

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS COMPARATIVO ECONÓMICO ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO DE 15 PISOS EN LA CIUDAD DE QUITO, DISEÑADO
CON ACERO DE REFUERZO GRADO 60 - ACERO DE
REFUERZO GRADO 80 - HORMIGÓN NORMAL F'C 28 MPA Y
HORMIGÓN LIVIANO F'C 28 MPA**

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS**

CAYANCELA MUÑOZ DIANA PAULINA

diana.cayancela@epn.edu.ec

REYES ESTRELLA ALEJANDRA VALENTINA

alejandra.reyes@epn.edu.ec

DIRECTOR: MSc. ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO

maria.corream@epn.edu.ec

CO - DIRECTOR: PhD. ING. LUIS TNERFE HERNÁNDEZ ROGRÍGUEZ

luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, Junio 2022

DECLARACIÓN

Nosotras, CAYANCELA MUÑOZ DIANA PAULINA y REYES ESTRELLA ALEJANDRA VALENTINA, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

**CAYANCELA MUÑOZ DIANA
PAULINA**

**REYES ESTRELLA ALEJANDRA
VALENTINA**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por CAYANCELA MUÑOZ DIANA PAULINA y REYES ESTRELLA ALEJANDRA VALENTINA, bajo nuestra supervisión.

**MSc. ING. MARÍA BELÉN CORREA
VALLEJO**

DIRECTORA DEL PROYECTO

**PhD. ING. LUIS TINERFE
HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ**

CODIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Este logro se lo agradezco principalmente a mis papás Segundo y Fanny, quienes fueron el pilar fundamental a lo largo de mi vida, y a través de sus enseñanzas lograron inculcarme los principales valores de la vida, todo esto hoy se ve reflejado en la persona que he llegado a ser. Les agradezco enormemente su apoyo y cariño, para mi ustedes son lo más importante.

A mi hermana Andrea y mi sobrino Martín, quienes han llenado de alegría cada uno de mis días, y han sido un gran apoyo en este trayecto.

Agradezco a mis amigas Sele, Micka, Denisita, Michelle, Gaby y Cris, por estar siempre cuando las necesité. A pesar de que nuestros caminos están tomando diferentes rumbos, sé que puedo contar siempre con cada una de ustedes. Las quiero infinitamente.

De igual manera, a mi compañera de carrera y tesis Valentina, quien se ha convertido en más que una amiga, en una hermana, ya que, con su amistad incondicional me ha demostrado que la vida te puede premiar de diversas formas, y una de ellas es poniéndote en el camino a grandes personas como lo eres tú. Mis dos muy queridas amigas Karen y Sofía, les agradezco estar en los bellos y sobre todo en los malos momentos, no tengo las suficientes palabras para describir la gran amistad que hemos llegado a forjar a través de todos estos años.

Mis compañeros y amigos de carrera Steven, José, Freddy, Alejo, Sebas, Esteban, Gerio y Kathy, les agradezco haber hecho de este largo y duro camino una experiencia grata e inolvidable, cada viaje y cada anécdota vividas junto a ustedes las guardo en un pedacito de mi corazón con gran cariño como el que les tengo.

Además, quiero brindar un agradecimiento especial a Alejandro Ponluisa, quien supo ser un gran amigo y apoyo.

AGRADECIMIENTO

A mis dos grandes amigos de prepo Nadia y Adrián gracias por haber sido partícipes de este trayecto.

Finalmente, pero no menos importante quiero agradecer a todos los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental por haberme impartido sus conocimientos, y sobre todo a mi tutora de tesis, la Ing. María Belén Correa, le agradezco su tiempo y dedicación, los cuales permitieron el desarrollo de este trabajo de titulación.

Diana Cayancela

AGRADECIMIENTO

A mis padres, Paty y Henry, por haberme apoyado sin importar las circunstancias, por haber creído siempre en mí y en mis capacidades. Por hacer de mí una persona de bien, con valores y principios que atesoraré toda mi vida. Por todo el cariño y esfuerzo que han realizado para que pueda culminar mis estudios y ser una profesional de excelencia. Son mi orgullo y motivación para superarme día a día.

A mi hermana Camila, por darme fuerzas para seguir cada día, ser un apoyo incondicional y no dejarme caer nunca. Gracias por siempre protegerme de todo lo malo y ser mi ejemplo a seguir.

A Martha, quien desde el cielo me cuida y protege, por demostrarme que nada es imposible si te lo propones. A pesar de que no pudiste verme culminar esta meta de mi vida, sé que siempre estás conmigo abuelita querida, espero enorgullecerte.

A Diana por ser la mejor amiga y compañera que pude tener, gracias por toda tu ayuda y apoyo a lo largo de estos 5 años, por estar junto a mí en todo momento bueno y malo, te has convertido en mi hermana y confidente. Gracias por creer y confiar siempre en mí.

A Sofía y Karen, por ser mis pilares a lo largo de este viaje, por no dejarme desmayar nunca, por su inmenso cariño y soporte ante todas las dificultades. Han sido tantos momentos juntas que no puedo expresar el aprecio y cariño que les tengo. A pesar de la distancia, nuestra amistad perdura, sobre todo.

A Vanesa, por estar presente cada día y brindarme innumerables alegrías, por ser mi apoyo incondicional en los momentos malos y alentarme a culminar mis metas. Gracias por ser parte de este camino.

A Paola, Kathy, Carolina, Ginger, Alejandro, Sebastián, Freddy, José, Gerio, Fausto, David, Jhosselyn, Steven y Esteban, por su cariño, sincera amistad y por ser un apoyo constante a lo largo de toda la carrera, porque más que compañeros somos una pequeña familia que sé que siempre estará cuando los necesite. No estuvimos juntos desde el inicio, pero estoy segura de que sí hasta el final.

AGRADECIMIENTO

A Josselyn, Cinthia, Allison, Valeria, Daniela y Micaela, por estar junto a mí sin importar la distancia, por su cariño, apoyo incondicional y por ser mi alegría siempre que las necesité.

A la Escuela Politécnica Nacional y a la Ingeniera María Belén Correa, por compartir sus conocimientos y experiencias durante toda mi formación, por alentarme a culminar la carrera con dedicación y conciencia.

Valentina Reyes

DEDICATORIA

A mi familia Segundo, Fanny, Andrea y Martín, les quiero dedicar este gran logro, ya que, ustedes fueron mi principal motivación y apoyo para cumplir con cada uno de mis sueños.

A mi compañera de tesis Valentina, por haberme brindado su esfuerzo y dedicación para lograr concretar este trabajo de titulación.

Diana Cayancela

A mi madre Paty, mi padre Henry y mi hermana Camila, por ser mi motivación para mejorar cada día. Sin su apoyo no hubiera sido posible culminar esta meta.

A mi abuelita Martha, sé que uno de tus sueños fue verme como profesional, tal vez Dios te llamó antes, pero sé que siempre estarás conmigo, este esfuerzo es dedicado para ti.

A mis tíos Rolando y Ulises, por ser partícipes de toda mi trayectoria y aprendizaje.

A mi compañera y amiga Diana, por tu apoyo durante todo este largo camino y tu confianza en mí para poder hacer este trabajo juntas.

A mis amigos, familia y docentes, por todas las enseñanzas y consejos.

Valentina Reyes

ÍNDICE DE CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTO.....	III
DEDICATORIA.....	VII
RESUMEN	XXIII
ABSTRACT	XXIV
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. GENERALIDADES.....	1
1.2. ANTECEDENTES	2
1.3. OBJETIVOS	3
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	3
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4. ALCANCE	4
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	5
2.1. HORMIGÓN.....	5
2.1.1. HORMIGÓN CONVENCIONAL.....	5
2.1.2. HORMIGÓN LIVIANO	11
2.1.3. HORMIGÓN ARMADO.....	19
2.2. ACERO DE REFUERZO.....	21
2.2.1. ACERO DE REFUERZO GRADO 60.....	23
2.2.2. ACERO DE REFUERZO GRADO 80	28
2.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMORESISTENTE.....	31
2.4. ANÁLISIS LINEAL.....	32

2.4.1. DISEÑO BASADO EN FUERZAS DBF	32
2.5. ANÁLISIS NO LINEAL	34
2.6. SISTEMAS DUALES.....	37
2.7. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	37
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA.....	39
3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	39
3.2. PROPUESTA ARQUITECTÓNICA.....	40
3.3. UBICACIÓN	45
3.4. SISTEMA ESTRUCTURAL.....	45
3.5. PREDIMENSIONAMIENTO	46
3.5.1. DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE VIGAS DESCOLGADAS	46
3.5.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	47
3.5.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS	50
3.5.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	53
3.5.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS	57
3.5.5. SECCIONES FINALES DE ELEMENTOS.....	59
3.6. ESTIMACIÓN DE CARGAS	61
3.6.1. CARGA VIVA.....	61
3.6.2. CARGA MUERTA.....	61
3.7. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES (Sa).....	65
3.7.1. GEOLOGÍA LOCAL	66
3.7.2. TIPO DE SUELO	66
3.7.2. FACTORES DE ZONA	68
3.7.3. FACTOR EN EL ESPECTRO PARA EL DISEÑO ELÁSTICO.....	69
3.7.4. COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO.....	70

3.7.5. FACTOR DE IMPORTANCIA (I).....	70
3.7.6. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA.....	70
3.7.8. RELACIÓN DE AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL (η).....	71
3.7.9. IRREGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACIÓN.....	71
3.7.10. PERIODO CRÍTICO	74
3.8. ESTIMACIÓN DEL CORTANTE BASAL (v).....	76
3.9. COMBINACIONES PARA EL DISEÑO POR ÚLTIMA RESISTENCIA	77
3.10. MODELACIÓN ESTRUCTURAL.....	77
3.10.1 DEFINICIÓN DEL SOFTWARE DE MODELACIÓN ESTRUCTURAL	77
3.10.2. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	78
3.11. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO	79
3.11.1. ANÁLISIS MODAL	81
3.11.2. AJUSTE DEL CORTANTE BASAL.....	83
3.11.3. COMPROBACIÓN DEL SISTEMA DUAL	84
3.11.4. CONTROL DE DERIVAS DE PISO.....	95
3.12. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	102
3.12.1. RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS.....	102
3.12.2. REVISIÓN DE DEFLEXIONES Y DEFORMACIONES.....	196
3.13. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANL o PUSHOVER)	201
3.13. ELABORACIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES.....	232
3.14. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS.....	237
3.14.1. PRESUPUESTOS	242
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS	244
4.1. COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	244

4.1.1. MODOS DE VIBRACIÓN	244
4.1.2. CORTANTE BASAL.....	245
4.1.3. DERIVAS	246
4.1.4. DEFLEXIONES.....	247
4.1.5. ACCIONES DE ELEMENTOS	248
4.1.6. ACERO DE REFUERZO	258
4.1.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	272
4.2. COMPARACIÓN ECONÓMICA.....	278
4.2.2. TIEMPOS DE EJECUCIÓN	278
4.2.3. PRESUPUESTOS	280
4.2.4. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS.....	281
4.3. GRÁFICOS COMPARATIVOS.....	282
4.3.1. PERIODO DE LA ESTRUCTURA.....	282
4.3.2. CORTANTE BASAL.....	283
4.3.3. DERIVAS	284
4.3.4. DEFLEXIONES.....	285
4.3.5. DETALLES DEL REFUERZO.....	286
4.3.6. DESPLAZAMIENTO EN EL PUNTO DE CONTROL.....	288
4.3.7. RELACIÓN DESPLAZAMIENTO – FUERZA CORTANTE	289
4.3.8. CANTIDAD DE RÓTULAS FORMADAS	289
4.3.9. CANTIDADES DE OBRA.....	290
4.3.10. VARIACIÓN DE COSTO POR MATERIAL.....	291
4.3.11. VARIACIÓN DE COSTO POR ELEMENTO	293
4.3.12. VARIACIÓN DEL TIEMPO DE EJECUCIÓN.....	294
4.3.13. VARIACIÓN DEL PRESUPUESTO GENERAL	295

CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	296
5.1. CONCLUSIONES	296
5.1.1. CONCLUSIONES ESTRUCTURALES	296
5.1.2. CONCLUSIONES ECONÓMICAS.....	299
5.2. RECOMENDACIONES	300
5.2.1. RECOMENDACIONES ESTRUCTURALES.....	300
5.2.2. RECOMENDACIONES ECONÓMICAS	301
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	303
ANEXOS	311
ANEXO N°1. DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA.....	312
ANEXO N°2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	315
ANEXO N°3. PLANOS ESTRUCTURALES	324
PROPUESTA HORMIGÓN CONVENCIONAL Y ACERO GRADO 60	324
PROPUESTA HORMIGÓN CONVENCIONAL Y ACERO GRADO 80	324
PROPUESTA HORMIGÓN LIVIANO Y ACERO GRADO 60	324
PROPUESTA HORMIGÓN LIVIANO Y ACERO GRADO 80	324
ANEXO N°4. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS POR RUBRO	385

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación Hormigón Convencional.....	5
Tabla 2. Relación agua/cemento ACI 211.1.....	6
Tabla 3. Dosificación de hormigón convencional en peso - f'_c 28 MPa - para 1 m ³	7
Tabla 4. Dosificación para un hormigón liviano $f'_c=280$ kg/cm ³ por metro cúbico.....	14
Tabla 5. Porcentajes máximos de composición de las varillas de acero ASTM A706.....	24
Tabla 6. Porcentaje de elongación para acero Grado 60 ASTM A615	25
Tabla 7. Porcentaje de elongación para acero Grado 60 ASTM A706	26
Tabla 8. Porcentaje de elongación para acero Grado 80 ASTM A615	30
Tabla 9. Porcentaje de elongación para acero Grado 80 ASTM A706	30
Tabla 10. Distribución arquitectónica	40
Tabla 11. Terminología vigas descolgadas.....	46
Tabla 12. Peralte mínimo en vigas.....	48
Tabla 13. Factor de mayoración para acero Grado 80	48
Tabla 14. Factor de mayoración para hormigones livianos.....	49
Tabla 15. Secciones de vigas obtenidas en el predimensionamiento.....	50
Tabla 16. Espesor mínimo para losas en dos direcciones.....	51
Tabla 17. Espesor mínimo para losas en una dirección	51
Tabla 18. Factor K_{LL}	54
Tabla 19. Ejemplo de cálculo del predimensionamiento de columnas.....	55
Tabla 20. Distribución de columnas del modelo de hormigón convencional y acero Grado 60.....	56
Tabla 21. Distribución de columnas del modelo de hormigón convencional y acero Grado 80.....	56
Tabla 22. Distribución de columnas del modelo de hormigón liviano y acero Grado 60	57
Tabla 23. Distribución de columnas del modelo de hormigón liviano y	

acero Grado 80	57
Tabla 24. Espesor mínimo del muro	58
Tabla 25. Distribución de muros en cada modelo	58
Tabla 26. Secciones de vigas obtenidas en el predimensionamiento.....	59
Tabla 27. Distribución de columnas del modelo de hormigón convencional y acero Grado 60.....	59
Tabla 28. Distribución de columnas del modelo de hormigón convencional y acero Grado 80.....	60
Tabla 29. Distribución de columnas del modelo de hormigón liviano y acero Grado 60	60
Tabla 30. Distribución de columnas del modelo de hormigón liviano y acero Grado 80	60
Tabla 31. Distribución de muros en cada modelo	61
Tabla 32. Carga Viva	61
Tabla 33. Peso del enlucido y mortero de unión.....	62
Tabla 34. Peso por unidad de análisis del bloque de 20 cm	63
Tabla 35. Peso por unidad de análisis del bloque de 15 cm	63
Tabla 36. Peso por unidad de análisis del bloque de 10 cm	63
Tabla 37. Peso de paredes por unidad de análisis para subsuelos.....	63
Tabla 38. Peso de paredes por unidad de análisis para almacenes.....	64
Tabla 39. Peso de paredes por unidad de análisis para oficinas.....	64
Tabla 40. Peso de paredes por unidad de análisis para departamentos.....	64
Tabla 41. Terminología Espectro de Diseño.....	65
Tabla 42. Coeficientes F_a , F_d y F_s	70
Tabla 43. Factor de amplificación espectral.....	71
Tabla 44. Resumen de la comprobación rigidez lateral por piso.....	74
Tabla 45. Valores de K para cada modelo	76
Tabla 46. Periodos fundamentales	78
Tabla 47. Corrección del cortante basal dinámico	83
Tabla 48. Deriva inelástica para el modelo de hormigón convencional y acero G60.....	96

Tabla 49. Deriva inelástica para el modelo de hormigón convencional y acero G80.....	97
Tabla 50. Derivas inelásticas para el modelo de hormigón liviano y acero G60.....	99
Tabla 51. Derivas inelásticas para el modelo de hormigón liviano y acero G80.....	100
Tabla 52. Terminología diseño a flexión en vigas.....	102
Tabla 53. Terminología momento probable.....	105
Tabla 54. Terminología resistencia a corte en vigas.....	107
Tabla 55. Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial.....	120
Tabla 56. Obtención de esfuerzos máximo y mínimo HC y A60.....	125
Tabla 57. Obtención de esfuerzos máximo y mínimo HC y A80.....	127
Tabla 58. Obtención de esfuerzos máximo y mínimo HL y A60.....	129
Tabla 59. Obtención de esfuerzos máximo y mínimo HL y A80.....	130
Tabla 60. Terminología diseño de losas.....	157
Tabla 61. Terminología deterioro de adherencia.....	179
Tabla 62. Valores de γ para conexiones viga – columna.....	180
Tabla 63. Deflexión máxima admisible calculada.....	197
Tabla 64. Factor en función del tiempo para cargas sostenidas.....	198
Tabla 65. Clasificación de los niveles de demanda de ductilidad para procedimientos no lineales.....	203
Tabla 66. Geometría gancho estándar para refuerzo a tracción corrugado.....	232
Tabla 67. Especificaciones de geometría del gancho estándar para refuerzo de confinamiento.....	233
Tabla 68. Longitud de desarrollo refuerzo a tracción corrugado.....	234
Tabla 69. Factores para la modificación para l_d en refuerzo corrugado a tracción.....	234
Tabla 70. Factores de modificación para l_d de las barras con gancho a tracción.....	235
Tabla 71. Empalme por traslapo de refuerzo longitudinal corrugado a	

tracción.....	236
Tabla 72. APU de hormigón convencional con encofrado para columnas $f'c= 28$ MPa	238
Tabla 73. APU de hormigón liviano con encofrado para columnas $f'c= 28$ MPa	239
Tabla 74. Costo horario de la cortadora y dobladora de hierro	240
Tabla 75. Provisión e instalación de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas con $f_y=4200$ kg/cm ²	241
Tabla 76. Provisión e instalación de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas con $f_y=4200$ kg/cm ²	242
Tabla 77. Presupuesto del modelo de hormigón convencional y acero grado 60	243
Tabla 78. Presupuesto del modelo de hormigón convencional y acero grado 80	243
Tabla 79. Presupuesto del modelo de hormigón liviano y acero grado 60.....	243
Tabla 80. Presupuesto del modelo de hormigón liviano y acero grado 80.....	243
Tabla 81. Resumen periodo y masa modal efectiva.	244
Tabla 82. Resumen cortante basal y peso de la estructura	245
Tabla 83. Resumen de derivas inelásticas	246
Tabla 84. Resumen de deflexiones en vigas	247
Tabla 85. Momentos de las vigas	248
Tabla 86. Cortante de las vigas	249
Tabla 87. Fuerza axial de columnas por carga muerta	251
Tabla 88. Momento sismo dirección x de las columnas	252
Tabla 89. Cortante por sismo en la dirección x	253
Tabla 90. Axial por carga muerta en muros	254
Tabla 91. Momento por carga sísmica dirección x en muros	255
Tabla 92. Cortante por carga sísmica dirección x en muros	256
Tabla 93. Vigas del subsuelo N-12.00 - N+0.00 - Ejes 1,2,3,4,5	258
Tabla 94. Vigas del subsuelo N-12.00 - N+0.00 - Ejes A,B,C,D,E,F,G	259
Tabla 95. Vigas del tipo N+30.50 - N+45.50 - Ejes E,F	260

