. Secciones de columnas compuestas

Únicamente se analizaron las secciones de las columnas compuestas, debido a que el resto de elementos estructurales son similares para ambos modelos.

Tabla 81

Comparación de secciones para columnas compuestas

Comparación de secciones para columnas compuestas		
Piso	Losa colaborante sobre viguetas metálicas	Loseta sobre viguetas pretensadas
Subsuelo 1, Subsuelo 2, Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4 y Piso 5	50cmx40cm, e=8mm 40cmx30cm, e=8mm	50cmx40cm, e=8mm

Observación:

Debido al incremento de peso en el segundo modelo fue necesario aumentar las secciones de las columnas compuestas, donde todas adquirieron la sección de 50cmx40cm, espesor de 8 mm y resistencia del concreto de $f'c = 240\text{kg/cm}^2$.

5.4. Peso de la edificación

Para el análisis del peso de la edificación se consideran la carga permanente y el peso propio de la estructura. La carga permanente considera los aspectos referentes a instalaciones, acabados, mampostería y masillado, mientras que el peso propio de la estructura considera el peso de todos los elementos estructurales.

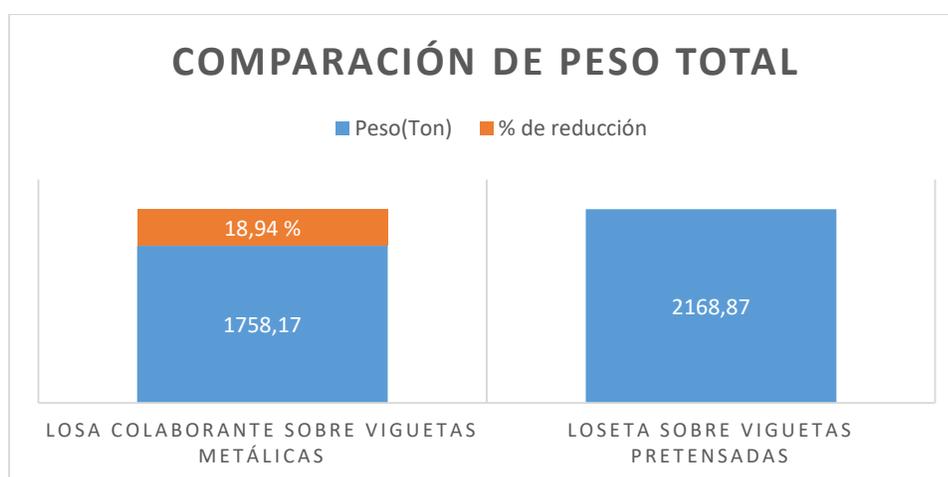
Tabla 82

Comparación de pesos de la estructura y % de reducción

Casos de carga	Peso de la estructura	
	Losa colaborante sobre viguetas metálicas Peso (Tn)	Loleta sobre viguetas pretensadas Peso (Tn)
Carga permanente	623.46	623.92
Peso propio	1134.71	1544.95
Peso total	1758.17	2168.87
% Reducción con respecto al modelo con mayor peso	18.94%	-

Figura 224

Comparación de pesos de la estructura



Observación:

El modelo de losa colaborante sobre viguetas metálicas redujo su peso en un 18.94% con respecto al modelo de loseta sobre viguetas pretensadas debido a la incidencia del hormigón tanto en loseta como en viguetas pretensadas en el modelo 2, así como el aumento de secciones en vigas principales y en ciertas columnas compuestas para soportar el peso extra de este entrepiso.

Adicionalmente, para un análisis más detallado se determina el peso total de los elementos que conforman la estructura metálica y el peso del hormigón. La estructura

metálica está constituida por vigas metálicas, viguetas metálicas, placa colaborante, malla de temperatura, acero de refuerzo, acero de presfuerzo, conectores de corte y perfiles de las columnas compuestas, mientras que para el análisis de hormigón se considera el hormigón de losas y de relleno de las columnas compuestas.

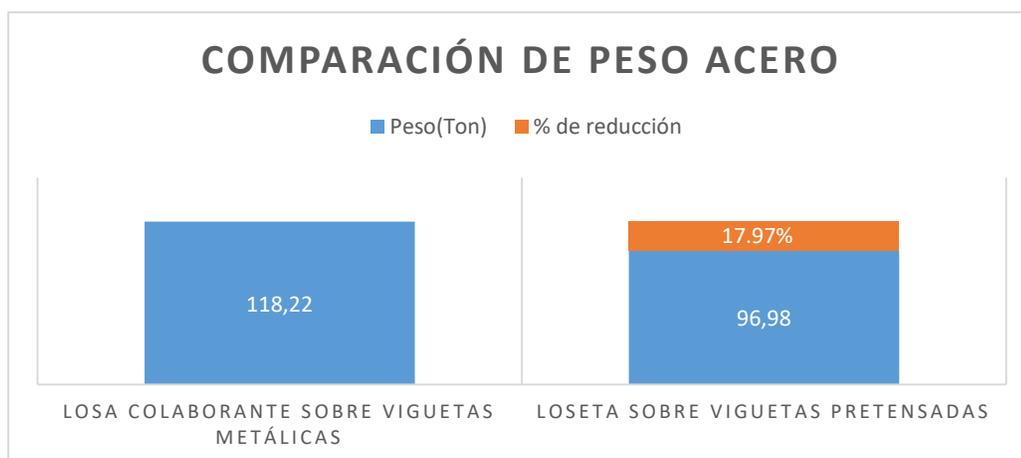
Tabla 83

Comparación de pesos de acero y hormigón

Pesos de acero y hormigón		
Material	Losa colaborante sobre viguetas metálicas Peso (Tn)	Loseta sobre viguetas pretensadas Peso (Tn)
Acero	118.22	96.98
% Reducción con respecto al modelo con mayor peso de acero	-	17.97%
Hormigón	493.23	924.71
% Reducción con respecto al modelo con mayor peso de hormigón	46.66%	-

Figura 225

Comparación de peso de acero

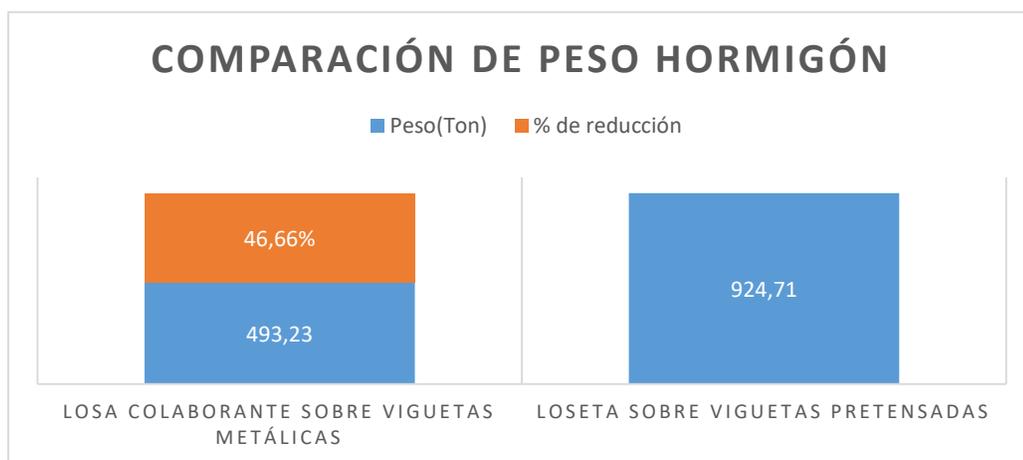


Observación:

El modelo de loseta sobre viguetas pretensadas posee un 17.97 % menos de acero estructural en comparación con el modelo de losa colaborante sobre viguetas metálicas, debido a que en el segundo modelo se eliminaron las vigas intermedias en todos los pisos y se reemplazaron las viguetas metálicas por viguetas pretensadas.

Figura 226

Comparación de peso de hormigón

**Observación:**

El modelo de losa colaborante sobre viguetas metálicas posee un 46.66% menos de hormigón con respecto al modelo de loseta sobre viguetas pretensadas, debido a la presencia de la loseta de hormigón y las viguetas pretensadas en el segundo modelo.

5.5. Periodo de vibración

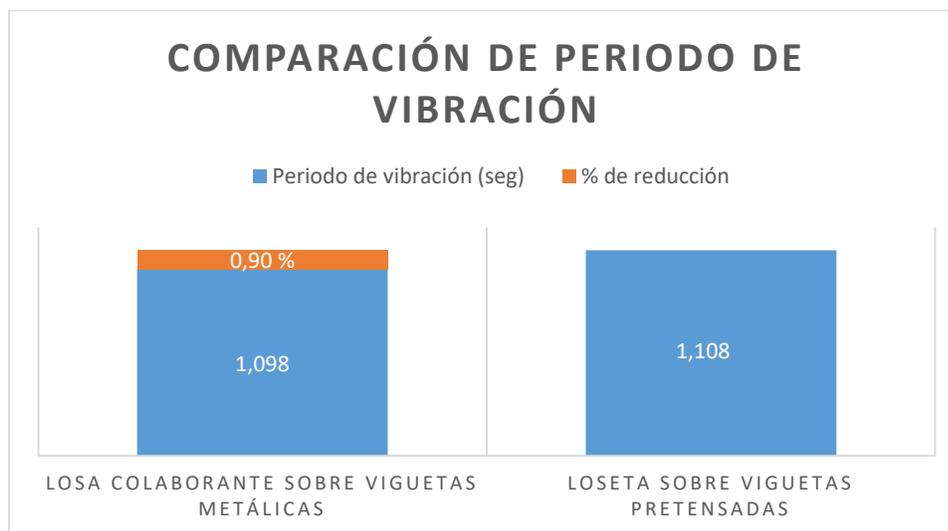
Tabla 84

Comparación de periodo de vibración y % de reducción

Periodo de vibración			
Caso	Modo	Losa colaborante sobre viguetas metálicas (sec)	Loseta sobre viguetas pretensadas (sec)
Modal	1	1.098	1.108
% Reducción con respecto al modelo con mayor periodo de vibración		0.90 %	-

Figura 227

Comparación de periodo de vibración



Observación:

El periodo de vibración se refiere al tiempo que le toma a la estructura volver a su posición inicial en cada vibración, lo que incide en la magnitud de la fuerza del sismo que esta experimentará. En este caso el modelo de losa colaborante sobre viguetas

metálicas presenta una reducción del periodo de vibración de 0,90 % con respecto al modelo de loseta sobre viguetas pretensadas, valor que se considera insignificante.