Tabla 96. Vigas del tipo N+30.50 - N+45.50 - Ejes 2,3,4,5	261
Tabla 97. Vigas secundarias N+3.50 - N+45.50 - Ejes ,1',5'	262
Tabla 98. Columna eje C3 del nivel Nv. -15.00 – Nv. +00.00	263
Tabla 99. Columna eje C3 del nivel Nv. +0.00 – Nv. +9.50	264
Tabla 100. Columna eje C3 del nivel Nv. +9.50 – Nv. +27.50.....	265
Tabla 101. Columna eje C3 del nivel Nv. +27.50 – Nv. +45.50.....	266
Tabla 102. Muro eje x, del nivel Nv. -15.00 – Nv. +9.50	267
Tabla 103. Muro eje x, del nivel Nv. +9.50 – Nv. +27.50	268
Tabla 104. Muro eje x, del nivel Nv. +27.50 – Nv. +45.50	270
Tabla 105. Longitudes l_d , l_{st} , l_{sc} y l_{dh} de ganchos estándar a tracción.	271
Tabla 106. Punto de desempeño, ductilidad del punto de desempeño, corte y desplazamiento.....	273
Tabla 107. Relación de desplazamiento Pushover	273
Tabla 108. Rótulas plásticas propuesta hormigón convencional y acero grado 60.	274
Tabla 109. Rótulas plásticas propuesta hormigón convencional y acero grado 80.	274
Tabla 110. Rótulas plásticas propuesta hormigón liviano y acero grado 60.	275
Tabla 111. Rótulas plásticas propuesta hormigón liviano y acero grado 80.	275
Tabla 112. Escala esfuerzo – desplazamiento Pórtico Eje 2	276
Tabla 113. Escala esfuerzo – desplazamiento – Pórtico eje 2.....	277
Tabla 114. Tiempo de ejecución para el modelo de HC y A60.....	278
Tabla 115. Tiempo de ejecución para el modelo de HC y A80.....	278
Tabla 116. Tiempo de ejecución para el modelo de HL y A60.....	279
Tabla 117. Tiempo de ejecución para el modelo de HL y A80.....	279
Tabla 118. Variación de los tiempos de ejecución entre hormigones.	280
Tabla 119. Variación de los tiempos de ejecución entre aceros.	280
Tabla 120. Variación de los tiempos de ejecución entre hormigones y aceros...	280
Tabla 121. Resumen del presupuesto final para cada modelo	281
Tabla 122. Análisis de alternativas	282

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 1. Curva esfuerzo - deformación unitaria.....	22
Figura 2. Niveles de desempeño	36
Figura 3. Planta tipo subsuelo	41
Figura 4. Planta tipo locales	42
Figura 5. Planta tipo oficinas	43
Figura 6. Planta tipo departamentos.....	44
Figura 7. Ejemplos de la porción de losa que debe incluirse con la viga, según 8.4.1.8.	47
Figura 8. Losa alivianada equivalente a la losa maciza de 19 cm	53
Figura 9. Losa alivianada equivalente a la losa maciza de 20 cm	53
Figura 10. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	65
Figura 11. Segmentos de las Fallas Ciegas y Zonas de Quito.	66
Figura 12. Microzonificación de la ciudad de Quito	67
Figura 13. Resultados obtenidos de los ensayos realizados en la zona q2s.....	68
Figura 14. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	69
Figura 15. Factor de irregularidad en planta.....	72
Figura 16. Corte A edificación	73
Figura 17. Modelo estructural en 3D	77
Figura 18. Modelo estructural en 3D	78
Figura 19. Patrón de carga sísmica estática dirección x	79
Figura 20. Patrón de carga sísmica estática dirección y	79
Figura 21. Espectro de respuesta elástico	80
Figura 22. Masas de participación modal del modelo de concreto convencional y acero de Grado 60.....	81
Figura 23. Masas de participación modal del modelo de concreto convencional y acero de Grado 80.....	81
Figura 24. Masas de participación modal del modelo de concreto	

liviano y acero de Grado 60.....	82
Figura 25. Masas de participación modal del modelo de concreto liviano y acero de Grado 80.....	82
Figura 26. Factor de corrección del cortante basal del modelo de HC A60.....	84
Figura 27. Cortante basal estático modelo HC A60.....	85
Figura 28. Cortante basal estático modelo HC A80.....	85
Figura 29. Cortante basal estático modelo HL A60	86
Figura 30. Cortante basal estático modelo HL A80	86
Figura 31. Cortante basal dinámico x modelo HC A60.....	87
Figura 32. Cortante basal dinámico y modelo HC A60.....	88
Figura 33. Cortante basal dinámico x modelo HC A80.....	89
Figura 34. Cortante basal dinámico y modelo HC A80.....	90
Figura 35. Cortante basal dinámico x modelo HL A60	91
Figura 36. Cortante basal dinámico y modelo HL A60	92
Figura 37. Cortante basal dinámico x modelo HL A80	93
Figura 38. Cortante basal dinámico y modelo HL A80	94
Figura 39. Gráfico de derivas estáticas en las direcciones x, y respectivamente HC A60	96
Figura 40. Gráfico de derivas dinámicas en las direcciones x, y respectivamente HC A60	97
Figura 41. Gráfico de derivas estáticas en las direcciones x, y respectivamente HC A80	98
Figura 42. Gráfico de derivas dinámicas en las direcciones x, y respectivamente HC A80	98
Figura 43. Gráfico de derivas estáticas en las direcciones x, y respectivamente HL A60	99
Figura 44. Gráfico de derivas dinámicas en las direcciones x, y respectivamente HL A60	100
Figura 45. Gráfico de derivas estáticas en las direcciones x, y respectivamente HL A80	101
Figura 46. Gráfico de derivas dinámicas en las direcciones x, y	

respectivamente HL A80	101
Figura 47. Diagrama de interacción de una columna cuadrangular	121
Figura 48. Diagrama de interacción HC y A60	126
Figura 49. Diagrama de interacción HC y A80	128
Figura 50. Diagrama de interacción HL y A60	129
Figura 51. Diagrama de interacción HL y A80	131
Figura 52. Proceso global del método del espectro de capacidad.	203
Figura 53. Caso de cargas gravitacionales no lineales	205
Figura 54. Casos de carga no lineal o pushover	206
Figura 55. Punto de control de desplazamiento	207
Figura 56. Punto del centro de masas para control de desplazamiento	208
Figura 57. Número de pasos a ser analizados	209
Figura 58. Rótulas en vigas	211
Figura 59. Rótulas en columnas	212
Figura 60. Rótulas en muros	213
Figura 61. Multi-threaded Solver	213
Figura 62. Punto de desempeño modelo HC y A60 – PUSHOVER Y.	214
Figura 63. Rótulas plásticas modelo HC y A60 – PUSHOVER Y. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.	215
Figura 64. Rótulas plásticas modelo HC y A60 – PUSHOVER Y. Escala de Niveles de Desempeño.	215
Figura 65. Punto de desempeño modelo HC y A60 – PUSHOVER X.	216
Figura 66. Rótulas plásticas modelo HC y A60 – PUSHOVER X. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.	216
Figura 67. Rótulas plásticas modelo HC y A60 – PUSHOVER X. Escala de Niveles de Desempeño.	217
Figura 68. Curva de capacidad HC A60 – Dirección Y	217
Figura 69. Curva de capacidad HC A60 – Dirección X	218
Figura 70. Punto de desempeño modelo HC y A80 – PUSHOVER Y.	219
Figura 71. Rótulas plásticas modelo HC y A80 – PUSHOVER Y. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.	219

Figura 72. Rótulas plásticas modelo HC y A80 – PUSHOVER Y. Escala de Niveles de Desempeño.....	220
Figura 73. Punto de desempeño modelo HC y A80 – PUSHOVER X.....	220
Figura 74. Rótulas plásticas modelo HC y A80 – PUSHOVER X. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.....	221
Figura 75. Rótulas plásticas modelo HC y A80 – PUSHOVER X. Escala de Niveles de Desempeño.....	221
Figura 76. Curva de capacidad HC A80 – Dirección Y.....	222
Figura 77. Curva de capacidad HC A80 – Dirección X.....	222
Figura 78. Punto de desempeño modelo HL y A60 – PUSHOVER Y.....	223
Figura 79. Rótulas plásticas modelo HL y A60 – PUSHOVER Y. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.....	224
Figura 80. Rótulas plásticas modelo HL y A60 – PUSHOVER Y. Escala de Niveles de Desempeño.....	224
Figura 81. Punto de desempeño modelo HL y A60 – PUSHOVER X.....	225
Figura 82. Rótulas plásticas modelo HL y A60 – PUSHOVER X. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.....	225
Figura 83. Rótulas plásticas modelo HL y A60 – PUSHOVER X. Escala de Niveles de Desempeño.....	226
Figura 84. Curva de capacidad HL A60 – Dirección Y	226
Figura 85. Curva de capacidad HL A60 – Dirección X	227
Figura 86. Punto de desempeño modelo HL y A80 – PUSHOVER Y.....	228
Figura 87. Rótulas plásticas modelo HL y A80 – PUSHOVER Y. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.....	228
Figura 88. Rótulas plásticas modelo HL y A80 – PUSHOVER Y. Escala de Niveles de Desempeño.....	229
Figura 89. Punto de desempeño modelo HL y A80 – PUSHOVER X.....	229
Figura 90. Rótulas plásticas modelo HL y A80 – PUSHOVER X. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.....	230
Figura 91. Rótulas plásticas modelo HL y A80 – PUSHOVER X. Escala de Niveles de Desempeño.....	230

Figura 92. Curva de capacidad HL A80 – Dirección Y	231
Figura 93. Curva de capacidad HL A80 – Dirección X	231
Figura 94. Gráfico comparativo del periodo de la estructura.	283
Figura 95. Gráfico comparativo del cortante basal	283
Figura 96. Gráfico comparativo del peso de la estructura	284
Figura 97. Gráfico comparativo de las derivas inelásticas para la dirección x....	284
Figura 98. Gráfico comparativo de las derivas inelásticas para la dirección x....	285
Figura 99. Gráfico comparativo de las deflexiones.....	285
Figura 100. Gráfico comparativo de las longitudes de desarrollo (Ld).....	286
Figura 101. Gráfico comparativo de las longitudes de traslape a tracción (Lst).....	286
Figura 102. Gráfico comparativo de las longitudes de traslape a compresión (Lsc).....	287
Figura 103. Gráfico comparativo de las longitudes de desarrollo de ganchos estándar (Ldh).....	287
Figura 104. Gráfico comparativo del desplazamiento en el punto de control dirección x.	288
Figura 105. Gráfico comparativo del desplazamiento en el punto de control dirección y.	288
Figura 106. Gráfico de comparación de desplazamiento vs fuerza cortante	289
Figura 107. Gráfico de comparación de rótulas plásticas en el punto de desempeño.....	290
Figura 108. Gráfico de comparación de la cubicación del hormigón.	290
Figura 109. Gráfico de comparación de la cubicación del hormigón.	291
Figura 110. Gráfico de comparación del costo de hormigón por m ³	291
Figura 111. Gráfico de comparación del costo de acero por kg.	292
Figura 112. Gráfico de comparación del costo total de hormigón.....	292
Figura 113. Gráfico de comparación del costo total de acero.....	293
Figura 114. Gráfico de comparación del costo total por elemento.....	294
Figura 115. Gráfico de comparación de tiempos de ejecución.....	295
Figura 116. Gráfico comparativo del presupuesto general	295

RESUMEN

El presente trabajo de titulación pretende realizar una comparación económica estructural de cuatro propuestas de modelación para un edificio de tipo residencial – comercial de 15 pisos y 5 subsuelos ubicado en el sector de la Av. González Suárez en el Distrito Metropolitano de Quito.

Las variables comparativas que se utilizarán en cada caso de estudio corresponden a los principales materiales de construcción que componen los elementos estructurales, como es el caso del hormigón y el acero de refuerzo, mismos que, presentan variaciones respecto a los tipos convencionales (hormigón convencional y acero de refuerzo grado 60), siendo estos, el hormigón liviano y el acero de refuerzo de alta resistencia grado 80.

Dentro de la comparación estructural se abarcarán los principales parámetros que definen un buen comportamiento sismorresistente en una edificación, como son, las derivas, modos de vibración, periodos, deflexiones, acciones de los elementos, y cortante basal, mismos que, se obtienen mediante análisis lineales. Por otra parte, se empleará un análisis que considere el comportamiento de la estructura en su rango inelástico, como es el caso del Pushover o análisis estático no lineal, en el cual, se realiza el control de desplazamiento por medio de la definición de un punto de control, además de, evidenciar la formación de rótulas plásticas en los elementos del sistema estructural y el punto de desempeño de la edificación.

A partir de los resultados obtenidos del análisis estructural se elaborarán los planos del detallamiento de refuerzo, tomando en consideración las especificaciones de las normativas ACI 318 (2019) y NEC - 15 (2015d). Los cuales, permitirán realizar cuantificaciones de materiales y volúmenes de obra para la elaboración de presupuestos a través de precios referenciales en el mercado ecuatoriano para el año 2022. Finalmente, mediante un análisis de alternativas se definirá la propuesta estructural que posea mejor desempeño y precio.

ABSTRACT

The purpose of this degree work is to carry out a structural economic comparison of four modeling proposals for a 15-story, 5-basement residential-commercial building located at the González Suárez Avenue in the Metropolitan District of Quito.

The comparative variables to be used in each case study correspond to the main construction materials that make up the structural elements, such as concrete and reinforcing steel, which present variations due to the conventional types (conventional concrete and grade 60 reinforcing steel), these being lightweight concrete and grade 80 high strength reinforcing steel.

The structural comparison will cover the main parameters that define a good seismic-resistant behavior in a building, such as drifts, vibration modes, periods, deflections, element forces, and base shear, which are obtained by means of linear analysis. On the other hand, an analysis that considers the behavior of the structure in its inelastic range will be used, as is the case of the Pushover or nonlinear static analysis, in which the displacement control is performed by the previous definition of a control point, in addition to evidencing the formation of plastic hinges in the elements of the structural system and the performance point of the building.

Based on the results obtained from the structural analysis, reinforcement detailing drawings will be prepared, taking into consideration the specifications of the ACI 318 (2019) and NEC - 15 (2015d) standards. These will allow quantifications of materials and volumes of work for the preparation of budgets through reference prices in the Ecuadorian market for the year 2022. Finally, through an analysis of alternatives, the structural proposal with the best performance and price will be defined.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

La ciudad de Quito al tener una elevada actividad sísmica y a su vez un constante crecimiento urbanístico demanda la creación de nuevas estructuras de vivienda que puedan maximizar el uso de la tierra disponible mediante un mayor número de residencias en una menor área de terreno, como es el caso de los edificios. Por lo tanto, se debe buscar garantizar que estas estructuras cumplan los requerimientos necesarios ante la demanda sísmica cuya influencia en la estructura se presenta a través del cortante basal, mismo que, es directamente proporcional al peso de la estructura.

De acuerdo con lo antes mencionado, el presente trabajo de investigación busca realizar la comparación del comportamiento mecánico de una estructura con hormigón liviano y acero Grado 80 vs una estructura de hormigón convencional y acero Grado 80, mediante un análisis modal, verificación de cumplimiento de derivas y periodo fundamental de acuerdo con la NEC – 15, mismos que, se obtienen mediante la implementación de los análisis: estático lineal y dinámico lineal. Además, se empleará otro tipo de análisis con la finalidad de determinar el desempeño de la edificación más allá del rango elástico, a través de la formación de rótulas plásticas, la curva de demanda vs capacidad y los niveles de desempeño, mismos que, se encuentran normados de acuerdo con la ASCE 41.

Los resultados de análisis y modelación permitirán elaborar tanto una comparación presupuestaria entre ambas alternativas mediante la obtención de un presupuesto referencial (APUs) como una comparación estructural, para determinar la opción más viable en cuanto a economía y desempeño ante sollicitaciones externas.

1.2. ANTECEDENTES

La industria ecuatoriana de la construcción se caracteriza por sus técnicas tradicionales de diseño y ejecución, partiendo del uso de materiales tradicionales y disponibles en el entorno como es el caso del hormigón del acero, sea este destinado para refuerzo o netamente estructural, siendo las estructuras de concreto armado las más empleadas a nivel nacional a pesar de la existencia de sistemas constructivos óptimos. De allí nace la importancia de perfeccionar las técnicas de construcción y diseño de edificaciones de concreto armado tanto en materiales como en desempeño y capacidad.

Actualmente una de las mejores alternativas disponibles en esta industria es el empleo de materiales livianos y de alta resistencia, como es el caso del hormigón de baja densidad y el acero grado 80. Desde la perspectiva del hormigón liviano se puede destacar su resistencia a la compresión similar o igual a la del hormigón normal, con la diferencia de que permite reducir el peso de las estructuras al tener una menor densidad, debido a que, emplea agregados de baja densidad en su composición. Ecuador posee la ventaja de disponer de este tipo de agregados a un costo asequible, además el uso de estos materiales en los elementos estructurales debe cumplir con las especificaciones técnicas dadas en la NEC -15, con el fin de garantizar un comportamiento adecuado frente a las sollicitaciones sísmicas.

Por otro lado, el acero de refuerzo grado 80 es calificado como acero de alta resistencia, por ende, tiene la capacidad de proporcionar grandes ventajas para el desarrollo de la construcción como: la disminución de secciones transversales en elementos estructurales, proporcionando así más espacios utilizables y a su vez disminuyendo la congestión de acero en el armado de estas secciones, lo cual influye en el desempeño de la edificación ante sollicitaciones externas.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar un análisis comparativo económico estructural de un edificio de mediana altura (15 pisos) con sistema dual de concreto armado en la ciudad de Quito, utilizando hormigón liviano y hormigón convencional de resistencia a la compresión de 28MPa y acero de refuerzo alta resistencia (Grado 80) para ambos casos.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir una propuesta arquitectónica de un edificio de 15 pisos de uso residencial para la ciudad de Quito con sistema dual de hormigón armado.
- Ejecutar un prediseño de los elementos estructurales, para la obtención de solicitudes e información previa a los análisis de respuesta estructural.
- Estimar la respuesta estructural mediante: análisis estático lineal, dinámico lineal y estático no lineal o pushover, de acuerdo con lo especificado en la NEC – 15, ACI - 318 – 19 y ASCE-41, por medio de un software de modelación estructural.
- Generar el detallamiento estructural empleando el acero de refuerzo de alta resistencia (Grado 80) por medio de la elaboración de planos estructurales basados en las consideraciones constructivas de las normas NEC -15 y ACI - 318 -19.
- Realizar el análisis comparativo de las ventajas y desventajas estructurales y económicas entre los modelos generados para ambos edificios de mediana altura en la ciudad de Quito.

1.4. ALCANCE

El presente trabajo de titulación abarca la elaboración de 4 modelaciones computacionales de una misma estructura de mediana altura, hormigón armado, sistema dual de uso residencial, con la finalidad de elaborar un análisis comparativo respecto al hormigón liviano, hormigón convencional, acero Grado 60 y Grado 80 (acero de alta resistencia), utilizando las características geológicas y sísmicas que presenta la ciudad de Quito.