5.6. Cortante basal

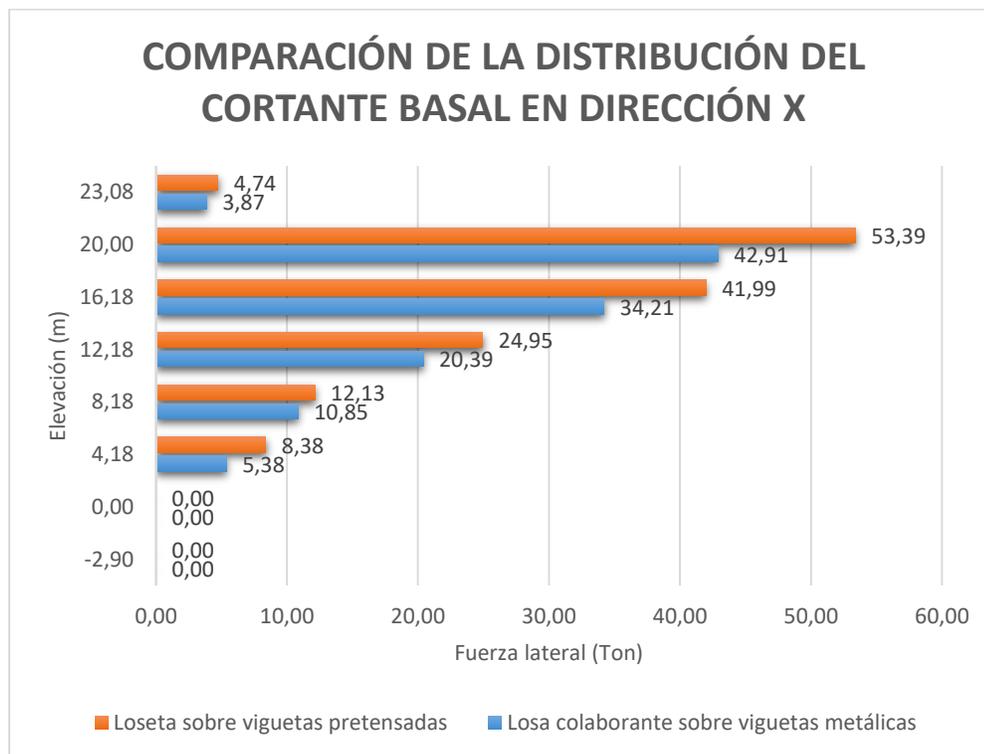
Tabla 85

Distribución del cortante basal y % de reducción

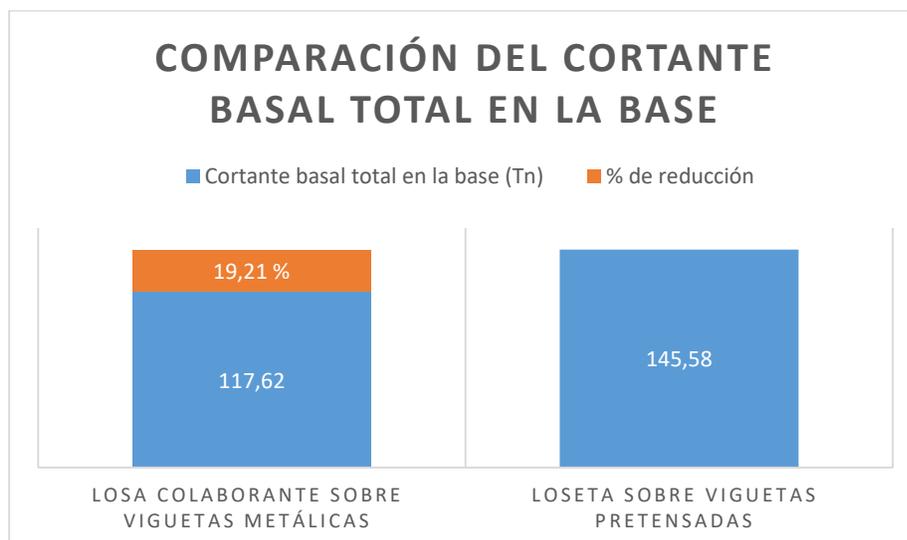
Distribución del cortante basal en dirección X				
Piso	Elevación (m)	Localización	Losa colaborante sobre viguetas metálicas (Tn)	Loseta sobre viguetas pretensadas (Tn)
Tapagrada	23.08	Superior	3,87	4,74
Piso 5	20.00	Superior	42,91	53,39
Piso 4	16.18	Superior	34,21	41,99
Piso 3	12.18	Superior	20,39	24,95
Piso 2	8.18	Superior	10,85	12,13
Piso 1	4.18	Superior	5,38	8,38
Subsuelo 1	0.00	Superior	0,00	0,00
Subsuelo 2	-2.90	Superior	0,00	0,00
Cortante basal total en la base	-5.80		117,62	145,58
% Reducción con respecto al modelo con mayor cortante basal			19,21 %	-

Figura 228

Comparación de la distribución del cortante basal

**Figura 229**

Comparación del cortante basal



Observación:

El cortante basal en la base del edificio con losa colaborante sobre viguetas metálicas se reduce en un 19,21% con respecto al modelo de loseta sobre viguetas pretensadas debido a la reducción de peso de las losas en la primera edificación, así como la reducción de secciones en vigas principales y columnas compuestas. Esto significa que al reducirse la fuerza cortante en el primer modelo la estructura será afectada en menor medida.

5.7. Derivas máximas de piso

Se comparan las derivas máximas de piso debido al análisis estático lineal.

Tabla 86

Comparación de Deriva de piso en la dirección X y % de Reducción "Análisis Estático"

Deriva inelástica máxima de piso en dirección X					
Piso	Elevación (m)	Casos de carga/Combo	Dirección	Losa colaborante sobre viguetas metálicas (%)	Loseta sobre viguetas pretensadas (%)
Tapagrada	23.08	SX2	X	1,20	1,37
Piso 5	20.00	SX2	X	1,62	1,38
Piso 4	16.18	SX2	X	1,80	1,61
Piso 3	12.18	SX2	X	1,85	1,71
Piso 2	8.18	SX2	X	1,60	1,53
Piso 1	4.18	SX2	X	0,83	0,82
Subsuelo 1	0.00	SX2	X	0,05	0,05
Subsuelo 2	-2.90	SX2	X	0,01	0,01
Base	-5.80	SX2	X	0,00	0,00
Deriva máxima					
Piso 3	12.18	SX2	X	1,85	1,71
% Reducción con respecto al modelo con mayor deriva de piso				-	7,57%

Figura 230

Comparación de Derivas de piso en la dirección X "Análisis Estático"

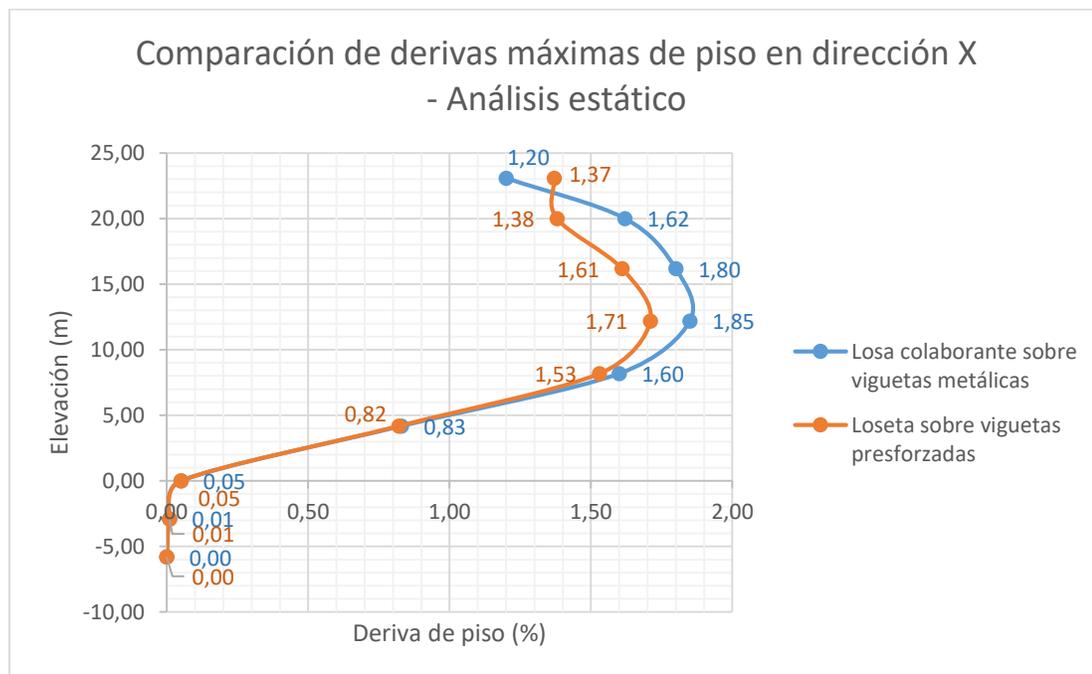


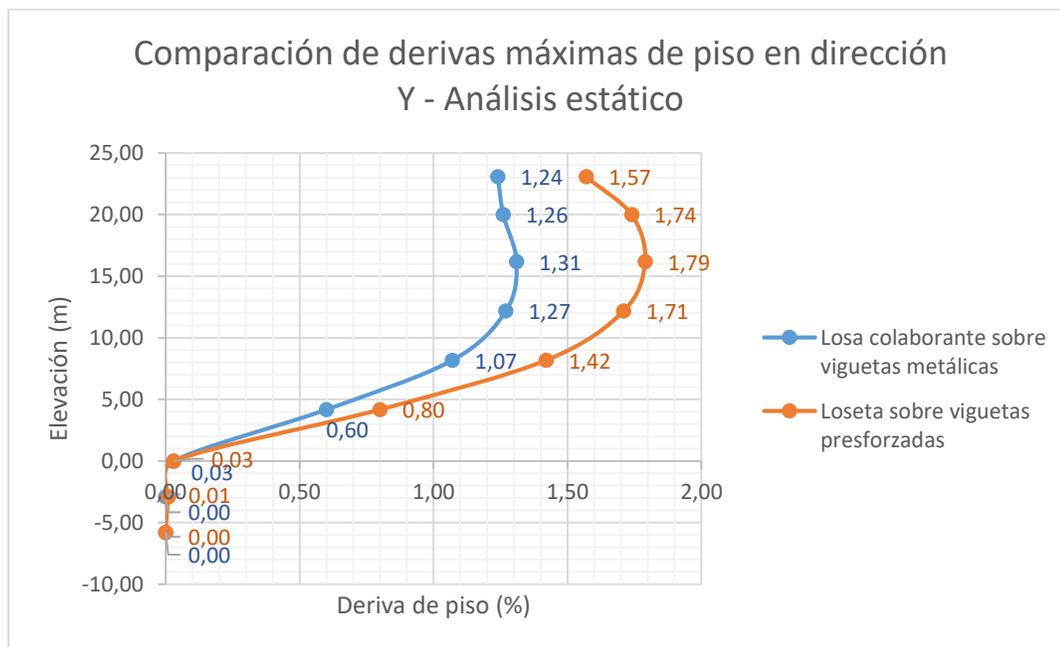
Tabla 87

Comparación de Deriva de piso en la dirección Y y % de Reducción "Análisis Estático"

Deriva inelástica máxima de piso en dirección Y					
Piso	Elevación (m)	Casos de carga/Combo	Dirección	Losa colaborante sobre viguetas metálicas (%)	Loseta sobre viguetas pretensadas (%)
Tapagrada	23.08	SY2	Y	1,24	1,57
Piso 5	20.00	SY2	Y	1,26	1,74
Piso 4	16.18	SY2	Y	1,31	1,79
Piso 3	12.18	SY2	Y	1,27	1,71
Piso 2	8.18	SY2	Y	1,07	1,42
Piso 1	4.18	SY2	Y	0,60	0,80
Subsuelo 1	0.00	SY2	Y	0,03	0,03
Subsuelo 2	-2.90	SY2	Y	0,00	0,01
Base	-5.80	SY2	Y	0,00	0,00
Deriva máxima					
Piso 4	16.18	SY1	Y	1,31	1,79
% Reducción con respecto al modelo con mayor deriva de piso				26,82 %	-

Figura 231

Comparación de Derivas de piso en la dirección Y "Análisis Estático"



Se comparan las derivas máximas de piso debido al análisis dinámico lineal.

Tabla 88

Comparación de Deriva de piso en la dirección X y % de Reducción "Análisis Dinámico"

Deriva inelástica máxima de piso en dirección X					
Piso	Elevación (m)	Casos de carga/Combo	Dirección	Loseta colaborante sobre viguetas metálicas (%)	Loseta sobre viguetas pretensadas (%)
Tapagrada	23.08	DX Max	X	1,50	1,39
Piso 5	20.00	DX Max	X	1,24	0,82
Piso 4	16.18	DX Max	X	1,38	0,97
Piso 3	12.18	DX Max	X	1,44	1,05
Piso 2	8.18	DX Max	X	1,28	0,98
Piso 1	4.18	DX Max	X	0,67	0,53
Subsuelo 1	0.00	DX Max	X	0,05	0,05
Subsuelo 2	-2.90	DX Max	X	0,01	0,01
Base	-5.80	DX Max	X	0,00	0,00
Deriva máxima					
Tapagrada	23.08	DX Max	X	1,50	1,39
% Reducción con respecto al modelo con mayor deriva de piso				-	7.33%

Figura 232

Comparación de Derivas de piso en la dirección X "Análisis Dinámico"

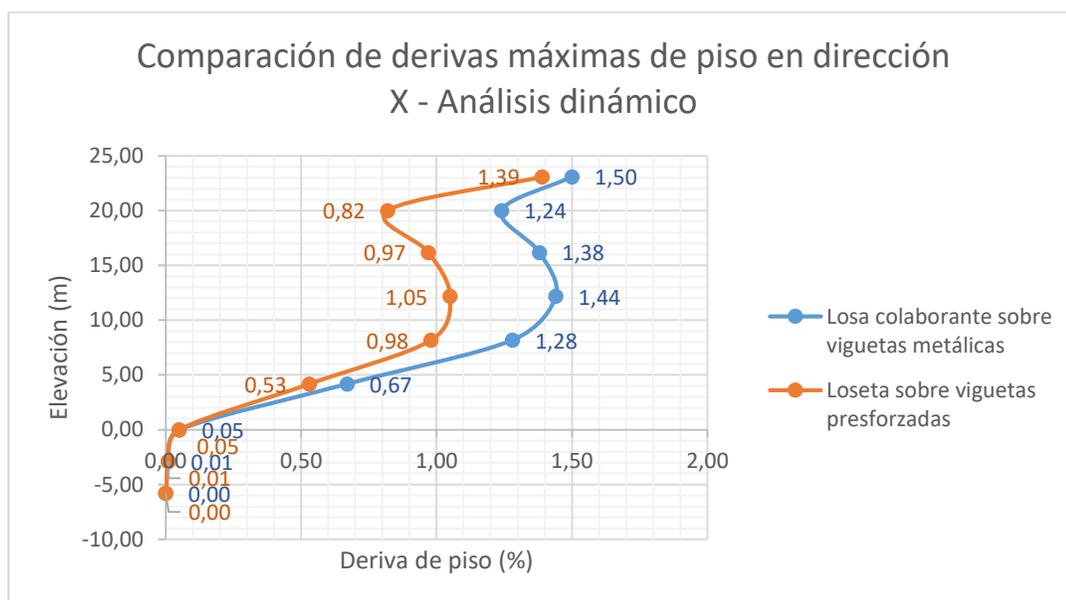


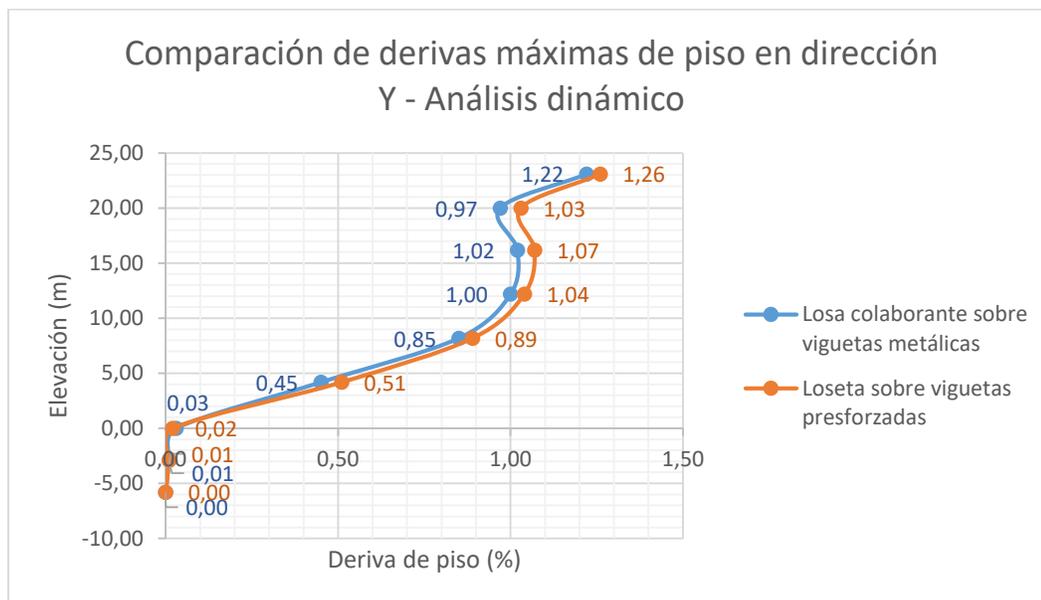
Tabla 89

Comparación de Deriva de piso en la dirección Y y % de Reducción "Análisis Dinámico"