Los 4 modelos computacionales por realizar son:

- ✓ Estructura de hormigón convencional y acero Grado 60
- ✓ Estructura de hormigón convencional y acero Grado 80
- ✓ Estructura de hormigón liviano y acero Grado 60
- ✓ Estructura de hormigón liviano y acero Grado 80

Cada uno de los modelos comprenderán análisis lineales y no lineal, dentro del análisis lineal se elaborarán los dos principales determinados en la NEC (2015): análisis estático lineal y análisis modal dinámico lineal. Para el análisis no lineal se elaborará únicamente el análisis estático o también conocido como Pushover.

Los resultados de estos análisis podrán dar una visión general de las secciones, capacidad de resistencia y desempeño estructural, además de, una referencia presupuestaria con el fin de determinar la opción más viable.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. HORMIGÓN

2.1.1. HORMIGÓN CONVENCIONAL

2.1.1.1. Definición

El hormigón convencional es una combinación entre cemento tipo Portland, agua y agregados tradicionales (finos y gruesos) en proporciones definidas que constituyen la resistencia a la compresión. Por lo tanto, cualquier adición de agua, aditivo o componente extra que no haya sido considerado en la etapa de diseño, alterará las características originales de la mezcla, y, por ende, su desempeño ante acciones externas.

Este material es ampliamente utilizado en estructuras como: viviendas, edificios, puentes y carreteras, siempre y cuando estos no requieran condiciones especiales. Su densidad se encuentra en un rango de 2200 y 2400 Kg/m³ debido a la variación en las características de los agregados finos y gruesos empleados en su elaboración, mismos que dependen del sitio de la extracción (Hou Huang, Caicedo, & Falconí, 2009).

2.1.1.2. Clasificación

De acuerdo al Instituto Ecuatoriano del Cemento y del Hormigón (2009), el hormigón convencional según su resistencia es clasificado de acuerdo con la Tabla 1.

Tabla 1. Clasificación Hormigón Convencional.

Resistencia a la Compresión (MPa)	Tipo de Hormigón
50 – 74.99	I
75 – 99.99	II
100 – 124.99	III
125 – 149.99	IV
> 150	V

Fuente. (INECYC, 2009)

2.1.1.3. Dosificación

La dosificación del hormigón debe asegurar proporciones adecuadas de los diferentes elementos con el fin de garantizar la densidad, la resistencia y la durabilidad necesarias para la producción de un buen hormigón. Los agregados deben cumplir con un estricto control de calidad dispuesto por las normas INEN y ASTM, debido a que una de las principales propiedades en las que influyen corresponde a la densidad, ya que, presenta una relación directamente proporcional a la cantidad y tamaño máximo de material presente en la muestra (González & Ramírez, 2019). Los ensayos de laboratorio necesarios para los agregados tanto finos y gruesos son: peso específico, densidades aparentes, granulometría, contenido orgánico y abrasión.

Por otra parte, dentro de la relación de agua/cemento (a/c), el agua cumple un papel fundamental en cuanto a la calidad final del hormigón. A mayor cantidad de agua, la fluidez de la mezcla incrementa al igual que su plasticidad y trabajabilidad, sin embargo, su resistencia se ve afectada al ser disminuida considerablemente (Guevara Fallas et al., 2012). Por lo tanto, la relación a/c se obtiene de acuerdo con lo dispuesto en el código ACI 211.1 (2002) según la resistencia obtenida a los 28 días (Kg/cm^2) como se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2. Relación agua/cemento ACI 211.1.

a/c por peso	Relación agua-cemento litros por saco de cemento	Resistencia probable a los 28 días (Kg/cm^2)
		Hormigón sin aire embebido
0.265	15	425
0.353	19	350
0.445	22.5	280
0.530	26.5	210
0.623	30	180
0.705	34	140

Fuente. (ACI Committee 211, 2002)

De acuerdo con lo mencionado, Orbe & Zúñiga (2013) plantean las siguientes proporciones en peso (Kg) por cada m^3 de hormigón y resistencia a la compresión ($f'c$) de $280 \text{ Kg}/\text{cm}^2$.

Tabla 3. Dosificación de hormigón convencional en peso - $f'c$ 28 MPa - para 1 m³.

Resistencia a la Compresión	Agua [kg]	Cemento [kg]	Arena [kg]	Ripio [kg]	a/c	Sacos de cemento/m ³
$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	241.54	400	653.54	958.57	0.445	8.00

Fuente. (Orbe & Zúñiga, 2013)

La densidad del hormigón convencional a emplear en el presente trabajo es de 2.4 t/m³, tomada de referencia de los resultados de los ensayos realizados para un hormigón de resistencia de 28 MPa por Morales et al. (2012), cuyos agregados pertenecen a la cantera Guayllabamba-Pichincha.

2.1.1.4. Características Mecánicas

- Resistencia a la Compresión

Es una de las características más importantes y significativas dentro del concreto, al ser considerado como uno de los parámetros más relevantes en los códigos actuales. Se define como la capacidad del hormigón de sostener por unidad de área, una carga de compresión. Obtenida a los 28 días de curado dado que esta resistencia sigue aumentando con la continua hidratación del cemento, está en función de la edad, que es el tiempo que transcurre después del vertido (Meyer, 2019).

En el Ecuador el hormigón de uso general presenta un rango de resistencia desde los 140 a 350 kg/cm², cuyos asentamientos se encuentran entre 5 y 18 cm (Hormigonera Sur, 2021).

Esta propiedad depende en gran magnitud de la resistencia de los agregados y su adherencia con el aglomerante endurecido. De acuerdo a Céspedes (2003), el Grado de densificación que se logra en la muestra influye directamente en su resistencia debido a la presencia de vacíos durante el proceso de endurecimiento del concreto.

De acuerdo a la norma ACI 228.1R (2019), la resistencia a la compresión del hormigón puede ser encontrada mediante métodos estadísticos a través de correlaciones entre ensayos de tipo destructivo y no destructivo, los cuales se encuentran descritos en la misma normativa.

- *Resistencia a la Tracción*

Esta propiedad representa un valor significativamente menor al del f_c , por lo que, no es un factor determinante dentro del diseño de estructuras. Sin embargo, debe ser considerada dentro del agrietamiento producido por la contracción del hormigón durante el proceso de endurecimiento o ante la presencia de una variación drástica de temperatura.

Dada la complejidad de los ensayos a tracción, la norma ASTM C 496M (2017) desarrolló un método indirecto capaz de facilitar este ensayo, proporcionando resultados congruentes y de sencilla interpretación.

- *Módulo de Elasticidad*

La NEC (2015) lo define como la relación existente entre el esfuerzo normal y la correspondiente deformación unitaria dentro del rango elástico, es decir, donde los esfuerzos producidos, sean estos de tracción o compresión, se encuentran en un punto inferior al límite de proporcionalidad.

Esta característica del hormigón es de importante relevancia dada su relación directa con las deformaciones instantáneas y diferidas que el material pueda generar durante su vida útil. De acuerdo con Girardi et al. (2021), las deformaciones del hormigón están directamente relacionadas con las características y la dosificación de materiales, es decir, la porosidad del árido grueso, la cantidad y calidad de la pasta de aglomerante, la condición de carga y el contenido de humedad de las probetas pueden influir en el módulo elástico del hormigón. Por otra parte, el módulo elástico también interviene en términos de fabricación, transporte y montaje de los elementos que conforman los sistemas estructurales.

Respecto al diseño de edificaciones de concreto, este parámetro es fundamental para poder predecir el comportamiento estructural bajo la acción de las cargas y así poder determinar la distribución de deformaciones y desplazamientos (Jacintho et al., 2020).

En el Ecuador, la obtención de este módulo difiere respecto al ACI - 318 (2019) debido a que las características físicas y mecánicas de los distintos componentes del hormigón dependen de la zona de extracción. Además, otros aspectos como la mano de obra y métodos constructivos también son determinantes al momento de realizar las estimaciones. Es por ello que, la NEC (2015) ha desarrollado una expresión de cálculo para estructuras expuestas a acciones sísmicas, misma que se encuentra descrita a continuación.

$$E_c = 4.7 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde:

- ✓ E_c = Módulo de elasticidad para el hormigón (GPa)
- ✓ f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón (MPa)
- Coeficiente de Poisson

De acuerdo con Zhang (2019), este coeficiente expresa la relación entre la deformación transversal y axial de un material expuesto a esfuerzos a lo largo de un eje.

Esta propiedad es constante para un material que posee características mecánicas lineales e isotrópicas. Sin embargo, en el caso del hormigón son diversos los factores que influyen en su valor. Pal (2019) describe que, bajo cargas estáticas de compresión y tracción, el hormigón convencional presenta deformaciones cuya relación de Poisson se encuentra en el rango de 0.15 a 0.22; mientras que, para ensayos de carga dinámica se obtienen coeficientes de 0.24.

- *Módulo de Corte*

Según Rajput & Thakur (2016), el módulo de corte o rigidez, se define como la relación entre el esfuerzo de cizallamiento y la deformación de corte. Por lo que, esta característica mecánica del hormigón denota la capacidad resistente del material ante las deformaciones producidas esfuerzos cortantes.

- *Durabilidad*

La durabilidad es la capacidad de un material (o estructura) de mantener sus propiedades a lo largo de su vida útil. El hormigón se caracteriza por poseer esta propiedad siempre y cuando exista un riguroso control de grietas y porosidad. Una excesiva cantidad de fisuras causan el deterioro del hormigón debido a que su impermeabilidad ante sales y otros agentes agresivos se ve reducida. Por lo que, se recomienda que las grietas sean menores a 0.25 mm (Meyer, 2019).

Existen diversas causas del agrietamiento, entre ellas se encuentran los cambios bruscos de temperatura (ciclos de congelación y descongelación), ciclos repetitivos de carga y descarga que producen un deterioro continuo del material hasta producir pérdida de resistencia y durabilidad.

- *Propiedades térmicas*

La densidad del hormigón de 2.4 t/m³ hace de este material una gran masa térmica. Debido a esta capacidad térmica del hormigón y a su baja conductividad térmica permiten a las estructuras de este material moderar los ciclos de temperaturas extremas y aumentar el confort de los habitantes. Las mezclas de hormigón bien diseñadas son impermeables a los líquidos y, por tanto, adecuadas para los depósitos de almacenamiento sin necesidad de membranas o revestimientos impermeables.

2.1.1.5. Ventajas Y Desventajas

La principal ventaja del hormigón es su gran capacidad de carga para resistir fuerzas de compresión, lo que lo hace idóneo para ser utilizado como material de construcción, debido a que, permite elaborar estructuras con periodos de vida útil considerables conservando un costo de mantenimiento mínimo ya que, no se requieren revestimientos protectores, posee gran resistencia al fuego y al agua, por lo que, se puede utilizar en estructuras de retención de agua (Lee et al., 2011).

Además, es un material moldeable que puede ser prefabricado permitiendo un montaje rápido en el sitio de construcción. La materia prima para su elaboración

(cemento y agregados) se puede encontrar con gran facilidad a un costo asequible a comparación de otros materiales.

Por otro lado, el hormigón ofrece versatilidad de diseño, debido a que puede tener apariencia lisa, áspera o rugosa, lo que permite tener la opción de utilizar o no recubrimiento.

Dentro de las principales desventajas del hormigón convencional se encuentra el elevado costo de producción que representa debido a que se necesita un cuidadoso control de calidad y mano de obra capacitada para obtener un material de calidad, además la construcción de encofrados para los elementos estructurales puede resultar costoso y requerir un largo periodo. (Lee et al., 2011).

El hormigón es altamente propenso a desarrollar grietas tanto en la etapa de endurecimiento como ante la presencia de cargas externas permanentes, las cuales producen deformaciones que incrementan a través del tiempo debido a la fluencia del material, especialmente si este es cargado a edad muy temprana. (Lee et al., 2011).

Por otra parte, el concreto al ser un material pesado demanda el diseño de elementos con mayores dimensiones debido a que este debe soportar su propio peso y el de las cargas externas. Es un gran conductor acústico, por lo que en ocasiones se debe utilizar aisladores acústicos que encarecen el costo final de la obra (García, 2006).

2.1.2. HORMIGÓN LIVIANO

En los años 20 a.C. las primeras formas de hormigón liviano eran realizadas a partir de una mezcla entre cementos puzolánicos y agregados de baja densidad. A través de los años el tipo de agregado utilizado para la elaboración de este material ha evolucionado, llegándose a usar agregados como las arcillas, escorias expandidas, pizarras, materiales artificiales (plástico y poliestireno), entre otros. Se atribuye al año 1922 los primeros edificios elaborados con hormigón liviano, mismos que surgen de la necesidad de reducir el peso de la edificación debido a la presencia de suelos con baja capacidad portante (Hernández, 2012).

El hormigón liviano es un tipo de material cuya densidad se encuentra entre 1440 y 1840 kg/m³, es decir aproximadamente un 25% más ligero que un hormigón convencional, este es elaborado mediante una mezcla de aglomerante, agua y agregados de baja densidad (Hernández, 2012). De acuerdo con el ACI - 318 (2019) la resistencia mínima y la densidad máxima necesarias para que un hormigón pueda ser considerado hormigón liviano estructural es de 173.4 kg/cm² y 1840 kg/m³ respectivamente.

El uso de agregados livianos permite mejorar ciertas propiedades del hormigón debido a su peso y densidad. Sin embargo, durante su elaboración es necesario tomar en cuenta que utilizar un agregado liviano el módulo de elasticidad se ve directamente influenciado ya que este incrementa conforme la resistencia lo hace (Hernández, 2012).

Actualmente en el Ecuador existen algunas alternativas de materiales para la fabricación de los hormigones livianos como el poliestireno expandido (Perlita), piedra pómez y desechos vegetales como la cascarilla de arroz (Guzmán, Luis, Suarez, 2010).

2.1.2.1. Clasificación

Por el tipo de producción los hormigones livianos se clasifican en:

Hormigón con agregado ligero. De acuerdo con el ACI 213 (2003), este tipo de hormigón utiliza agregados gruesos de baja densidad con peso menor a 1120 kg/m³ y agregados livianos con peso menor a 880 kg/m³. Puede contener agregados preparados por expansión, o productos de sinterización como arcilla, diatomita, cenizas volantes, pizarra; o agregados como piedra pómez, escoria o toba.

Sin embargo, su uso es limitado debido a que el tipo de agregados utilizados en este tipo de hormigón se encuentran en zonas específicas, por lo que, en muchos países no existe disponibilidad de este. Además, los agregados ligeros son altamente permeables debido a su porosidad, consecuentemente se debe agregar porciones extras de agua durante su fabricación, para que no se vea comprometida su

trabajabilidad (Ranjbar & Mousavi, 2013). Por lo tanto, la fabricación de concreto con el empleo de agregados ligeros naturales es condicionada por su disponibilidad y variabilidad de calidad (Newman & Choo, 2003).

Hormigón aireado. También conocido como concreto celular, espumado o gas, se forma a partir de la inyección de espuma estable preformada o a través de la incorporación de aire mediante un aditivo especial conocido como agente espumante en una mezcla base de pasta de cemento o mortero, las propiedades de este tipo de hormigón dependen específicamente de la calidad de espuma (Yen, 2007).

EL HL aireado se caracteriza por su durabilidad y estabilidad, su peso ligero permite moldearlo fácilmente para dar lugar a una mejor apariencia estética, además de permitir la generación de rutas para los conductos eléctricos y plomería, dando mayor flexibilidad al diseño y construcción (Hamad Mohammed & Jihad Hamad, 2014).

Hormigón sin finos. Su forma de producción es similar a la del hormigón convencional, difiriendo en que se omite la adición de agregados finos, lo que da lugar a una gran cantidad de espacios vacíos hasta del 30% en la mezcla. El tamaño del agregado grueso aplicado por lo general se encuentra en el rango de 10 a 20 mm (Newman & Choo, 2003).

Dentro de los beneficios del HL se encuentra: menor costo debido al bajo contenido de cemento, menor densidad, presenta buena conductividad térmica, baja contracción al secado, mejores características de aislamiento del hormigón convencional debido a la presencia de vacíos (Neville, 1998).

2.1.2.2. Dosificación

El ACI 211 (2002), propone el método “Standard Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete”, aplicable para todo tipo de agregados. Este método consta de una secuencia de pasos para poder elaborar la dosificación: estudio de especificaciones en obra, definición de resistencia requerida, estimación del revenimiento, estimación del agua y contenido de aire, selección de la relación agua

cemento, cálculo de la cantidad de cemento, determinación del contenido del agregado fino y ajustes en las proporciones de la dosificación.

De acuerdo al método antes mencionado (G. Morales et al., 2018), proponen la siguiente dosificación para un hormigón ligero estructural de resistencia a la compresión de 28MPa utilizando como base la piedra pómez.

Tabla 4. Dosificación para un hormigón liviano $f'c=280$ kg/cm³ por metro cúbico

Material	Pesos en kg	Dosificación
Agua	208	0.45
Cemento	462.22	1
Arena	792.40	1.71
Piedra pómez	326.54	0.71
Aditivo	4.62	0.01

Fuente. (G. Morales et al., 2018)

G. Morales et al., (2018), obtuvieron densidades en el rango de 1810 a 1830 kg/m³, por lo que en el presente trabajo de titulación se asumirá una densidad de 1820 kg/m³.

2.1.2.3. Características Mecánicas

- Resistencia a la Compresión ($f'c$)

Es la mayor medida de resistencia del concreto ante cargas axiales. Es la principal y más importante característica de un HL en el diseño estructural debido a que, mediante esta propiedad se puede clasificar al hormigón de acuerdo con su capacidad estructural (estructural y no estructural) (Dinar Mohd & Kamsiah Mohd, 2003).

Según el ACI 213 (2003), el HL estructural dispone de una resistencia a compresión cilíndrica superior a 17 MPa. Por lo que, su aplicación en la elaboración de hormigón prefabricado o pretensado resulta económica para resistencias de hasta 35MPa.

La calidad de áridos utilizada influye en el comportamiento estructural del hormigón ligero, en características como su resistencia a la compresión, densidad, entre otras. Por lo tanto, es necesario realizar una evaluación cuidadosa de los áridos utilizados (Dinar Mohd & Kamsiah Mohd, 2003).

- *Resistencia a la Tracción*

Se encuentra determinada mediante la resistencia de los agregados que componen el concreto, la resistencia a tracción del aglutinante y la calidad de unión entre el mortero y los agregados, misma que, resulta ser más propicia en un HL debido a la absorción del agua sobrante mediante la porosidad de los áridos. Por lo tanto, la resistencia a la tracción de un HL es mayor a la de un HC, esto aplica para hormigones con resistencia a la compresión de hasta 25 MPa, en hormigones con resistencia mayor a 35MPa el valor de resistencia a la tracción de un HL es inferior a la de un HC y está condicionada principalmente a la resistencia del árido grueso (Weigler & Darmstadt, 1971; Olmedo et al., 2016).

La resistencia a la tracción puede ser determinada mediante ensayos de flexotracción o ensayos de tracción indirecta. El hormigón presenta una menor capacidad post – elástica de resistencia debido a que a diferencia de los agregados de densidad normal, los agregados ligeros no permanecen intactos una vez producida la falla del hormigón (Holm & Ries, 2007).

- *Módulo de Elasticidad (E_c)*

Se incrementa conforme la resistencia a la compresión sea mayor, sin embargo, el parámetro fundamental que influye directamente en este valor es el tipo de agregado, es decir que, mientras mayor sea la densidad y rigidez de este el módulo de elasticidad tendrá un mayor valor. En el caso de un HL se utiliza agregado de baja densidad, por lo tanto, su E_c será menor que un HC ante una misma resistencia. Al ser este valor menor resulta beneficioso ya que, las deformaciones producidas en un HL son menores que las de un HC, esto se debe principalmente a que las cargas de peso propio son menores (Olmedo et al., 2016).