Deriva inelástica máxima de piso en dirección Y					
Piso	Elevación (m)	Casos de carga/Combo	Dirección	Loseta colaborante sobre viguetas metálicas (%)	Loseta sobre viguetas pretensadas (%)
Tapagrada	23.08	DY Max	Y	1,22	1,26
Piso 5	20.00	DY Max	Y	0,97	1,03
Piso 4	16.18	DY Max	Y	1,02	1,07
Piso 3	12.18	DY Max	Y	1,00	1,04
Piso 2	8.18	DY Max	Y	0,85	0,89
Piso 1	4.18	DY Max	Y	0,45	0,51
Subsuelo 1	0.00	DY Max	Y	0,03	0,02
Subsuelo 2	-2.90	DY Max	Y	0,01	0,01
Base	-5.80	DY Max	Y	0,00	0,00
Deriva máxima					
Tapagrada	23.08	DY Max	Y	1,22	1,26
% Reducción con respecto al modelo con mayor deriva de piso				3,17%	-

Figura 233

Comparación de Derivas de piso en la dirección Y "Análisis Dinámico"



Observación:

Tanto en el análisis lineal estático y dinámico se puede observar que las derivas en dirección X son superiores en el modelo de losa colaborante sobre viguetas metálicas, mientras que en la dirección Y las derivas son mayores en el modelo de loseta sobre viguetas pretensadas, sin embargo es importante mencionar que la máxima deriva de piso en dirección Y debido al análisis estático en el segundo modelo (1.79) es considerablemente superior a la del primer modelo (1.31), exactamente en un 26, 82%, aun teniendo en cuenta que las secciones de las columnas compuestas del segundo modelo son mayores a las del primer modelo.

La disminución del peso de la estructura con losa colaborante sobre viguetas metálicas y por ende la reducción de la distribución del cortante basal, permitió que se redujeran las derivas de piso en dicho modelo con respecto a la estructura de loseta sobre viguetas pretensadas.

Capítulo VI

Costos y presupuesto en la ejecución de los sistemas de entrepiso

En el presente capítulo se determinan las cantidades de obra y costos de los materiales que intervienen en los sistemas de entrepiso analizados en capítulos anteriores. El software de diseño estructural Etabs permite obtener el área total que abarcan las losas, volumen de hormigón que contienen las mismas y el peso de las vigas, viguetas y columnas. Se tomará a consideración únicamente las columnas compuestas ya que sus secciones varían en cada sistema de entrepiso, mientras que las columnas metálicas son las mismas para ambos modelos.

6.1. Cantidades de obra

Se analizan las cantidades de los elementos que forman parte de los mencionados sistemas de entrepiso y sus respectivas unidades.

- **Losa colaborante sobre viguetas metálicas**

Tabla 90

Cantidades de obra - losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas

Cantidades de obra - losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas			
Cod.	Descripción	Unidad	Cantidad
1.1	Hormigón premezclado $f'c=240$ kg/cm ² sobre deck metálico	m ³	188.69
1.2	Placa colaborante $e=0.65$ mm, ancho útil 1000mm	m ²	2714.93
1.3	Malla electro-soldada Armex R196 (6.25x2.40) 5mm 10x10cm	m ²	2714.93
1.4	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ² 14mm (conectores)	kg	235.13
1.5	Acero estructural A572 - Gr 50 Perfiles electrosoldados (vigas, viguetas metálicas)	kg	79977.62
1.6	Hormigón premezclado $f'c=240$ kg/cm ² (columnas compuestas)	m ³	18,03
1.7	Acero estructural A36 Gr3 (columnas compuestas)	kg	12377,13

- **Loseta sobre viguetas pretensadas**

Tabla 91

Cantidades de obra – loseta de hormigón sobre viguetas presforzadas

Cantidades de obra - losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas			
Cod.	Descripción	Unidad	Cantidad
2.1	Hormigón premezclado $f'c=240$ kg/cm ² loseta	m ³	271.48
2.2	Encofrado metálico para losa con puntal	m ²	2714.93
2.3	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ² Ø 6mm	kg	2009.05
2.4	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ² Ø 8mm	kg	6181.30
2.5	Acero estructural A572 - Gr 50 Perfiles electrosoldados (vigas metálicas)	kg	58741.16
2.6	Hormigón en viguetas presforzadas $f'c=500$ kg/cm ²	m ³	97.82
2.7	Hormigón premezclado $f'c=240$ kg/cm ² (columnas compuestas)	m ³	24.37
2.8	Acero estructural A36 Gr3 (columnas compuestas)	Kg	13370.09

6.2. Presupuesto

Los precios unitarios de los materiales que intervienen en los diferentes sistemas de entepiso, se determinaron a partir de los valores publicados en la revista de la Cámara de la Industria de la Construcción vigentes a la fecha. Una vez determinados los precios unitarios y las cantidades de obra, se obtiene el presupuesto únicamente para la ejecución de cada uno de los sistemas de entepiso, ya que es hacia donde está direccionado este trabajo. Como se mencionó anteriormente, se determina el costo solamente de las columnas compuestas ya que sus secciones no son iguales en los dos modelos, el resto de elemento estructurales son idénticos en ambos sistemas, es por ello que no se los toma en consideración.

- **Losa colaborante sobre viguetas metálicas**

Tabla 92

Presupuesto de obra - losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas

Presupuesto de obra - losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas					
Cod.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Total
1.1	Hormigón premezclado $f'c=240$ kg/cm ² sobre deck metálico	m ³	188,69	133,72	25231,63
1.2	Placa colaborante $e=0.65$ mm, ancho útil 1000mm	m ²	2714,93	11,89	32280,52
1.3	Malla electro-soldada Armex R196 (6.25x2.40) 5mm 10x10cm	m ²	2714,93	4,63	12570,13
1.4	Acero de refuerzo $f_y=4200$ kg/cm ² 14mm (conectores)	kg	235,13	1,79	420,88
1.5	Acero estructural A572 - Gr 50 Perfiles electrosoldados (vigas, viguetas metálicas)	kg	79977,62	2,80	223937,34
1.6	Hormigón premezclado $f'c=240$ kg/cm ² (columnas compuestas)	m ³	18,03	133,72	2410,97
1.7	Acero estructural A36 Gr3 (columnas compuestas)	kg	12377,13	2,60	32180,54
TOTAL:				\$	329032,00

Se determina el costo de entrepiso por metro cuadrado, calculado a partir de la relación entre el costo total del sistema de entrepiso y su área total.