De acuerdo con el ACI - 318 -19 (2019), el módulo de elasticidad para concretos cuyas densidades se encuentran entre 1 440 kg/m³ y 2 560 kg/m³ se determina mediante la siguiente expresión.

$$E_c = w_c^{1.5} \cdot 0.043 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde:

- ✓ E_c = Módulo de elasticidad para el hormigón (MPa)
- ✓ f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días (MPa)
- ✓ w_c = Densidad del concreto en estado seco en un rango de 1440 y 2560 kg/m³.

Es recomendable realizar ensayos para generar un valor real del E_c en grandes obras debido a que existen hormigones ligeros que pueden llegar a tener 1/3 del valor de un hormigón convencional (Castro & Paredes, 2015).

- *Coefficiente de Poisson*

Se define como la relación entre la deformación lateral y axial ante la presencia de una carga axial. De acuerdo con Quiroz & Salamanca (2006), este varía entre 0.15 y 0.20 para todo tipo de concreto.

De acuerdo con Klink (1985), el módulo de Poisson constituye un factor básico en el análisis y diseño del hormigón ordinario y pretensado. Se define como la relación de deformaciones instantáneas transversales y axiales producidas ante un esfuerzo uniaxial. Además, las pruebas realizadas a más de 30 especímenes de concreto determinaron que el coeficiente de Poisson en compresión varía de acuerdo con el peso unitario y el f'_c del hormigón.

Holm & Ries (2007), mencionan que, por medio de investigaciones realizadas a las propiedades elásticas del hormigón liviano se ha obtenido un coeficiente de

Poisson promedio igual a 0.20, con leves variaciones debidas a la edad del hormigón, resistencia, el ambiente de curado y el tipo de agregados utilizados.

- *Durabilidad*

Ibrahim et al. (2020) en su investigación “Durability of Structural Lightweight Concrete Containing Expanded Perlite Aggregate” mencionan que, al reducir el peso del hormigón mediante la incorporación de agregados ligeros, las propiedades mecánicas como su durabilidad se ven afectadas. Por lo que, al diseñar un HL se debe buscar garantizar estas propiedades a largo plazo de manera que los factores ambientales adversos a los que se halle expuesta la estructura no sean perjudiciales, de esta manera mediante su estudio “Durability of Structural Lightweight Concrete Containing Expanded Perlite Aggregate”, demostró que la utilización de una baja proporción de agua a cemento y materiales cementosos suplementarios es beneficiosa en cuanto a la durabilidad del HL.

M. H. Zhang et al (2005), mediante su investigación sobre la contracción del HL demostró que durante los primeros 6 meses la contracción en el HL fue menor que la del HC, esta se vio disminuida principalmente por la densidad de los agregados y el incremento de la porosidad de estos por lo que, luego de un año de exposición la contracción del HC fue menor a la del HL.

Por otro lado, Chia & Zhang (2002) en su estudio sobre la durabilidad del hormigón liviano mediante el análisis de las variables de permeabilidad y penetración de iones de cloruro causantes del deterioro del concreto cuando la estructura se encuentra expuesta principalmente a ambientes marinos o con elevada humedad determinaron que la permeabilidad al agua del HL fue menor que la de un HC, sin embargo, la variación de resultados fue mínima.

- *Propiedades Térmicas*

La conductividad térmica del hormigón varía en función de su densidad, contenido de humedad, tamaño y distribución de poros, composición química y la temperatura de los materiales cristalinos debido a que estos son altos conductores de

calor. Por lo tanto, en proyectos en los cuales la resistencia térmica sea parte de las especificaciones del proyecto se debe evitar colocar agregados naturales cristalinos (Holm & Ries, 2007).

De acuerdo con el ACI 213 (2003) el HL estructural presenta mayor resistencia al fuego en elementos estructurales como muros, vigas, losas que los elementos elaborados con HC, esto se debe principalmente a un menor coeficiente de expansión térmica y conductividad térmica que poseen los agregados livianos al exponerse a temperaturas superiores a los 2000 °F. Wainsztein et al. (1973), hace referencia a un incremento aproximado del 30% de resistencia al fuego de un HL en comparación a un HC.

Por lo tanto, en construcciones que se necesite alta resistencia al fuego, el hormigón ligero es una alternativa viable debido a que, no tiende a descascararse ante el fuego y su resistencia se ve disminuida en baja cantidad en comparación a un hormigón normal (Neville, 1998).

2.1.2.4. Ventajas y Desventajas

La principal ventaja que presenta el HL es la considerable reducción de peso de aproximadamente el 25% en edificaciones de concreto armado. Cuando se trata de estructuras sumergidas esta reducción de peso puede llegar a ser hasta del 50%, razón por la cual la industria del petróleo y gas considera la utilización de estructuras de HL para la elaboración de muelles y estructuras flotantes (ACI Commite 213, 2014).

Un menor peso en la edificación permite la reducción de las fuerzas sísmicas y las cargas permanentes, dando como resultado menor congestión de acero de refuerzo, esto se ve reflejado en el costo final del proyecto, mismo que será económico a pesar de que el HL tiene un mayor costo por metro cúbico que el HC. Además, su elevada ductilidad hace de este material una alternativa factible ante la presencia de catástrofes naturales como terremotos y huracanes (Hernández, 2012).

El aislamiento acústico que presenta este tipo de hormigón es relativamente alto debido a que las cámaras de aire presentes en la mezcla impiden el paso del sonido a través de este material (Guzmán & Suarez, 2010).

Desde la perspectiva ambiental, el HL puede llegar a sustituir la madera, lo cual reduciría altamente la deforestación. Este hormigón al ser conformado por materiales como poliestireno y áridos livianos produce una menor contaminación al terminar la vida útil de la estructura, ya que, los residuos son más ecológicos a comparación de un HC. Además, permitirá la reducción de emisión de CO₂ durante su transporte debido a su bajo peso (Rodríguez, 2017).

Asimismo, el HL presenta una mezcla más áspera que el HC, la cual necesita la inclusión de aire, consecuentemente se obtiene un hormigón con menor requerimiento de agua, materia prima y energía. En las viviendas el elevado aislamiento térmico que presenta permite el ahorro de energía en cuanto la climatización dentro de la misma (Huerta, 2009).

Por otra parte, el HL presenta ciertas desventajas dentro de las cuales las más significativas son: un mayor requerimiento de recubrimiento en aproximadamente 0.5 a 1.3 cm del utilizado en el hormigón convencional, con el fin de evitar la corrosión del acero y una posterior falla estructural (M. Wainsztein & Cano, 1974). Es de difícil elaboración y colocación debido a que en algunas mezclas el mortero puede separarse del agregado flotando en la superficie de la mezcla, además el tiempo de mezclado es mayor que el de un hormigón convencional (Dinar Mohd & Kamsiah Mohd, 2003).

2.1.3. HORMIGÓN ARMADO

Es la mezcla de dos materiales que al trabajar conjuntamente permiten resistir las cargas aplicadas. Esta combinación consta de hormigón, el cual se puede caracterizar como una roca artificial que puede resistir perfectamente cargas a compresión, por otra parte, al ser la resistencia a la tracción inferior, se utiliza el acero como material de refuerzo ante este tipo de esfuerzos. El acero de refuerzo más utilizado son las varillas corrugadas de acero que pueden presentar diferente diámetro y resistencia según el requerimiento (Elliot et al., 2006).

Los primeros indicios del hormigón armado datan en el siglo XIX como material de uso ornamental en elementos como cajas de flores y jarrones. A partir del año 1855 en Europa surgió la idea de incrementar la resistencia del hormigón armado por medio de armaduras de acero, es así como François Coignet elaboró los primeros techos de hormigón con armadura formada por barras de acero cruzado. Dos años después, Joseph Monie aplicó el uso del hormigón en los primeros elementos estructurales como vigas, bóvedas o tubos. En 1882 François Hennebique utilizó el hormigón armado como base para la elaboración de las primeras vigas T, losas aligeradas y pilotes prefabricados. Sin embargo, los trabajos realizados fueron netamente experimentales y no fueron basados en normativas (Nistal et al., 2012).

A partir de mediados del siglo XX se conformó el American Concrete Institute y las primeras normativas de hormigón armado, las cuales han evolucionado hasta la actualidad. Además, se han realizado nuevos descubrimientos sobre las características de este material, la incorporación de aditivos a las mezclas que han permitido su mejora ante la exposición a condiciones ambientales extremas (Nistal et al., 2012).

De acuerdo con Nilson & Darwin (2001), el acero presenta ciertas características que hacen posible un buen comportamiento en conjunto con el concreto. Estas características son: los agrietamientos y deformaciones diferenciales son reducidos por la cercanía de los coeficientes de expansión térmica entre estos dos materiales; respecto a la corrosión del acero la capa de concreto sirve de recubrimiento para que este material no quede expuesto libremente a agentes externos, de esta forma la vida útil del acero incrementa y sus características mecánicas no son afectadas a corto plazo, por ende, los costos de mantenimiento se minimizan; la capacidad de resistencia al fuego del acero se ve limitada dada a su alta conductividad térmica, sin embargo, el concreto actúa como una capa protectora, por lo que, el acero puede exponerse de manera prolongada al fuego sin llegar a limitar sus propiedades mecánicas.

2.2. ACERO DE REFUERZO

Consiste en una aleación de metal y carbono en forma de barras, alambres o mallas de alambre soldados que se utilizan a gran escala en el ámbito de la construcción debido a su elevada ductilidad, lo cual permite una correcta disipación de energía ante la presencia de sismos. El acero de refuerzo es fabricado de acuerdo con su resistencia a la compresión (Grado 40, Grado 60, Grado 80, etc.). En el presente trabajo de titulación se utilizarán únicamente los Grados 60 y 80.

De acuerdo con Rochel (2007), las varillas de acero son fabricadas en dos presentaciones, barras lisas y barras corrugadas. Las varillas corrugadas, como su nombre lo indica son aquellas cuya superficie es corrugada, lo que permite una mejor adherencia al concreto, razón por la cual es utilizada como refuerzo principal. Las varillas lisas debido a que no presentan una buena adherencia pueden ser utilizadas en estribos y refuerzos de temperatura.

El origen del acero se estima que fue en el año 4000 a.C., en el cual fue utilizado como utensilios de cocina y adornos. Para el año 1000 a.C., se empleó el uso del acero en la generación de armas en la antigua Grecia. El acero en el ámbito de la construcción data aproximadamente a partir del año 1800, muchos de los trabajos fueron realizados por Joseph – Louis Lambot (1814-1887) y Joseph Monier (1823-1906). Entre los años 1867 y 1881, Monier fabricó losas de piso, puentes peatonales, edificios, etc., con concreto reforzado (Zarate & Pérez, 2009),

En 1875 el primer edificio de concreto armado fue construido, mientras que para el año de 1890 Ransomé construyó el museo Leland Stanford Jr en San Francisco, Estados Unidos, elaborado a partir de concreto reforzado, mismo que demostró resistencia ante la ocurrencia del terremoto de 1906 de San Francisco. De esta manera el acero en la construcción fue incorporándose cada vez más hasta llegar a ser uno de los materiales más utilizados en la industria de la construcción en la actualidad (Jack C. McCormac ; Stephen F. Csernak, 2019).

De acuerdo con Metaldeck (2013), el acero se clasifica respecto a su uso en, acero estructural y acero no estructural. El acero estructural es que se utiliza en la construcción de losas, columnas, cimientos, puentes, pilares, etc., es decir, elementos capaces de soportar altas cargas externas. Por otra parte, el acero no estructural se utiliza en elementos que no están expuestos ante grandes cargas, por ejemplo, mesones y elementos de decoración.

- *Curva esfuerzo – deformación unitaria*

Las curvas de esfuerzo-deformación son gráficas de medición capaces de representar las características mecánicas de un material por medio de ensayos de laboratorio. La forma de una curva es una indicación de la relación entre la deformación que se produce al aplicar una magnitud de carga externa sobre el área de la sección transversal del material analizado. Se pueden distinguir 4 zonas dentro de la gráfica: la región lineal, zona de plasticidad perfecta o fluencia, zona de endurecimiento por deformación y zona de estricción, como se muestra a continuación (NEHRP, 2014).

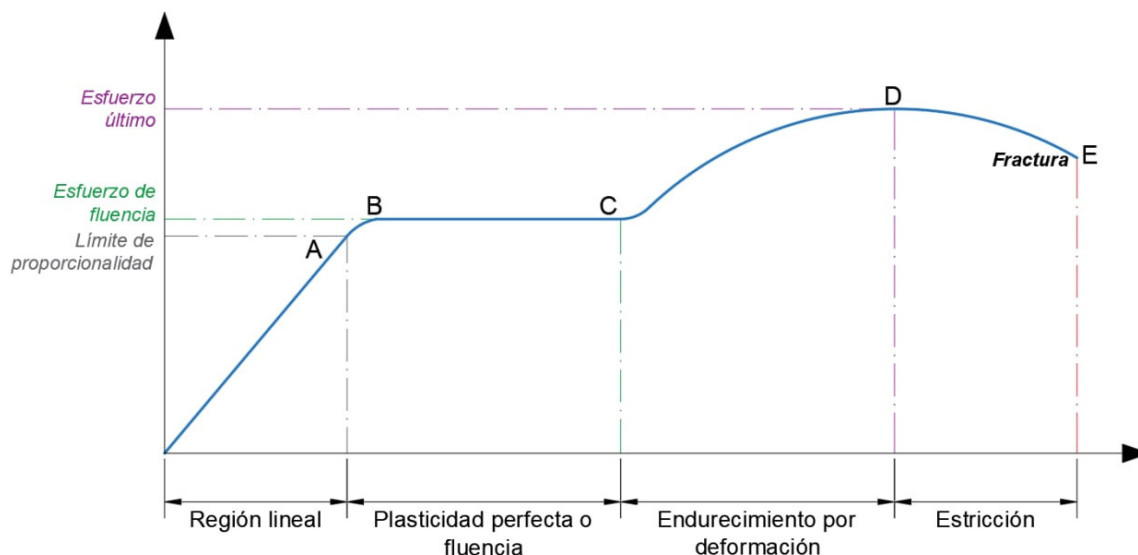


Figura 1. Curva esfuerzo - deformación unitaria

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Región lineal. También conocida como zona elástica, se representa con una línea recta que parte en el origen y culmina al inicio de la fluencia. Las deformaciones en esta zona son totalmente recuperables.

Plasticidad perfecta o fluencia. Zona comprendida entre el tramo elástico y el endurecimiento por deformación. El material presenta un comportamiento plástico ante los esfuerzos inducidos, no es una zona constante debido a las variaciones de la relación esfuerzo deformación que se presentan en la aplicación de fuerzas.

Endurecimiento por deformación. Zona comprendida entre la deformación correspondiente al esfuerzo máximo y la deformación al final de la fluencia. Se caracteriza por deformaciones mayores a esfuerzos aplicados, por ende, la gráfica tiende a ser una línea curva.

Estricción. Zona comprendida desde el esfuerzo máximo hasta el esfuerzo de rotura. El material únicamente puede soportar esfuerzos decrecientes. El material empieza a formar una zona de estrangulación a partir de la cual llega a fracturarse.

Las principales características que determinan a una varilla de refuerzo con el punto de fluencia y el módulo de elasticidad.

2.2.1. ACERO DE REFUERZO GRADO 60

Las varillas de acero de Grado 60 actualmente son las más utilizadas en la industria de la construcción, dado tanto a su respuesta estructural como a su disposición en el mercado. Además, la norma ACI - 318 (2019) permite el uso de varillas Grado 60 en todos los sistemas estructurales. Su denominación se debe al límite de fluencia que presenta la varilla, en este caso es de 60 ksi (420 MPa).

De acuerdo con la norma ASTM A706, los porcentajes de los materiales que debe componer este material no deben exceder los valores presentes a continuación.

Tabla 5. Porcentajes máximos de composición de las varillas de acero ASTM A706

Elemento	% máx.
Carbono	0.33%
Magnesio	1.56%
Fósforo	0.043%
Sulfuro	0.053%
Silicio	0.55%

Fuente. (ASTM A706, 2009)

2.2.1.1. Características mecánicas

- *Ductilidad*

La norma NEC – SE – DS (2015b) define a la ductilidad como la capacidad que presenta un elemento estructural o sistema estructural para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas o cíclicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

El acero de refuerzo Grado 60 ASTM 615 y ASTM 706, presentan una composición química similar, la diferencia radica en que el contenido de carbono del acero ASTM A706 es menor al ASTM A615. Una aleación con mayor contenido de carbono presenta una mayor resistencia, sin embargo, su ductilidad se ve disminuida, por lo que, se ve afectado el desempeño estructural disminuyendo la capacidad de disipar energía, fundamental en la filosofía del diseño sismorresistente.

- *Módulo de elasticidad*

Es una constante elástica cuyo valor corresponde a la pendiente de la zona elástica de la gráfica descrita en la figura 1, es decir, cuando las deformaciones y esfuerzos son proporcionales. De acuerdo con la NEC – SE – AC (2015a), en el acero su valor corresponde a 200 000 MPa equivalente a 29 000 ksi.

- *Límite de fluencia*

El límite de fluencia representa la transición del rango elástico al rango plástico, por lo que se define como el valor máximo de carga que puede llegar a soportar una barra de acero previo a obtener deformaciones plásticas (relación no lineal de

esfuerzos y deformaciones). Para el acero Grado 60, este límite se encuentra definido por las normas ASTM A615 (2015) y ASTM A706 (2009).

Por un lado, la norma ASTM A615 (2015) define un valor específico de 60 ksi (420 MPa), mientras que la norma ASTM A706 (2009) establece un rango cuyo valor mínimo es de 60 ksi (420 MPa) y máximo de 78 ksi (540 MPa).

- *Alargamiento*

El alargamiento corresponde al porcentaje de incremento en la longitud de una varilla de acero en relación con la inicial calibrada, cuando se produce la tensión máxima en el elemento y se produce previo a la aparición del estrangulamiento de la varilla durante el ensayo de laboratorio. Generalmente se utiliza el extensómetro como herramienta de medición de dicha deformación al realizar el ensayo y una vez descargada la barra (NEHRP, 2014).

La importancia de utilizar el porcentaje de alargamiento de las barras de acero es que esta propiedad resulta útil al considerarla en el diseño de las zonas de potencial plastificación debido a que se encuentra relacionada con el alargamiento máximo utilizable (NEHRP, 2014).

De acuerdo con las normas ASTM A615 (2015) y ASTM A706 (2009), el porcentaje de elongación de las varillas de acero depende del diámetro de las mismas. En la tabla 6 se presentan los porcentajes mínimos permitidos por ambas normas de acuerdo con el diámetro de la varilla.

Tabla 6. Porcentaje de elongación para acero Grado 60 ASTM A615

N° de Varilla Varilla referencial de 8 in [200 mm]	Porcentaje de alargamiento mínimo ASTM A615 GRADO 60 (420 MPa)
3 [10 mm], 4 [13 mm], 5 [16 mm], 6 [19 mm]	9%
7 [22 mm], 8 [25 mm]	8%
9 [29 mm], 10 [32 mm], 11 [36 mm], 14 [43 mm], 18 [57 mm], 20 [64 mm],	7%

Fuente. (ASTM A615, 2015)

Tabla 7. Porcentaje de elongación para acero Grado 60 ASTM A706

N° de Varilla Varilla referencial de 8 in [200 mm]	Porcentaje de alargamiento mínimo ASTM A706 GRADO 60 (420 MPa)
3 [10 mm], 4 [13 mm], 5 [16 mm], 6 [19 mm]	14%
7 [22 mm], 8 [25 mm], 9 [29 mm], 10 [32 mm], 11 [36 mm]	12%
14 [43 mm], 18 [57 mm]	10%

Fuente. (ASTM A706, 2009)

- *Resistencia a la tracción*

Es la máxima carga que el material puede llegar a soportar previo a producirse la rotura, por lo cual este pierde su resistencia y, por ende, la posibilidad de soportar mayores cargas. Se puede obtener relacionando la carga máxima aplicada con el área de aplicación. Además, dado que la resistencia a la tracción es fácil de determinar, resulta ser una propiedad útil para el control de calidad del acero.

La norma ASTM A615 (2015), establece un valor mínimo de resistencia a la tracción de 90 000 psi [620 MPa], mientras que la ASTM A706 (2009) define un valor de 80 000 psi [550 MPa], además dispone que la resistencia a la tracción no puede ser menor que 1.25 veces la resistencia a la fluencia del material.

2.2.1.2. Ventajas y Desventajas

Las varillas de acero Grado 60 presentan múltiples ventajas dentro del ámbito de la construcción en los aspectos económico, estructural y ambiental. En cuanto al aspecto económico este tipo de varillas son de fácil disponibilidad debido a que se las utiliza en la mayor parte de construcciones a nivel nacional.

La principal ventaja a nivel estructural de este tipo de acero es su elevada ductilidad, ya que, al tener contenido de carbono bajo su resistencia es inferior permitiéndole al acero adquirir una mayor deformación dentro de su rango elástico. Además, su elevada resistencia a la tracción lo convierte en un material idóneo para ser empleado en conjunto con el concreto, el cual resiste compresión por lo que, al

combinarse permiten cubrir las solicitudes de carga que se pueden presentar a lo largo de la vida útil de la edificación.

Respecto al ámbito ambiental, la principal ventaja radica en la reducción de desperdicios, ya que, puede ser reciclado al terminar su vida útil mediante su fundición y adición de otro tipo de componentes con el fin de generar un nuevo acero estructural totalmente utilizable, y con las respectivas características solicitadas por la normativa ecuatoriana (Rojas & Arenas, 2008).

Sin embargo, la elaboración del acero Grado 60 es un proceso costoso y difícil de realizar completamente en el país ya que, Ecuador no posee minas de hierro donde se pueda extraer este material por lo que, debe recurrir a la importación de la materia prima. Algunas empresas dedicadas a la comercialización de este producto han optado por obtener la materia prima a través de procesos de reciclaje de chatarra proveniente de embarcaciones, industria automotriz, línea blanca, entre otros (Jiménez & Navarrete, 2018).

Además, el acero requiere de un cuidadoso tratamiento debido a que el hierro se puede oxidar con gran facilidad ante la presencia de agentes externos, como consecuencia de este fenómeno se tiene una reducción de la sección transversal de la varilla de acero de refuerzo, por ende, se reduce su ductilidad y resistencia siendo esto perjudicial para el desempeño estructural (Robuschi et al., 2021).

Por un lado el acero ASTM A615 al tener un mayor contenido de carbono que el acero ASTM A706 presenta baja soldabilidad, siendo propenso a presentar uniones frágiles y con baja resistencia. La soldadura de este tipo de acero es un proceso dificultoso, requiere de mano de obra calificada y ser supervisado por un agente responsable, ya que, se necesita de un precalentado o post calentado del material para mitigar los efectos inducidos por el calor transferido al elemento durante el proceso de soldadura (Arcos, 2020).

2.2.2. ACERO DE REFUERZO GRADO 80

Las varillas de acero de alta resistencia son una aleación compuesta de hierro y carbono cuya proporción puede variar entre el 0.03 % y el 2 %. Su denominación (Grado 80) se debe a que su límite de fluencia es de 80 ksi, es decir, 550 MPa.

Existen dos métodos para su fabricación: Micro-Aleación y Conformado en frío. La elaboración de acero de alta resistencia mediante la Micro-Aleación es un método que utiliza microaleantes con el fin de compensar la baja resistencia que se obtiene al utilizar un bajo contenido de carbono, para lo cual se añade titanio, vanadio y niobio. Por otro lado, el acero conformado en frío se genera mediante temperaturas de recristalización, sin embargo, a pesar de que este método mejora la resistencia a la fluencia, puede llegar a reducir tanto la ductilidad como la relación entre las resistencias a tracción y fluencia, por lo que, generalmente no puede ser considerado como un medio apropiado en la fabricación de este tipo de refuerzo (Egger, 2020).

El acero de alta resistencia en América fue estudiado a partir de 1934, año en el cual Richart y Brown demostraron que varillas con fluencia entre 72 ksi (496 MPa) y 96 ksi (662 MPa) son efectivas ante cargas de compresión axial. Años más tarde en 1965 Thomas y Sozen publicaron los resultados de las pruebas de vigas reforzadas con refuerzo de pretensado con un límite elástico de 230 ksi (1586 MPa). Estas primeras pruebas se consideraron en la edición de 1971 de ACI - 318, cuando el límite superior para el límite elástico se incrementó a 80 ksi (550 MPa), aunque en ese momento no existían especificaciones de la Sociedad Estadounidense de Ensayos y Materiales (ASTM) para el refuerzo con límites elásticos de 75 ksi (517 MPa). Sin embargo, el límite superior para el límite elástico de refuerzo especificado de pórticos de momento especiales y muros estructurales especiales se mantuvo en 60 ksi (420 MPa) (Kelly et al., 2014).

El acero Grado 80 fue incluido por primera vez en las especificaciones de las normas ASTM A615 (2015) y ASTM A706 (2009) en el año 2009. La incorporación de este tipo de varillas de acero con un alto Grado de resistencia se debe a que mediante su uso se puede reducir el congestionamiento del acero de refuerzo especialmente en

proyectos de zonas altamente sísmicas, en las que el empleo de materiales altamente resistentes constituye una necesidad. Razón por la cual, el ACI Committe 318 aprobó el uso del refuerzo ASTM A706 Grado 80 para marcos de momento especiales y muros estructurales especiales (Gustafson, 2007).

2.2.2.1. Características mecánicas

- *Ductilidad*

Generalmente, la ductilidad del acero disminuye cuando existe un incremento en la resistencia del material, por lo que, al diseñar un elemento con acero de alta resistencia se debe tener especial cuidado en el proceso de fabricación con el fin de evitar una reducción en la ductilidad elevada, con lo cual se evitaría una falla frágil en el elemento.

Dado que, el contenido de carbono es fundamental en la ductilidad del acero, se recomienda que este se encuentre en un rango de 0.15% y 0.30 % para todos los aceros estructurales. En el caso del acero de alta resistencia se puede mantener el contenido de carbono en un nivel del 0.15%, con lo cual se garantiza resistencia y ductilidad (Gogou, 2012).

- *Módulo de elasticidad (E_c)*

De acuerdo con la norma ASTM A706, se debe tomar el mismo valor utilizado para el acero Grado 60, es decir, 29 000 psi o 200 000 MPa.

- *Límite de fluencia*

La norma ASTM A706 (2009), especifica un valor mínimo del límite de fluencia de 80 ksi (550 MPa), mientras que el valor esperado recomendado para el mismo acero es un valor promedio obtenido de datos empíricos u 85 ksi (585 MPa).

Por otra parte, el ACI - 318 (2019) dispone que, este parámetro sea tomado como el valor correspondiente a una deformación de 0.35% y a su vez no debe ser menor a 80 ksi (550 MPa).

- *Alargamiento*

Existe una pequeña variación entre el alargamiento mínimo requerido para el acero de alta resistencia respecto al acero Grado 60 en las normas ASTM A706 (2009) y ASTM A615 (2015). Se diferencia en que, los valores requeridos para un acero de alta resistencia Grado 80 son menores, esto se debe principalmente a que presenta una menor ductilidad. Los valores mínimos de alargamiento se presentan en las tablas 8 y 9.

Tabla 8. Porcentaje de elongación para acero Grado 80 ASTM A615

N° de Varilla Varilla referencial de 8 in [200 mm]	Porcentaje de alargamiento mínimo ASTM A615 GRADO 80 (420 MPa)
3 [10 mm], 4 [13 mm], 5 [16 mm], 6 [19 mm] 7 [22 mm], 8 [25 mm]	7%
9 [29 mm], 10 [32 mm], 11 [36 mm], 14 [43 mm], 18 [57 mm], 20 [64 mm],	6%

Fuente. (ASTM A615, 2015)

Tabla 9. Porcentaje de elongación para acero Grado 80 ASTM A706

N° de Varilla Varilla referencial de 8 in [200 mm]	Porcentaje de alargamiento mínimo ASTM A706 GRADO 80 (420 MPa)
3 [10 mm], 4 [13 mm], 5 [16 mm], 6 [19 mm]	12%
7 [22 mm], 8 [25 mm], 9 [29 mm], 10 [32 mm], 11 [36 mm]	12%
14 [43 mm], 18 [57 mm]	10%

Fuente. (ASTM A706, 2009)

- *Resistencia a la tracción*

La ASTM A706 (2009) define a la resistencia a la tracción mínima para las varillas de acero Grado 80 como 100 ksi (670 MPa), además la resistencia a la tracción esperada debe ser tomada como el promedio de ensayos empíricos o 112.5 ksi (775 MPa)

La resistencia a la tracción mínima especificada corresponde a la resistencia a la tracción mínima admisible de la ASTM. La resistencia a la tracción mínima especificada para las barras de refuerzo A706 Grado 80 es de 100 ksi (690 MPa). La resistencia a la tracción esperada recomendada para ASTM A706 (2009) se define

como el valor medio de los datos empíricos o 112,5 ksi (775 MPa). Un parámetro adicional correspondiente al percentil 95 de los datos empíricos se proporciona con los valores recomendados. Como este parámetro representa un extremo superior de la distribución empírica, puede proporcionar una indicación fiable de la sobre resistencia esperada del material.

2.2.2.2. Ventajas y Desventajas

El principal beneficio que se obtiene al utilizar acero Grado 80 en la construcción es la reducción en la congestión de acero debido a que su alta resistencia posibilita utilizar menor cantidad de varillas de refuerzo y diámetros más pequeños llegando a disminuir el costo, la congestión de acero en los nodos permitiendo una mejor colocación y distribución del hormigón (Fanella & Mota, 2019).

Al mismo tiempo, el uso de este acero supondría un ahorro de material, transporte y colocación debido a que las secciones transversales de los elementos y la cantidad de acero se ve reducida. Por lo que, el acero Grado 80 conjuntamente con el hormigón daría lugar a un uso eficiente de los materiales (Zeno, 2009).

Sin embargo, Trejo et al.,(2016) en sus ensayos realizados a columnas elaboradas con refuerzo Grado 80 y Grado 60, se determinó que la reducción de la cantidad de varillas de acero y diámetro en la sección transversal, resulta en una menor rigidez y a su vez una menor cantidad de energía disipada.

La disponibilidad del acero de alta resistencia se ve limitada en el Ecuador, ya que, NOVACERO es la única empresa que puede proveer acero de refuerzo Grado 80 de acuerdo con la norma ASTM A706, lo que podría elevar el costo al no tener otra marca competidora que permita establecer un precio de referencia en el mercado.

2.3. FILOSOFÍA DE DISEÑO SISMORESISTENTE

En conformidad con la NEC – SE – HM (2015d), el diseño de estructuras de concreto armado y sus elementos estarán basados en la filosofía del diseño sismorresistente, la cual se basa en salvaguardar la vida de los ocupantes de la

edificación en el momento en el que se presente un evento extremo sin que se llegue a producir el colapso general de la estructura, para lo cual, se las debe diseñar mediante de manera tal que se permitan deformaciones inelásticas sin una pérdida significativa de la resistencia de los elementos que forman parte de los pórticos resistentes, garantizando la capacidad de resistencia a la fuerzas especificadas en la NEC – SE – DS (2015e) y cuyas derivas estén sujetas a las especificaciones de dicha norma.

Además, “la filosofía de diseño permite comprobar el nivel de seguridad de vida, así como, el diseño estructural se lo debe realizar para el sismo de diseño, evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un período de retorno de 475 años” (MIDUVI, 2015e).

Se debe tomar en consideración realizar un análisis de peligrosidad sísmica en base a la ubicación de la edificación o, a su vez, respecto a un mapa de peligro sísmico, mismo que, se encuentra descrito en la NEC – SE – DS (2015e). Además, los efectos dinámicos pueden ser representados a través de un espectro de respuesta descrito en la misma norma, donde se ven involucrados acelerogramas que toman en cuenta las características dinámicas del sitio de emplazamiento de la edificación, como son: geología, geotecnia y tectónica.

2.4. ANÁLISIS LINEAL

2.4.1. DISEÑO BASADO EN FUERZAS DBF

Es un método tradicional que se basa en un diseño elástico de la estructura ante una respuesta de aceleración reducida, por lo que el desplazamiento generado se debe encontrar dentro de un rango aceptable (Huaman, 2010).

La NEC – SE – DS dispone del DBF como método principal para la elaboración de diseños sismorresistentes para toda clase de estructuras, este método simula la acción del sismo en la estructura como fuerzas laterales aplicadas donde existe una acumulación de masa (a nivel de la losa) de cada uno de los pisos que conforman la edificación, cabe mencionar que esta fuerza sísmica es proporcional al número de piso

aplicada, es decir, será mayor en los pisos superiores provocando mayores desplazamientos laterales. Para ello, se deberá asumir que las fuerzas actúan en la dirección de cada eje principal de manera no concurrente, para finalmente ser combinadas y obtener la fuerza actuante sobre la estructura (MIDUVI, 2015e).

Este tipo de análisis puede ser dinámico o estático, el cual considera que la estructura presenta un comportamiento lineal, es decir, una relación directamente proporcional entre fuerzas y desplazamientos.

2.4.1.1. Análisis Dinámico

En conformidad con la NEC (2015e), se aplicará un análisis dinámico a todo tipo de estructura con excepción de aquellas totalmente regulares (planta y elevación). Para lo cual, se puede hacer uso de los métodos de Análisis Modal Espectral y Análisis Paso a Paso en el tiempo descritos a continuación.

Debido a que en edificios de gran altura la torsión es significativa en ciertos casos, se recomienda emplear un análisis dinámico lineal en lugar de un análisis estático lineal.

- Análisis Modal Espectral. Consiste en un análisis que puede facilitar la obtención de la respuesta pico sin la necesidad de realizar un análisis de historia en el tiempo, mediante cálculos simplificados y de fácil entendimiento por lo que permite reducir errores en su aplicación. A pesar de su carácter aproximado, el método es muy útil, ya que, permite utilizar el espectro de respuesta, una forma muy conveniente de describir la peligrosidad sísmica (Fragiadakis, 2013). Cabe recalcar que el espectro de respuesta puede reducirse en función del amortiguamiento total.

La aplicación de este método en el análisis estructural permite obtener desplazamientos y fuerzas de los elementos del sistema estructural en cada modo de vibración por medio de espectros de diseño que son el resultado medio de eventos sísmicos suscitados en la zona de emplazamiento de la estructura de acuerdo con la normativa. Finalmente, se combinan los valores máximos de respuesta modal con la

finalidad de obtener el valor pico más probable de desplazamiento o fuerza mediante los métodos generalmente aceptados en la normativa ecuatoriana (Wilson, 2002).

- Análisis paso a paso en el tiempo. También conocido como Análisis Tiempo Historia, este método resulta más complejo debido a que requiere la solución de la ecuación diferencial del movimiento en el tiempo. Además, se requiere el uso de acelerogramas en la ubicación de la estructura que sean representativos de eventos sísmicos esperados. De acuerdo con la NEC – SE – DS (2015e), es obligatorio aplicar este análisis para aquellas edificaciones que cuenten con sistemas disipadores de energía.

Aplicar este método al análisis estructural resulta costoso y demanda una mayor cantidad de tiempo, ya que requiere de una gran capacidad computacional, es decir se necesita de un procesador capaz de ejecutar un análisis de esta magnitud en el menor tiempo posible (Espinoza & Quinto, 2018).

2.4.1.2. Análisis Estático

Es el más simple de los métodos que puede ser aplicado en toda clase de edificios regulares y medianamente irregulares, donde el comportamiento dinámico está dominado por el modo fundamental de vibración, sin modos superiores significativos ni efectos de torsión, cuyo enfoque de diseño consiste en aplicar fuerzas estáticas a la estructura equivalentes en cada uno de los pisos, debido a la presencia de una fuerza sísmica (Lago et al., 2019).

Mediante este análisis se puede obtener fuerzas, esfuerzos y desplazamientos mediante la aplicación de cargas laterales (fuerzas laterales).

2.5. ANÁLISIS NO LINEAL

Permite obtener un aproximado de la respuesta sísmica del suelo ante la aplicación de una carga lateral estática equivalente. Este método se encuentra descrito en la publicación de FEMA 273, NEHRP y ATC – 40 (NIST, 2017).

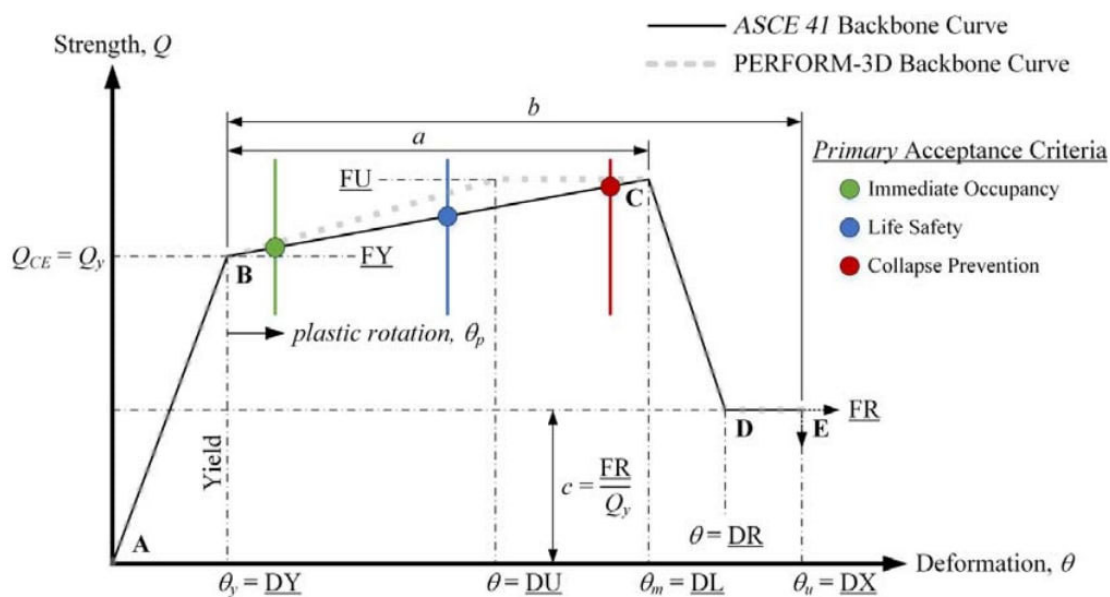
Este análisis permite verificar los modelos de análisis no lineal previo a la ejecución de los análisis dinámicos no lineales y entender el desempeño no lineal de la edificación en análisis. Además, resulta ser bastante preciso al momento de analizar estructuras de baja altura cuyo comportamiento está regido por el primer modo de vibración (NIST, 2017).