Tabla 93

Presupuesto por metro cuadrado - losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas

Costo por m² de construcción		
Precio total USD	Área total M²	Costo por m² USD
329032,00	2714,93	121,19

- **Loseta sobre viguetas pretensadas**

Tabla 94

Presupuesto de obra - loseta de hormigón sobre viguetas presforzadas

Presupuesto de obra - losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas					
Cod.	Rubro	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Precio Total
2.1	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm2 loseta	m3	271,48	133,72	36302,31
2.2	Encofrado metálico para losa con puntal	m2	2714,93	5,41	14687,77
2.3	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø 6mm	kg	4014,08	1,72	6904,22
2.4	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø 8mm	kg	7149,31	1,72	12296,81
2.5	Viguetas presforzadas subsuelos f'c=500 kg/cm2, acero de presfuerzo Gr250 fp=17000 kg/cm2	ml	544,20	62,73	34137,67
2.6	Viguetas presforzadas planta tipo f'c=500 kg/cm2, acero de presfuerzo Gr250 fp=17000 kg/cm2	ml	654,50	59,73	39093,29
	Acero estructural A572 - Gr 50 Perfiles electrosoldados (vigas metálicas)	kg	58741,16	2,80	164475,25
2.7	Hormigón premezclado f'c=240 kg/cm2 (columnas compuestas)	m3	24,37	133,72	3258,76
2.8	Acero estructural A36 Gr3 (columnas compuestas)	Kg	13370,09	2,60	34762,23
TOTAL:				\$	345918,30

El presupuesto de las viguetas pretensadas fue facilitado por Ditelme, el cual se muestra en el Anexo G. Posteriormente se procede a determinar el costo del entrepiso por metro cuadrado.

Tabla 95

Presupuesto por metro cuadrado - loseta de hormigón sobre viguetas presforzadas

Costo por m2 de construcción		
Precio total USD	Área total M2	Costo por m2 USD
345918,30	2714,93	127,41

6.3. Análisis comparativo económico

Se presenta el análisis comparativo para el precio total de los diferentes sistemas de entrepiso, el costo por m² y el costo resultante de la variación de perfiles de las vigas principales y columnas compuestas.

Tabla 96

Comparación de precio total de los sistemas de entrepiso

Costo total de sistemas de entrepiso			
Loseta colaborante sobre viguetas metálicas		Loseta sobre viguetas pretensadas	
329032,00	USD	345918,30	USD
4.88 % de aumento con respecto a la loseta colaborante sobre viguetas metálicas			

Figura 234

Comparación de precio total de los sistemas de entrepiso y porcentaje de diferencia

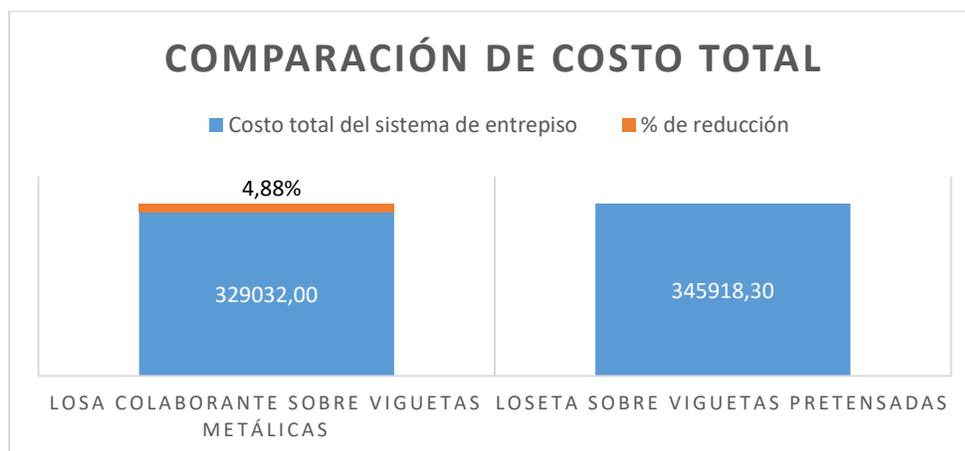


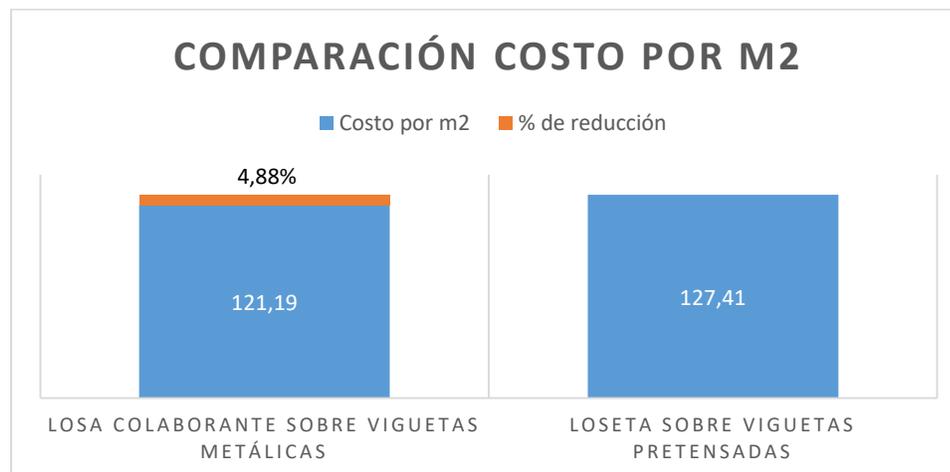
Tabla 97

Comparación de precio por m² de los sistemas de entrepiso

Costo por m ² de sistemas de entrepiso			
Loseta colaborante sobre viguetas metálicas		Loseta sobre viguetas pretensadas	
121,19	USD	127,41	USD
4.88 % de aumento con respecto a la loseta colaborante sobre viguetas metálicas			

Figura 235

Comparación de precio por m2 de los sistemas de entepiso y porcentaje de diferencia

**Observación:**

El sistema de entepiso de losa con placa colaborante sobre viguetas metálicas tiene un costo final de \$ 121.19 por m2, mientras que el sistema de entepiso de loseta de hormigón sobre viguetas presforzadas tiene un costo final de \$ 127.41 por m2 de construcción. Lo cual nos indica que el primer entepiso es un 4.88% más económico con respecto al sistema de entepiso con viguetas presforzadas. Esto se debe principalmente al aumento del precio final de las viguetas pretensadas, debido a los costos de instalación y transporte desde la región costa.