El análisis estructural no lineal es importante dentro del diseño y evaluación sísmo resistente, ya que, posibilita la obtención de un espectro de capacidad, punto de desempeño y si se tiene una base de datos completa, las curvas de fragilidad (Castillo, 2016).

Este análisis permite lograr una estimación conservadora de la respuesta y comportamiento de una edificación para un nivel de riesgo sísmico. Los resultados que se obtienen son más certeros que los alcanzados mediante los análisis lineales, esto se debe a que la respuesta de los edificios ante las acciones sísmicas es no lineal.

En el análisis lineal se facilita una estimación conservadora de la respuesta y el desempeño de la edificación para el nivel de riesgo sísmico seleccionado. Debido a que, la respuesta real de los edificios a los terremotos suele ser no lineal, estos procedimientos deberían proporcionar representaciones más precisas de la respuesta y el comportamiento de los edificios (American Society of Civil Engineers, 2017).

Los niveles de desempeño hacen referencia a un estado límite de daño en función de los daños físicos sobre la edificación, lo cual permite identificar los daños y la funcionalidad del edificio posterior al sismo y la amenaza existente sobre la integridad de los ocupantes (Applied Technology Council, 1996). De acuerdo con Harris & Speicher (2018) la figura 2 muestra una gráfica de los niveles de desempeño.



- Parameters a , b , c , and acceptance criteria are provided in ASCE 41.
- Underlined parameters are notation used by PERFORM-3D.
- Analysis software has the ability to maintain the strength or allow complete strength loss at Point E (for some components).

Figura 2. Niveles de desempeño

Fuente: (Harris & Speicher, 2018)

De acuerdo con el ASCE 41 (2017) los niveles de desempeño de la curva presentada en la figura 2 son los siguientes:

- A = Totalmente Operacional, no se producen daños en la edificación.
- B = Operacional, se producen daños moderados en elementos no estructurales y pocos daños en elementos estructurales. La estructura puede permanecer habilitada.
- C = Seguridad, todos los elementos presentan afectaciones moderadas, por lo tanto, la edificación no se mantiene funcional.
- D = Pre-Colapso, nivel donde la estabilidad de la estructura se encuentra comprometida provocando la aproximación de la edificación al colapso, arriesgando la seguridad de los ocupantes. Además, las reparaciones de los elementos no son factibles.

2.6. SISTEMAS DUALES

La NEC – SE – DS (2015e), define a un sistema dual o también denominado pórtico especial sismorresistente con muros estructurales como una estructura compuesta por pórticos y muros estructurales capaces de resistir fuerzas sísmicas. En un sistema dual los muros de corte deben absorber el 75% del cortante basal en cada dirección.

Los pórticos o marcos constituyen un grupo de vigas y columnas conectadas entre sí mediante juntas rígidas, mismas que proporcionan resistencia ante cargas gravitacionales, mientras que, los muros de corte proporcionan resistencia ante cargas laterales. Su resistencia varía conforme las características mecánicas del módulo de elasticidad, la ductilidad y la rigidez, así como, su capacidad de disipación de energía (Nandini Devi, 2013).

2.7. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Este método conocido como APUs se utiliza principalmente en proyectos de construcción y consiste en la división del proyecto en varios elementos con el fin de estimar el costo. Para lo cual se evalúa el precio de todos los componentes mediante un costo por unidad ejecutada. La suma de los precios de cada elemento da como resultado el costo total de construcción del proyecto.

La estructura de un APU se encuentra dividida en costos directos unitarios y costos indirectos más utilidades. El costo directo unitario corresponde a la sumatoria de los costos directos de equipo, mano de obra, materiales y transporte cuantificados por unidad de medida. La suma de estas divisiones da como resultado el precio unitario del rubro analizado.

Costo directo unitario

- a) Rendimiento

Corresponde al tiempo requerido para concluir la ejecución de una unidad de medida. Para su definición se considera varios parámetros que dependen del proyecto, dentro de los cuales se puede resaltar: tipo de obra, método constructivo, especificaciones técnicas, jornada laboral, entre otras. Se puede tomar de referencia rendimientos en base a proyectos de similares características.

b) Equipos

Dentro de este ítem incluye la descripción, cantidad y tarifa horaria, la cual depende su adquisición, sea esta alquilada o comprada. Considera las herramientas, maquinarias necesarias para una unidad de medida. Para las tarifas de equipos se utilizarán costos de mercado actualizados a la fecha del desarrollo de la estimación de costos.

c) Mano de obra

El APU incluye la cantidad de personal necesario para la ejecución de la actividad analizada, además de su tarifa horaria en base al tipo de personal considerado. Las tarifas de la mano de obra se determinarán mediante los Salarios Mínimos por Ley – CGE 2022, además se tomará en cuenta una jornada de trabajo de 5 días laborales en el horario de 08:00 a 17:00 por semana, considerando la hora de almuerzo se obtiene un total de 8 horas efectivas de trabajo por día.

d) Materiales

El precio de materiales se obtiene a través de un estudio de mercado, mediante cotizaciones otorgadas por proveedores del sector de la construcción. Entre las cotizaciones recibidas, se hace un análisis de costo-beneficio, donde se incluyen variables como costo, forma de pago, la cantidad de ítems ofertados, tiempo de entrega, entre otras.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

3.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente trabajo de titulación basa su planteamiento en 4 alternativas estructurales para un mismo modelo de edificio, mismo que constará de 15 pisos de los cuales la planta baja será destinada a locales comerciales, los 3 siguientes pisos a oficinas, y, finalmente los pisos restantes a departamentos multifamiliares. Además, el edificio posee 5 subsuelos que serán utilizados como parqueaderos, 2 ascensores localizados en la parte central de la planta y 2 volados destinados a balcones de 1.5 metros de longitud. Cabe mencionar que el sistema estructural será de tipo dual de acuerdo a lo descrito por la NEC – SE – DS (2015e) conformado por pórticos resistentes a momentos especiales y muros estructurales.

La primera alternativa estructural utiliza un hormigón armado conformado por acero de refuerzo Grado 60 y hormigón convencional de resistencia a la compresión 28 MPa. La segunda propuesta presenta parámetros similares a la inicial, con la diferencia que se utilizará el refuerzo de Grado 80. Por otra parte, la tercera y cuarta alternativa utilizan un hormigón alivianado de resistencia a la compresión 28 MPa con acero de refuerzo Grado 60 y 80, respectivamente.

Cada uno de los modelos serán analizados a través de la implementación en un programa de análisis estructural que permitirá verificar el comportamiento mecánico mediante la comprobación de periodo, modos de vibración, derivas y niveles de desempeño a través de los análisis antes mencionados.

Finalmente, se procederá a realizar una evaluación de las alternativas propuestas, con el fin de determinar la más factible y asequible de acuerdo con la situación económica actual y el desempeño estructural.

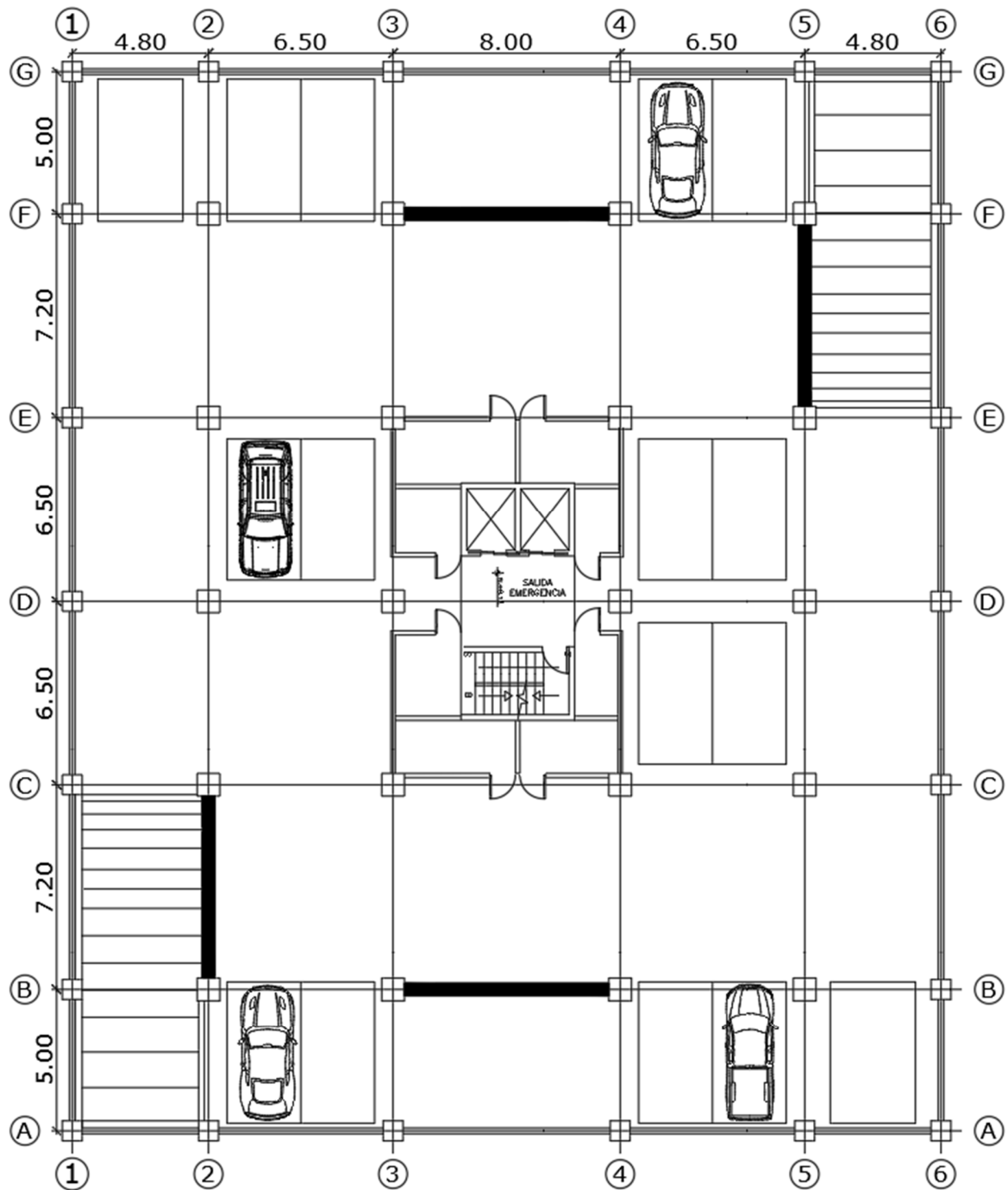
3.2. PROPUESTA ARQUITECTÓNICA

Para las 4 alternativas se plantea la misma propuesta arquitectónica, la cual consta de un edificio de 15 pisos y 5 subsuelos cuya distribución se encuentra descrita en la Tabla 10.

Tabla 10. Distribución arquitectónica

Planta Tipo	Descripción	Área	Altura Entrepiso	Número de Pisos
Subsuelo	Espacio destinado a parqueaderos con un total de 16 estacionamientos por planta.	1144.44 m ² .	3 metros	(-)5 - (-)1
Locales Comerciales	Espacio destinado a 4 locales comerciales con acceso independiente.	Local 1: 110 m ² . Local 2: 89 m ² . Local 3: 89 m ² . Local 4: 110 m ² . Á.T.: 575.40 m².	3.5 metros	PB
Oficinas	Espacio destinado a 3 oficinas con acceso independiente.	Oficina 1: 162 m ² . Oficina 2: 111 m ² . Oficina 3: 162 m ² . Á.T.: 616.50 m².	3 metros	1 – 3
Departamentos	Espacio destinado a 4 departamentos residenciales con acceso independiente.	Dpto. 1: 152 m ² . Dpto. 2: 132 m ² . Dpto. 3: 132 m ² . Dpto. 4: 152 m ² . Á.T.: 616.50 m²	3 metros	4 – 15
Terraza	Terraza inaccesible	Á.T.: 616.50 m ²	-	-

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.



PLANTA TIPO SUBSUELO N-15.00, N-12.00, N-9.00, N-6.00, N-3.00

Esc _____ 1:200

Área de Construcción: 1144.44 m²

Figura 3. Planta tipo subsuelo

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

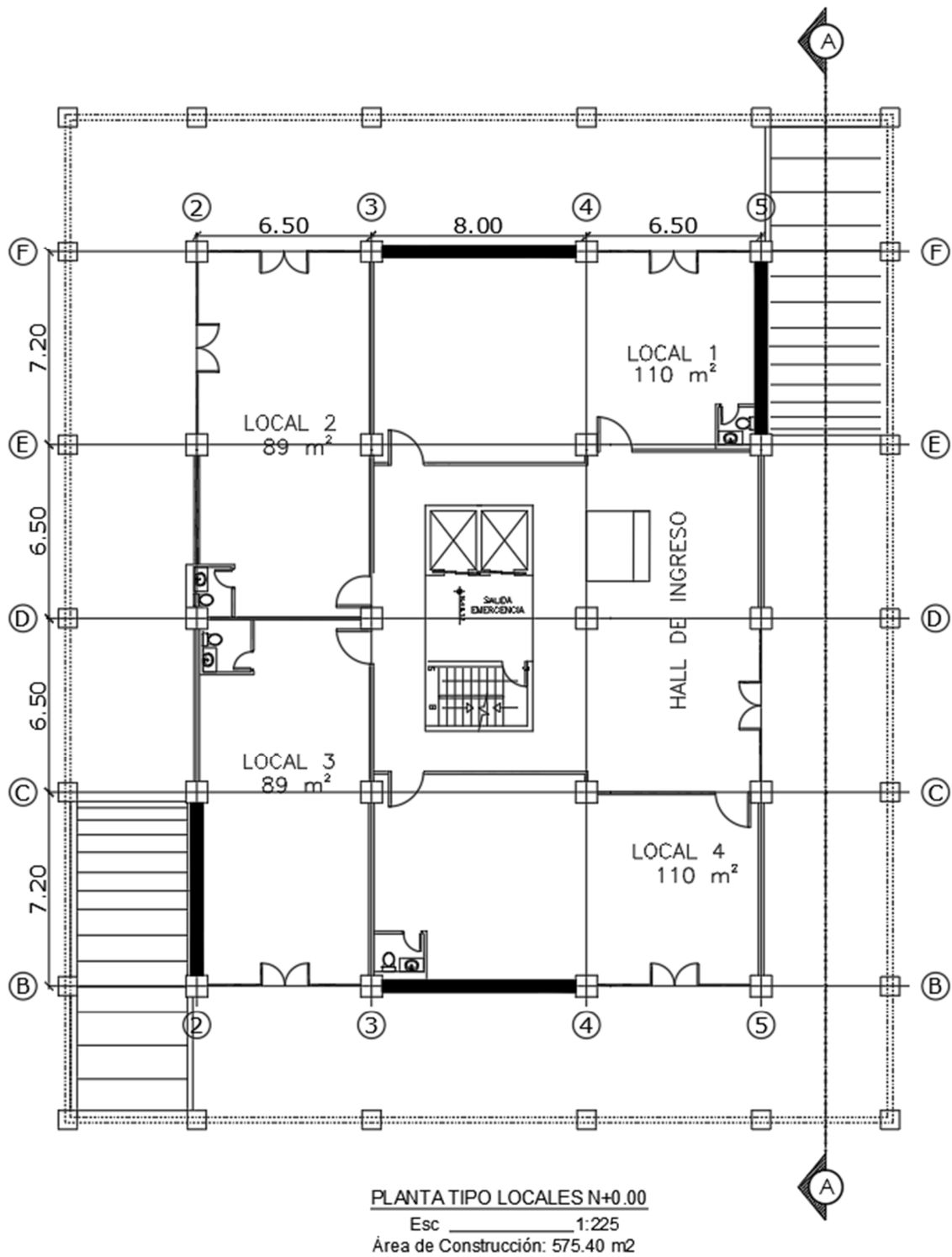
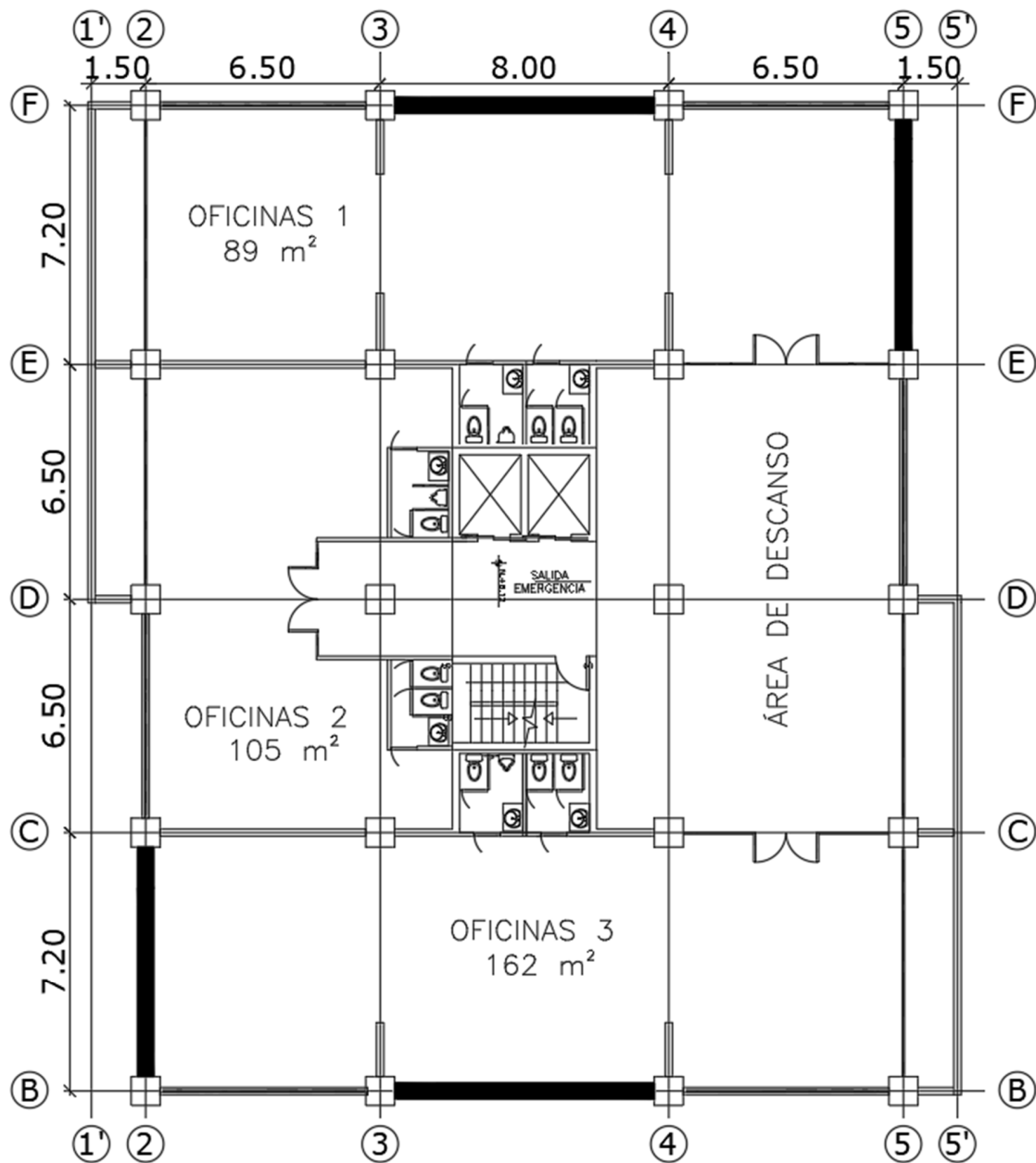


Figura 4. Planta tipo locales

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.



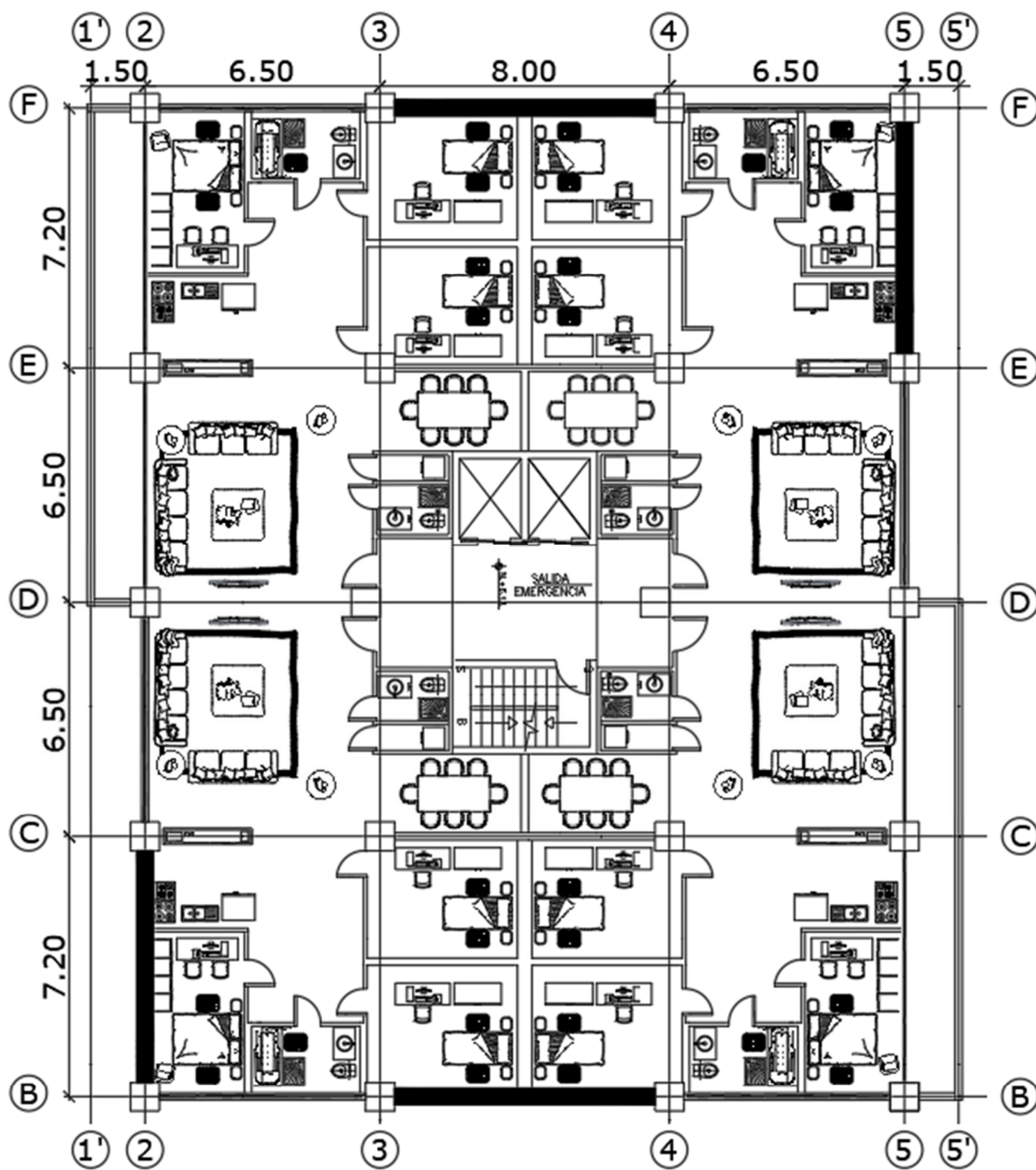
PLANTA TIPO OFICINAS N+3.50, N+6.50, N+9.50

Esc _____ 1:150

Área de Construcción: 616.50 m²

Figura 5. Planta tipo oficinas

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.



PLANTA TIPO DEPARTAMENTOS N+12.50, N+15.50, N+18.50, N+21.50,
N+24.50, N+27.50, N+30.50, N+33.50, N+36.50, N+39.50, N+42.50, N+45.50

Esc _____ 1:175
Área de Construcción: 616.50 m²

Figura 6. Planta tipo departamentos

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.3. UBICACIÓN

La ciudad de Quito se encuentra formada principalmente por la deposición de componentes productos de erupciones volcánicas y erosiones eólicas, glaciares y pluviales, conformando así un tipo de relleno sedimentario constituido de una mezcla de materiales sobrepuestos entre sí de aproximadamente 5km (Valverde et al., 1994).

La localización en el Cinturón de Fuego del Pacífico y la existencia de un gran número de fallas ciegas que pueden llegar a provocar movimientos sísmicos impulsivos con alto poder destructivo en la ciudad de Quito hacen de este un lugar con gran amenaza sísmica, lo cual sumado a la elevada vulnerabilidad de las estructuras define un alto riesgo sísmico. Por lo tanto, es importante conocer el sitio en el cual se encontrará emplazada la estructura para poder reducir la vulnerabilidad de la misma, ya que, la amenaza sísmica es un factor que no puede ser evadido a diferencia de esta (Aguar, 2015; Valverde et al., 1994).

La ubicación definida para el emplazamiento de la estructura por realizar es en la Av. Gonzalo Suarez, entre las calles Jacinto Bejarano y Gonnessiat. El cual se caracteriza por su crecimiento urbano en edificios de gran altura tanto residenciales como empresariales y comerciales.

3.4. SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural dúctil por emplear en la modelación de la edificación corresponde a un pórtico especial sismo resistente, de concreto armado con elementos tipo vigas descolgadas y con muros de corte de concreto armado (sistema dual).

Los muros estructurales deben ser diseñados y dispuestos estructuralmente lo más simétricos posible dirigidos hacia la periferia y manteniendo su continuidad desde el nivel de la cimentación hasta el último piso para resistir acciones sísmicas, de manera que, se pueda prevenir el colapso total o parcial de la edificación ante un evento extremo garantizando la seguridad de los ocupantes y principalmente salvaguardando vidas. Para lo cual, es necesario estos elementos estructurales

absorban más del 75% del corte basal en cada dirección de acuerdo con lo establecido en la NEC – SE – HM (2015c).

3.5. PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento se lo realiza para cada uno de los elementos estructurales según lo establecido en las normas NEC – SE – HM (2015c) y ACI - 318 (2019), mismas que, utilizan las características de la edificación como son el tipo y resistencia del hormigón, fluencia del acero de refuerzo, longitudes de los vanos, cargas viva y muerta. Este procedimiento permite obtener una estimación de las dimensiones de dichos elementos, sin embargo, se deben realizar las comprobaciones necesarias con el fin de verificar el cumplimiento de derivas, resistencia y comportamiento estructural.

3.5.1. DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE VIGAS DESCOLGADAS

Se plantea un sistema de vigas descolgadas, por lo que, la comprobación de la razón α_f es necesaria, la cual se define como relación entre la rigidez de una viga y una franja de losa a flexión correspondientes a un panel. De acuerdo al ACI - 318 (2019) α_f se calcula como:

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} \cdot I_b}{E_{cs} \cdot I_s}$$

Donde, la terminología se encuentra descrita en la tabla 11.

Tabla 11. Terminología vigas descolgadas.

Simbología	Descripción
E_{cb}	Módulo de elasticidad del concreto de la viga.
I_b	Inercia de la viga.
E_{cs}	Módulo de elasticidad del concreto de la losa.
I_s	Inercia de la losa.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

El valor de α_{fm} se define como el valor medio de los α_f obtenidos para los elementos tipo viga de borde de cada panel. Si este valor es mayor a 2, se garantiza un sistema de vigas descolgadas, por el contrario, si es menor a 2 el sistema es de vigas banda. El cálculo del valor de α_f depende de la posición de la viga, es decir, si es interior o exterior, para lo cual, se utiliza lo descrito en el ACI - 318 (2019) sección R8.4.1.8, donde se especifica que, para sistemas monolíticos o totalmente compuestos, las vigas incluyen porciones de losa como si fueran alas.

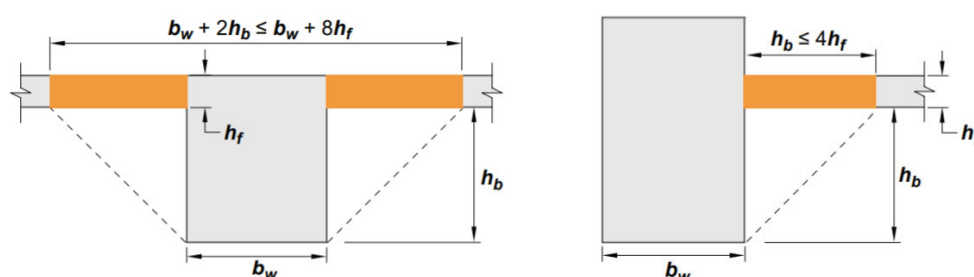


Figura 7. Ejemplos de la porción de losa que debe incluirse con la viga, según 8.4.1.8.

Fuente. Fig. R8.4.1.8 (ACI Committee 318, 2019)

3.5.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

En nuestro país es muy común el empleo de vigas banda, debido a que son visualmente agradables, representan un ahorro de espacio y a su vez un menor costo de encofrado, sin embargo, este tipo de sistemas no son recomendables debido a su baja que su capacidad de fluencia de elementos es inferior. Por lo que, en los modelos propuestos se utilizará un sistema de vigas descolgadas.

Para realizar el predimensionamiento de la base de las vigas se tomó como referencia la NEC – SE – HM (2015c) literal 4.2.1., misma que especifica un ancho mínimo del mayor valor entre 250 mm y 0.3 veces el peralte del elemento. Sin embargo, para vigas de borde es recomendable emplear una dimensión mínima de 300 mm debido a que pueden ser sometidas a efectos de torsión que pueden no ser tomados en cuenta durante el proceso de diseño.

Por otra parte, el peralte de las vigas es determinado a partir de lo especificado en la tabla 9.3.1.1. del ACI - 318 -19 (2019), de acuerdo con la condición de apoyo, el peso específico del concreto, el esfuerzo de fluencia del acero y la longitud más crítica.

Para valores de densidad normal de concreto y esfuerzo de fluencia igual a 420 MPa se tiene la siguiente tabla.

Tabla 12. Peralte mínimo en vigas.

Tabla 9.3.1.1 - Altura mínima de vigas no preesforzadas.	
Condición de apoyo	Altura mínima, h ^[1]
Simplemente apoyada	<i>l</i> /16
Con un extremo continuo	<i>l</i> /18.5
Ambos extremos continuos	<i>l</i> /21
En voladizo	<i>l</i> /8

^[1] Los valores son aplicables al concreto de peso normal y $f_y=420$ MPa.

Fuente: Tabla 9.3.1.1. (ACI Committee 318, 2019)

Además, el ACI - 318 -19 (2019) especifica que para esfuerzos de fluencia diferentes a 420 MPa los valores obtenidos de la tabla 12 del presente trabajo deberán multiplicarse por un factor de mayoración, mismo que se encuentra descrito a continuación.

Tabla 13. Factor de mayoración para acero Grado 80

f_y (Acero Grado 80)	550 MPa
$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$	1.19

Fuente: Tabla 9.3.1.1. (ACI Committee 318, 2019)

En el caso de hormigones cuya densidad se encuentra en el rango de 1440 a 1840 kg/m³, el ACI - 318 -19 (2019) establece un factor de mayoración diferente al del acero. Este valor debe ser tomado como el mayor entre las siguientes expresiones.

Tabla 14. Factor de mayoración para hormigones livianos

w_c (Hormigón Liviano)	1820 kg/m ³
(a) $1.65 - 0.0003 \cdot w_c$	1.10
(b) 1.09	1.09
Mayor entre (a) y (b)	1.10

Fuente: Tabla 9.3.1.1. (ACI Committee 318, 2019)

Se plantea una distribución uniforme de vigas en cada uno de los pisos, para lo cual se toma de referencia la luz más crítica, misma que en este caso corresponde a la de 8 metros y se utiliza la condición de apoyo correspondiente a ambos extremos continuos.

Hormigón convencional y Acero grado 60

$$h = \frac{8}{21} = 0.4 \text{ m}$$

Hormigón convencional y Acero grado 80

$$h = \frac{8}{21} \cdot 1.19 = 0.45 \text{ m}$$

Hormigón liviano y Acero grado 60

$$h = \frac{8}{21} \cdot 1.10 = 0.45 \text{ m}$$

Hormigón liviano y Acero grado 80

Para este caso, al tener dos factores de mayoración, se optó por utilizar ambos factores cuya multiplicación corresponde a un valor de 1.31.

$$h = \frac{8}{21} \cdot 1.31 = 0.50 \text{ m}$$

Sin embargo, las dimensiones planteadas no cumplen con los requisitos de un sistema de vigas descolgadas al momento de realizar la comprobación por paneles del

α_{fm} , por lo tanto, se optó por el incremento de cada una de ellas, obteniendo así las siguientes secciones de vigas en cada uno de los modelos.

Tabla 15. Secciones de vigas obtenidas en el predimensionamiento

Modelo	Sección de viga principal (cm)	Sección de viga secundaria (cm)
Hormigón convencional y Acero grado 60	30 x 40	25 x 50
	30 x 40	25 x 50
Hormigón convencional y Acero grado 80	30 x 45	25 x 60
Hormigón liviano y Acero grado 60	30 x 45	25 x 55
Hormigón liviano y Acero grado 80	30 x 50	25 x 50

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.5.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

Losa Maciza

En el predimensionamiento de estos elementos, es necesario identificar si la losa trabaja en dos direcciones o en una, para ello, el ACI - 318 (2019), sección 8.3.1.2 establece que, si la relación entre la luz larga y la luz corta de un panel es superior a 2, el elemento trabaja en una dirección, caso contrario, trabaja en ambas direcciones.

Para elementos en dos direcciones de hormigón convencional y refuerzo cuyo esfuerzo de fluencia de 420 MPa el espesor mínimo se determina de acuerdo con el ACI - 318 (2019), sección 8.3.1.2, como se especifica en la tabla 16. Por otro lado, la sección 7.3.1.1. establece un espesor mínimo para elementos unidireccionales.

Por otro lado, el ACI - 318 (2019) especifica que para esfuerzos de fluencia diferentes a 420 MPa y hormigón de agregado liviano, los valores obtenidos de espesor mínimo mediante las tablas 16 y 17 deberán ser mayorados por un factor, descrito en la tabla 13, según sea el caso.

Para obtener el espesor mínimo de las losas de los diferentes modelos se emplearon las fórmulas (d) y (e) de la tabla 16 para un α_{fm} mayor a 2.

Se utiliza el panel más crítico para el predimensionamiento de la losa, en este caso corresponde al panel de 8 m x 7.2 m, obteniéndose las siguientes dimensiones de losa maciza.

Tabla 16. Espesor mínimo para losas en dos direcciones.

α_{fm}	Minimum h, mm		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	Aplica sección 8.3.1.1		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 0.2$	Mayor de:	$\frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)}$	(b) ^{[1],[2]}
		125	(c)
$\alpha_{fm} > 0.2$	Mayor de:	$\frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{1400}\right)}{36 + 9\beta}$	(d)
		90	(e)

Nota. [1] α_{fm} es el valor promedio de αf para todas las vigas en el borde de un panel.
 [2] l_n corresponde a la luz libre en la dirección larga, medida cara a cara de las vigas (mm).
 [3] El término β es la relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

Fuente: Tabla 9.3.1.1. (ACI Committee 318, 2019)

Tabla 17. Espesor mínimo para losas en una dirección

Condición de soporte	Espesor mínimo h ^[1]
Simply supported	$l/20$
Un extremo continuo	$l/24$
Ambos extremos continuos	$l/28$
Volado	$l/10$

Fuente: Tabla 9.3.1.1. (ACI Committee 318, 2019)

Hormigón convencional y Acero grado 60

$$h = \frac{7.6 \cdot \left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9 \cdot \left(\frac{7.6}{6.8}\right)}$$

$$h = 18.15 \text{ cm} \approx 19 \text{ cm}$$

Hormigón convencional y Acero grado 80

$$h = \frac{7.6 \cdot \left(0.8 + \frac{550}{1400}\right)}{36 + 9 \cdot \left(\frac{7.6}{6.8}\right)}$$

$$h = 19.68 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Hormigón liviano y Acero grado 60

$$h = \frac{7.6 \cdot \left(0.8 + \frac{420}{1400}\right)}{36 + 9 \cdot \left(\frac{7.6}{6.8}\right)}$$

$$h = 18.15 \text{ cm} \approx 19 \text{ cm}$$

Hormigón liviano y Acero grado 80

$$h = \frac{7.6 \cdot \left(0.8 + \frac{550}{1400}\right)}{36 + 9 \cdot \left(\frac{7.6}{6.8}\right)}$$

$$h = 19.68 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Losa alivianada

Para utilizar losa alivianada en reemplazo de losa maciza, se debe garantizar que la inercia de la alivianada sea mayor o igual al de la maciza.

$$I_{\text{losa maciza}} \leq I_{\text{losa alivianada}}$$

Para la losa maciza de 19 cm se obtiene la siguiente losa alivianada.

$$I_{\text{losa maciza}} = 57158.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{losa alivianada}} = 62582.57 \text{ cm}^4$$

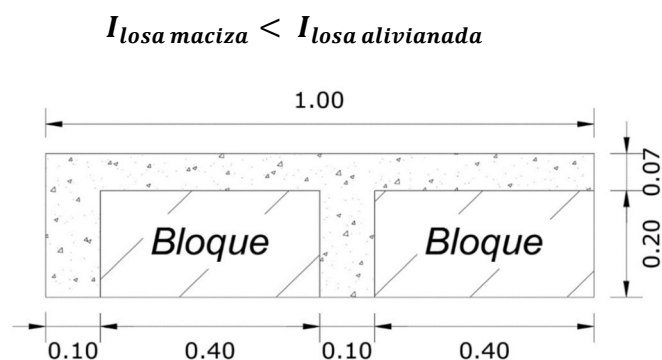


Figura 8. Losa alivianada equivalente a la losa maciza de 19 cm

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Para la losa maciza de 20 cm se obtiene la siguiente losa alivianada.

$$I_{\text{losa maciza}} = 66666.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{losa alivianada}} = 73297.22 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{losa maciza}} < I_{\text{losa alivianada}}$$

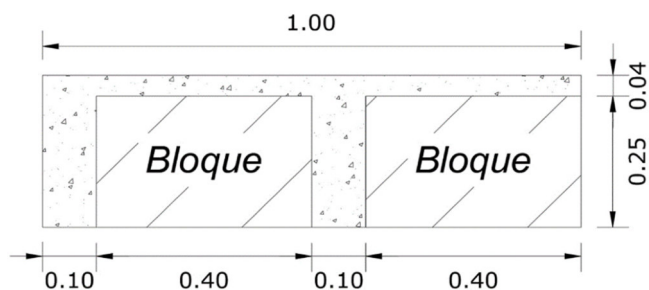


Figura 9. Losa alivianada equivalente a la losa maciza de 20 cm

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.5.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Para determinar las secciones mínimas de elementos verticales se deben estimar mediante las cargas viva y muerta actuantes dentro del área cooperante de cada columna. Cabe mencionar que, para la carga viva se debe utilizar un porcentaje

de reducción de carga viva descrito en la NEC – SE – CG (2015a) sección 3.2.2. Este porcentaje de reducción se determina como se indica a continuación.

$$K_{LL} \cdot A_T \geq 35 \text{ m}^2 : L = L_O \cdot \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL} \cdot A_T}} \right)$$

Donde.