Capítulo VII

Conclusiones y recomendaciones

7.1. Conclusiones

- En el modelo de loseta sobre viguetas pretensadas no fue necesario colocar vigas intermedias, ya que el uso del presforzado permite salvar grandes luces y crear espacios más amplios; así mismo debido al uso de las viguetas pretensadas se aumentó el peso de la edificación en un 18,94% con respecto al modelo de losa colaborante, lo que generó que aumenten la mayoría de las secciones de las vigas principales, como de VK400X180X6X10 a VK480x180x10x14 por ejemplo; también debido a este aumento de peso se tuvieron que incrementar las secciones de las columnas compuestas de 40cmx30cm y espesor de 8 mm a columnas de 50cmx40cm manteniendo el mismo espesor.
- El modelo de loseta sobre viguetas pretensadas presenta un aumento del periodo de vibración de 0.90% con respecto al modelo de losa colaborante, esto debido al aumento de peso producido por las viguetas pretensadas, la loseta de hormigón armado y el aumento de secciones de vigas principales y columnas compuestas; esto significa que a la edificación le tomará algo más de tiempo volver a su posición inicial en cada vibración por lo que experimentará una mayor magnitud de la fuerza del sismo que el modelo de losa colaborante sobre viguetas metálicas.
- El modelo de loseta sobre viguetas pretensadas presenta un aumento del cortante basal de 19,21% con respecto al modelo de losa colaborante, esto debido al mencionado aumento de peso de la edificación lo que genera un mayor esfuerzo cortante basal que incide en la respuesta de la edificación ante un sismo, por lo

- tanto el modelo de losa colaborante sobre viguetas metálicas presenta una mejor respuesta ante un sismo, reduciéndose las derivas de piso.
- La máxima deriva de piso se produjo debido al análisis estático en dirección Y en el modelo de loseta sobre viguetas pretensadas con un valor de 1.79% frente al 1.31% del modelo de losa colaborante, esto significa que el desplazamiento es mayor en un 26,82 %, un valor bastante considerable; el promedio de las derivas de piso máximas en el modelo de loseta sobre viguetas pretensadas es de 1.60% frente al 1.47% del modelo de losa colaborante, es decir las derivas presentan un aumento del 8.13%, concluyendo que el entrepiso de losa colaborante sobre viguetas metálicas presenta menores desplazamientos y un mejor comportamiento ante un evento sísmico.
 - El sistema de losa de placa colaborante sobre viguetas metálicas tiene un costo de \$121.19 por m², mientras que el sistema de loseta sobre viguetas de presforzadas tiene un costo de \$ 127.41 por m², por lo tanto se determina que el sistema de entrepiso más económico es el modelo de placa colaborante sobre viguetas metálicas en un 4,88 % con respecto al segundo modelo, ya que aunque posee mayor cantidad de elementos metálicos los cuales son más costosos que el hormigón, el costo de transporte e instalación de los elementos prefabricados en el segundo sistema de entrepiso hace que el presupuesto aumente, haciéndolo no rentable en este caso.
 - De acuerdo a los resultados obtenidos, la implementación del entrepiso conformado por loseta sobre viguetas pretensadas no es conveniente en este caso en particular, ya que los cinco pisos y dos subsuelos del edificio residencial "Mumbai", y las luces máximas de 8 m no son suficientes para justificar el uso de piezas estandarizadas,

lo que en el caso de proyectos de mayor envergadura contribuiría a reducir el tiempo de construcción y los costos.

7.2. Recomendaciones

- Con el fin de reducir las derivas de piso en el modelo de loseta sobre viguetas pretensadas, aumentar las secciones de vigas metálicas, columnas compuestas y muros estructurales, lo que brindará una mayor rigidez a la estructura.
- En el presente trabajo se estableció una conexión entre la vigueta pretensada y la viga principal metálica utilizando una ménsula soldada al alma de la viga principal metálica donde se encuentran apoyadas y soldadas las varillas que están embebidas dentro del hormigón; con el fin de garantizar un mejor trabajo entre estos elementos y por ende un mejor comportamiento en el sistema de entrepiso de loseta sobre viguetas pretensadas, se recomienda investigar diferentes tipos de conexión a la presentada entre la vigueta pretensada y la viga principal metálica.
- Considerar el uso del hormigón pretensado en proyectos arquitectónicos de gran envergadura, lo que permita obtener un beneficio del uso de las piezas estandarizadas, como la utilización de vigas pretensadas de hormigón en cerramientos de techos en espacios muy amplios como naves industriales, también centros comerciales y auditorios, donde se requiera una mayor rapidez de construcción y una alta productividad.
- Realizar un análisis de costos de los elementos prefabricados en la ciudad donde se producen, ya que en el caso de Ecuador el costo de transporte de estos elementos de la costa a la sierra aumenta su precio final; este análisis dará una percepción más real del costo de los elementos prefabricados frente a las estructuras metálicas.

- Estudiar el comportamiento del sistema de entrepiso de loseta sobre viguetas pretensadas en edificaciones constituidas totalmente de hormigón armado con el objetivo de determinar la incidencia de este sistema en la edificación.

Referencias

- 88in Inmobiliaria. (s.f.). *Mumbai*. 88in Inmobiliaria. Recuperado el 30 de Agosto de 2019 de <http://88in.net/mumbai/>
- ACI 318SUS-14. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14)*(Segunda ed.). American Concrete Institute.
- Aguiar Falconí, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño* (Primera ed.). Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- AISC. (2015). *Steel Construction Manual* (14th ed.). AISC.
- Alvarado, J. (20 de Mayo de 2017). *Placas colaborantes: Losas y paredes más livianas y rápidas de hacer*. Expreso. Recuperado el 4 de Septiembre de 2019 de <https://www.expreso.ec/vivir/placas-colaborantes-losas-y-paredes-mas-livianas-y-rapidas-de-hacer-LB1344195>
- Alvear S, J., & Ruales, J. L. (2014). *Diseño por desempeño en edificios de hormigón armado, de acero estructural y mixtos* [Monografía]. <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/9575>.
- Amerian Society for Testing and Materials ASTM. (2018). Acero Estructural de alta resistencia y baja aleación de columbio-vanadio, *ASTM A572/A572M* (46th ed.). Amerian Society for Testing and Materials ASTM.
- ANSI/AISC 360-10. (2010). *Especificación ANSI/AISC 360-10 para Construcciones de Acero* (2010 ed.). ANSI/AISC 360-10.
- Antamba Rivas, T., & Cuaical Quelal, J. (2018). *Análisis comparativo del comportamiento estructural de una edificación de 6 y 16 pisos implementando losas con paneles de tecnología M2 frente a losas con placa cooperante* [Monografía]. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/14260>.

- Beltrán, J. F., & Herrera M, R. (2017). *Las nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC*.
- Benito, B., & Jiménez, M. E. (2000). Peligrosidad Sísmica, *Física de la Tierra* (11th ed., pp. 11-45).
- Cabrera Vélez, P. J. (2015). *Estudio de los diafragmas horizontales flexibles para entrepiso y cubierta*. Universidad de Cuenca.
- Carphio Martinez, E. G., & Estrada Aguayo, P. A. (2017). *Análisis comparativo técnico-económico entre el sistema de acero estructural y hormigón armado. Caso de estudio: proyecto inmobiliario "Ukumary"* [Monografía]. <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/14130>.
- Castro, U. (14 de Noviembre de 2018). *Análisis Sísmico – Combinaciones Modales*. Linked in. Recuperado el 11 de Noviembre de 2019 de <https://www.linkedin.com/pulse/an%C3%A1lisis-s%C3%ADsmico-combinaciones-modales-ulises-o-castro>
- Cevallos Sánchez, K. V., & Palacios, J. (2017). *Diseño de una edificación de dos pisos con estructura metálica, utilizando vigas y columnas compuestas (acero-concreto)* [Monografía]. <http://dspace.unach.edu.ec/handle/51000/3725>.
- CJE INGENIEROS S.A.C. (Febrero de 2018). *¿Conexión rígida o articulada?*. CJE INGENIEROS S.A.C. Recuperado el 12 de Noviembre de 2019 de <http://www.cjeingenieros.com/2018/01/25/conexion-rigida-o-articulada/>
- Construmática. (2019). *Vigueta pretensada*. Construmática. Recuperado el 3 de Septiembre de 2019 de https://www.construmatica.com/construpedia/Vigueta_Pretensada
- Cooperación de Desarrollo Tecnológico. (s.f.). *Especificar CDT*. Especificar CDT. <http://www.especificar.cl/fichas/placa-colaborante-nv-6lc>

- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). *Espectros de respuesta y de diseño*. Universidad Nacional de Cuyo.
- Delgado Rojas, C. A. (2017). *Propuesta metodológica para el diseño de conexiones metálicas precalificadas en Colombia* [Monografía].
<http://noesis.uis.edu.co/jspui/bitstream/123456789/36768/1/169003.pdf>.
- Duoc. (2018). *Investigación aplicada*. Duoc. Recuperado el 3 de Septiembre de 2019 de <http://www.duoc.cl/biblioteca/crai/definicion-y-proposito-de-la-investigacion-aplicada>
- Econsa. (2019). *Losas/plafones*. Econsa. Recuperado el 4 de Septiembre de 2019 de <https://econsa.org/viguetas-bovedillas-para-losas-plafones-el-salvador/>
- Etabs V.16.2.1. (2016).
- Flores Magallan, C. (2016). *Diseño de una edificación de acero estructural sísmo-resistente* [Monografía]. <http://repositorio.ug.edu.ec/handle/redug/19901>.
- Galán Burneo, V. P., & Jaramillo Gutiérrez, D. W. (2012). *Ensayo experimental de los conectores de corte de las losas tipo Deck* [Monografía].
<http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/4948>.
- Garino, P. (2010). *Losas Mixtas Conformadas por placas de acero colaborante con vigas compuestas*. Fadu. Recuperado el 19 de septiembre de 2019 de http://www.fadu.edu.uy/tesinas/files/2012/09/Tesina-Patricia-Garino_Soluciones-estructurales-no-habituales_aprobado-11.pdf
- González Mendoza, W. (2014). *Uniones y Conexiones de Estructuras de Acero*.
- Guerra, M. (2015). *Diseño Sismoresistente de Edificios de Acero Utilizando Etabs y Nec 2015*. Grupo Gamaprint.
- Harmsen, T. (2002). *Diseño de estructuras de concreto armado*.

- Jimenez Orrego, D. (2017). *Identificación de la condición de diafragma rígido o flexible a partir de la instrumentación sísmica y modelación de losas tipo shell o membrana en sistemas de resistencia lateral* [Monografía].
<http://hdl.handle.net/10784/12269>.
- Kubiec. (2018). *Kubiosa*. Kubiec.
- Kubiec. (2018). *Vigas Kubiec Electrosoldadas*. Kubiec.
- Loscar, J. (2018). *Diafragmas Rígidos y Flexibles*. Academia.
https://www.academia.edu/19227584/DIAFRAGMAS_RIGIDOS_Y_FLEXIBLES
- Martínez, C. (2019). *Investigación Descriptiva: Tipos y Características*. Lifeder.
Recuperado el 3 de Septiembre de 2019 de
<https://www.lifeder.com/investigacion-descriptiva/>
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de estructuras de acero* (Quinta ed.). Alfaomega.
- Meza Quintanilla, L. (2017). *Aspectos Fundamentales del Concreto Presforzado* [Monografía]. <http://repositorio.unan.edu.ni/3828/>.
- NEC-SD-DS. (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente* (2015 ed.). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-CG. (2015). *Cargas No Sísmicas* (2015 ed.). Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Nilson, A. H. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Ithaca.
- Peternell Altamira, L. (2005). *Programa para el diseño de conexiones viga - columna en elementos de acero de sección "I" mediante el método de resistencia última LRFD* [Monografía].
<https://repository.javeriana.edu.co/bitstream/handle/10554/16794/SoteloOjedaHaroldAndre2015.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.

- Registrocdt. (14 de Enero de 2009). *Placa colaborante para losas Instadeck INSTAPANEL*. Registrocdt.cl. Recuperado el 4 de Septiembre de 2019 de <http://www.registrocdt.cl/registrocdt/www/adminTools/fichaDeProductoDetalle.aspx?idFichaPro=726>
- Reinoso, E., Rodríguez, M., & Betancourt, R. (2000). *Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas*. Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.
- SENCICO. (2014). *Manual Técnico para el uso de placas colaborantes para losas de entrepiso*. Sencico.
- Tensolite. (2019). *Losas alivianadas*. Tensolite. Recuperado el 4 de Septiembre de 2019 de <http://www.tensolite.com.ar/Productos.php?GalFotoTipo=VIGU&TipoProd=LINE>
- Torija, M. d. (2010). *Introducción al comportamiento y al diseño de estructuras de acero*.
- Torres Prado, A., & Morales, F. (2011). *Hormigón Pretensado y Postensado* [Monografía]. <http://www.fadu.edu.uy/tesinas/tesinas/sistemas-constructivos-hormigon-pretesado-y-postesado/>.

Anexos

Código	Contenido
Anexo A	Planos estructurales del entrepiso del edificio "Mumbai"
Anexo B	Planos arquitectónicos del edificio "Mumbai"
Anexo C	Estudios de suelos
Anexo D	Catálogo de Kubilosa
Anexo E	Catálogo de vigas Kubiec electrosoldadas
Anexo F	Tabla F.3.1.4-1 (NSR-10) para la obtención del coeficiente R_y
Anexo G	Presupuesto viguetas presforzadas Ditelme.
Anexo H	Planos del diseño de entrepiso de losa colaborante sobre viguetas metálicas
Anexo I	Planos del diseño de entrepiso de loseta sobre viguetas pretensadas