- ✓ L = Sobrecarga distribuida en KN/m², aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.
- ✓ L_O = Sobrecarga distribuida sin reducir, aplicada sobre el área tributaria del elemento de soporte.
- ✓ K_{LL} = Factor de sobrecarga según el elemento de soporte
- ✓ A_T = Área tributaria en metros cuadrados

De acuerdo con el literal 3.2.2, el factor de sobrecarga se determina según la tabla 18 (MIDUVI, 2015a).

Tabla 18. Factor K_{LL} .

ELEMENTO	K_{LL}
Columnas	
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en volado	4
Columnas de borde con losas en volado	3
Columnas esquineras con losas en volado	2
Vigas de borde sin losas en volado	2
Vigas interiores	2
Todos los demás elementos no identificados incluyendo:	
Vigas de borde con losas en volado	
Vigas en volado	
Losas en una dirección	1
Losas en dos direcciones	
Elementos que no tengan mecanismos de transferencia de cortante normal a la dirección de la luz	

Fuente. Tabla 2 - NEC – SE – CG (2015a)

Las dimensiones fueron establecidas mediante un proceso iterativo de la sección en el cual se comparó la compresión máxima calculada con la compresión máxima que soporta dicha sección (P_o), definido en ACI - 318 (2019) sección 22.4.2.2

$$P_o = 0.85 \cdot f'c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}$$

Equivalente a:

$$P_o = 0.85 \cdot f'c \cdot A_g + \rho \cdot A_g \cdot f_y$$

Donde:

- ✓ A_g = Área geométrica en cm^2
- ✓ A_{st} = Área de acero del refuerzo longitudinal
- ✓ ρ = Cuantía, la cual se encuentra en un rango de 1% - 3%, según la NEC – SE-HM (2015c) sección 4.3.3.

Ejemplo de cálculo para columnas ubicadas en G3.

Tabla 19. Ejemplo de cálculo del predimensionamiento de columnas

COLUMNA	Carga Muerta	Carga Muerta	Carga col sup	qCM A acumulada	Carga viva	CV acumulada	%Reducción	qcv CV reducida	1,2CM + 1,6CV	Tamaño		
PB	11.581	5.148	0.000	16.729	8.863	8.863	0.787	6.973	31.232	50	x	50
-1	11.434	5.148	1.800	35.112	3.698	12.561	0.787	9.882	57.945	50	x	50
-2	11.434	5.148	1.800	53.494	3.698	16.258	0.787	12.791	84.658	50	x	50
-3	11.434	5.148	1.800	71.877	3.698	19.956	0.787	15.699	111.371	50	x	50
-4	11.434	5.148	1.800	90.259	3.698	23.653	0.787	18.608	138.084	50	x	50
-5	11.434	5.148	1.800	108.641	3.698	27.351	0.787	21.517	164.797	50	x	50
Contrapiso	0.000	5.148	1.800	115.589								

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Las dimensiones de columna de cada eje fueron asignadas de acuerdo con la similitud de áreas cooperantes, además se optó por reducir la sección de la columna 10cm cada tres pisos con el fin de reducir el peso del edificio, de esta manera se obtuvo una sección máxima de 1.40 m x 1.40m. En las tablas 20, 21, 22 y 23 se encuentran las secciones de columnas de predimensionamiento para cada modelo.

Tabla 20. Distribución de columnas del modelo de hormigón convencional y acero Grado 60

EJE	PISO	DIMENSIÓN
A1, A2, A3, A4, A5, A6, B1, B6, C1, C6, D1, D6, E1, E6, F1, F6, G1, G2, G3, G4, G5, G6	(-5) – (-1)	50 x 50
B2, B3, B4, B5, C2, C5, D2, D5, E2, E5, F2, F3, F4, F5	(-5) – (1)	105 x 105
	(2) – (8)	95 x 95
	(9) – (14)	85 x 85
C3, C4, D3, D4, E3, E4	(-5) – (1)	130 x 130
	(2) – (8)	120 x 120
	(9) – (14)	110 x 110

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 21. Distribución de columnas del modelo de hormigón convencional y acero Grado 80

EJE	PISO	DIMENSIÓN
A1, A2, A3, A4, A5, A6, B1, B6, C1, C6, D1, D6, E1, E6, F1, F6, G1, G2, G3, G4, G5, G6	(-5) – (-1)	50 x 50
B2, B3, B4, B5, C2, C5, D2, D5, E2, E5, F2, F3, F4, F5	(-5) – (1)	100 x 100
	(2) – (8)	90 x 90
	(9) – (14)	80 x 80
C3, C4, D3, D4, E3, E4	(-5) – (1)	130 x 130
	(2) – (8)	120 x 120
	(9) – (14)	110 x 110

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 22. Distribución de columnas del modelo de hormigón liviano y acero Grado 60

EJE	PISO	DIMENSIÓN
A1, A2, A3, A4, A5, A6, B1, B6, C1, C6, D1, D6, E1, E6, F1, F6, G1, G2, G3, G4, G5, G6	(-5) – (-1)	50 x 50
B2, B3, B4, B5, C2, C5, D2, D5, E2, E5, F2, F3, F4, F5	(-5) – (1)	95 x 95
	(2) – (8)	85 x 85
	(9) – (14)	75 x 75
C3, C4, D3, D4, E3, E4	(-5) – (1)	130 x 130
	(2) – (8)	120 x 120
	(9) – (14)	110 x 110

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 23. Distribución de columnas del modelo de hormigón liviano y acero Grado 80

EJE	PISO	DIMENSIÓN
A1, A2, A3, A4, A5, A6, B1, B6, C1, C6, D1, D6, E1, E6, F1, F6, G1, G2, G3, G4, G5, G6	(-5) – (-1)	45 x 45
B2, B3, B4, B5, C2, C5, D2, D5, E2, E5, F2, F3, F4, F5	(-5) – (1)	90 x 90
	(2) – (8)	80 x 80
	(9) – (14)	70 x 70
C3, C4, D3, D4, E3, E4	(-5) – (1)	120 x 120
	(2) – (8)	110 x 110
	(9) – (14)	100 x 100

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.5.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS

El espesor mínimo se determina conforme su tipología, sea este de carga, no portante, o exteriores de sótano y cimentaciones especificado en el ACI - 318 (2019) sección 11.3.1.1 como se indica a continuación.

Tabla 24. Espesor mínimo del muro

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, h		
	De carga	El mayor de:	100 mm
1/25 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas			(b)
No portante		100 mm	(d)
		1/30 de la menor entre la longitud y la altura no soportadas	(e)
Exteriores de sótanos y cimentaciones	190 mm		(f)

Fuente: Tabla 9.3.1.1. (ACI Committee 318, 2019)

Para los muros de carga cuya longitud es de 8 metros se obtuvo un espesor mínimo de 32 cm, por otro lado, para los muros cuya longitud es de 7.2 m el espesor obtenido fue de 28 cm. Para los muros exteriores de sótano se optó por la dimensión mínima de 19 cm. Sin embargo, estas dimensiones se incrementaron con el fin de optimizar el comportamiento estructural y cumplir con las condiciones de un sistema dual.

Tabla 25. Distribución de muros en cada modelo

Modelo	Muros x (cm)	Muros y (cm)
HC y A60	32	28
HC y A80	32	28
HL y A60	32	28
HL y A80	32	28

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.5.5. SECCIONES FINALES DE ELEMENTOS

3.5.5.1. Vigas

Tabla 26. Secciones de vigas obtenidas en el predimensionamiento

Modelo	Sección de viga principal (cm)	Sección de viga secundaria (cm)
Hormigón convencional y Acero grado 60	45 x 60	40 x 45
	40 x 50	40 x 40
Hormigón convencional y Acero grado 80	40 x 60	25 x 55
Hormigón liviano y Acero grado 60	40 x 55	30 x 50
Hormigón liviano y Acero grado 80	Subsuelo: 40 x 55	30 x 50
	(PB – 14) Dirección x: 55 x 60 Dirección y: 55 x 55	

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.5.5.2. Columnas

Tabla 27. Distribución de columnas del modelo de hormigón convencional y acero Grado 60

EJE	PISO	DIMENSIÓN
A1, A2, A3, A4, A5, A6, B1, B6, C1, C6, D1, D6, E1, E6, F1, F6, G1, G2, G3, G4, G5, G6	(-5) – (-1)	50 x 50
B2, B3, B4, B5, C2, C5, D2, D5, E2, E5, F2, F3, F4, F5	(-5) – (1)	105 x 105
	(2) – (8)	95 x 95
	(9) – (14)	85 x 85
C3, C4, D3, D4, E3, E4	(-5) – (1)	135 x 135
	(2) – (8)	125 x 125
	(9) – (14)	115 x 115

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 28. Distribución de columnas del modelo de hormigón convencional y acero Grado 80

EJE	PISO	DIMENSIÓN
A1, A2, A3, A4, A5, A6, B1, B6, C1, C6, D1, D6, E1, E6, F1, F6, G1, G2, G3, G4, G5, G6	(-5) – (-1)	50 x 50
B2, B3, B4, B5, C2, C5, D2, D5, E2, E5, F2, F3, F4, F5	(-5) – (1)	100 x 100
	(2) – (8)	90 x 90
	(9) – (14)	80 x 80
C3, C4, D3, D4, E3, E4	(-5) – (1)	130 x 130
	(2) – (8)	120 x 120
	(9) – (14)	110 x 110

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 29. Distribución de columnas del modelo de hormigón liviano y acero Grado 60

EJE	PISO	DIMENSIÓN
A1, A2, A3, A4, A5, A6, B1, B6, C1, C6, D1, D6, E1, E6, F1, F6, G1, G2, G3, G4, G5, G6	(-5) – (-1)	60 x 60
B2, B3, B4, B5, C2, C5, D2, D5, E2, E5, F2, F3, F4, F5	(-5) – (1)	95 x 95
	(2) – (8)	85 x 85
	(9) – (14)	75 x 75
C3, C4, D3, D4, E3, E4	(-5) – (1)	130 x 130
	(2) – (8)	120 x 120
	(9) – (14)	110 x 110

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 30. Distribución de columnas del modelo de hormigón liviano y acero Grado 80

EJE	PISO	DIMENSIÓN
A1, A2, A3, A4, A5, A6, B1, B6, C1, C6, D1, D6, E1, E6, F1, F6, G1, G2, G3, G4, G5, G6	(-5) – (-1)	65 x 65
B2, B3, B4, B5, C2, C5, D2, D5, E2, E5, F2, F3, F4, F5	(-5) – (1)	90 x 90
	(2) – (8)	80 x 80
	(9) – (14)	70 x 70
C3, C4, D3, D4, E3, E4	(-5) – (1)	125 x 125
	(2) – (8)	115 x 115
	(9) – (14)	105 x 105

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.5.5.3.Muros

Tabla 31. Distribución de muros en cada modelo

Modelo	Muros x (cm)	Muros y (cm)
HC y A60	55	70
HC y A80	55	70
HL y A60	55	65
HL y A80	50	55

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.6. ESTIMACIÓN DE CARGAS

3.6.1. CARGA VIVA

Se tomará una carga de acuerdo a lo establecido en la NEC – SE – CG (2015). Estos valores son indicados en la tabla 32. Para el caso de las escaleras y salidas de emergencia se toma de referencia la norma ASCE/SEI 7 (2016).

Tabla 32. Carga Viva

PISOS	USO	CARGA VIVA (kg/m ²)
(-5) – (-1)	Parqueaderos	204
(PB)	Locales Comerciales	489
(1) – (3)	Oficinas	245
	Área de descanso	408
(4) – (15)	Departamentos	204
-	Terraza	71
Escaleras y salidas de emergencia		479

Fuente: (MIDUVI, 2015b)

3.6.2. CARGA MUERTA

- *Peso de elementos estructurales*

Losa de entrepiso.

La unidad de análisis para la obtención del peso de las losas de cubierta y entrepiso fue de 1 m². En el cual se consideró el peso de la capa de compresión, nervios, bloques, enlucido y material de recubrimiento, el cual en este caso se utilizó cerámica.

Losa de cubierta.

Para el caso de la losa de cubierta es necesario tomar en cuenta el espesor del enlucido empleado para lograr la inclinación necesaria para el drenaje de agua, en este caso se utilizó la pendiente especificada del 1%. Para obtener la altura del enlucido se escogió la longitud crítica para evacuar el agua cuyo valor fue de 4.31 m, dando como resultado una altura promedio de enlucido de 2 cm, pero debido a posibles problemas durante la ejecución de la obra se ha optado por un valor de 5 cm.

- *Peso de elementos no estructurales*

Peso de las paredes

Para determinar el peso propio de las paredes se utilizó de referencia la norma NTE INEN 3142 (2018), misma que establece una altura recomendada de antepecho de 1.20m para las ventanas. Además, se consideraron las siguientes dimensiones de bloque en los diferentes pisos 20x20x40 cm, 15x20x40 cm, 10x20x40 cm.

La unidad de análisis analizada es de 1m x 1m, en la cual se considera los parámetros descritos en la tabla 33.

Tabla 33. Peso del enlucido y mortero de unión.

Enlucido: dos capas	1	cm
Espesor mortero de unión	1.5	cm
Peso específico del mortero	2000	kg/m ³
Enlucido	3.569	kg
Unidad de análisis	1	m ²

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

De esta manera se obtiene el peso de cada uno de los tipos de bloque por unidad de análisis como se indica a continuación.

Tabla 34. Peso por unidad de análisis del bloque de 20 cm

Bloque 20 cm		
PESO POR UNIDAD DE ANÁLISIS		
Peso del bloque	11.25	kg
Mortero de unión	7.69	kg
Total	22.509	kg
q-	252.27	kg/m²

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 35. Peso por unidad de análisis del bloque de 15 cm

Bloque 15 cm		
PESO POR UNIDAD DE ANÁLISIS		
Peso del bloque	9.1	kg
Mortero de unión	5.835	kg
Total	18.504	kg
q-	207.38	kg/m²

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 36. Peso por unidad de análisis del bloque de 10 cm

Bloque 10 cm		
PESO POR UNIDAD DE ANÁLISIS		
Peso del bloque	5	kg
Mortero de unión	3.845	kg
Total	12.414	kg
q-	139.13	kg/m²

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Debido a la configuración del edificio se obtienen diferentes pesos de mampostería para cada uno de los pisos tipo (subsuelo, almacenes, oficinas, departamentos).

Tabla 37. Peso de paredes por unidad de análisis para subsuelos.

SUBSUELO		
H entrepiso	3	m
A. losa	1144.44	m ²
W pared 20	133351.16	kg
W pared 15	28793.45	kg
W total	162144.61	kg
W	141.68	kg/m ²

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 38. Peso de paredes por unidad de análisis para almacenes.

ALMACENES		
H entrepiso	4	m
A. losa	575.4	m2
H antepecho vent	1.2	m
W pared 20	51039.74	kg
W pared 15	12725.19	kg
W pared 10	22416.85	kg
W total	86181.79	kg
W	149.78	kg/m2

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 39. Peso de paredes por unidad de análisis para oficinas.

OFICINAS		
H entrepiso	3	m
H antepecho vent	1.2	m
H balcón	1.2	m
A. losa	616.5	m2
W pared 20	78080.81	kg
W pared 10	12788.96	kg
W total	90869.77	kg
W	147.40	kg/m2

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 40. Peso de paredes por unidad de análisis para departamentos.

DEPARTAMENTOS		
H entrepiso	3	m
H antepecho vent	1.2	m
H balcón	1.2	m
A. losa	616.5	m2
W pared 20	118298.07	kg
W pared 10	32519.18	kg
W total	150817.26	kg
W	244.63	kg/m2

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

La carga muerta se estima como la suma del peso propio de la losa y de las paredes determinadas anteriormente.

3.7. ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES (S_a)

Corresponde a una representación gráfica que se encuentra en función de la gravedad y se determina como se indica a continuación de acuerdo con el literal 3.3.1 de la NEC (MIDUVI, 2015d).

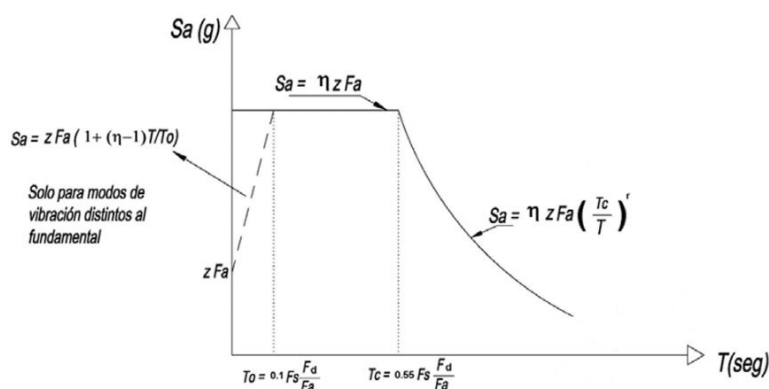


Figura 10. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Fuente: (MIDUVI, 2015e)

Donde, la terminología se encuentra descrita a continuación.

Tabla 41. Terminología Espectro de Diseño.

Simbología	Descripción
η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a, F_d, F_s	Coefficientes de amplificación de suelo.
T	Período fundamental de vibración de la estructura.
T_o	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
T_L	Es el período límite de vibración utilizado para la definición de espectro de respuesta en desplazamientos.
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, g.
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

Fuente: (MIDUVI, 2015e)

3.7.1. GEOLOGÍA LOCAL

Quito es una ciudad con una Geología particular rodeada de varias elevaciones como: Pichincha, Puengasí, Llumbisi, El Batán y La Bota y sistemas de falla ciegas activas conformadas por fallas inversas, transcurrentes y en varios sitios por una combinación de ambas, motivo por el cual se ha generado gran inquietud entre investigadores ante la posible ocurrencia de un evento adverso. (Aguiar, 2015)

En la figura 11 se presenta el sistema de fallas ciegas de Quito, donde se puede identificar que varios sectores de la ciudad se encuentran ubicados sobre fallas ciegas.

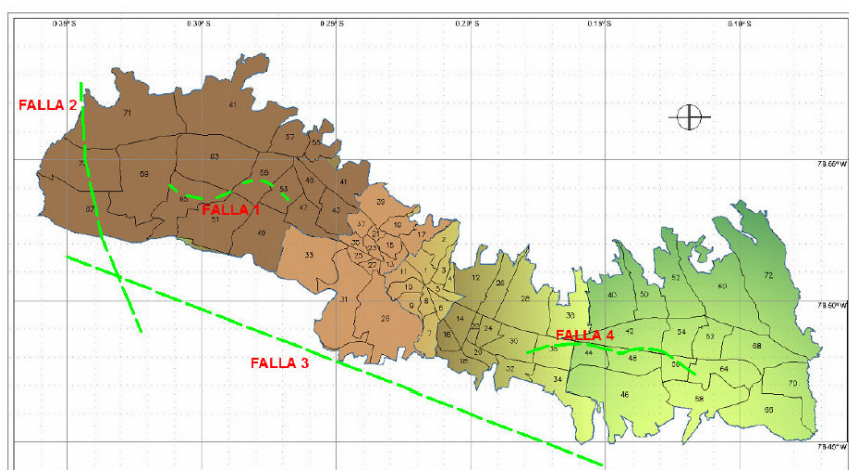


Figura 11. Segmentos de las Fallas Ciegas y Zonas de Quito.

Fuente: (Aguiar, 2015)

3.7.2. TIPO DE SUELO

Para determinar las propiedades geológicas de la ubicación (tipo de suelo), se utilizaron los resultados presentados por la Escuela Politécnica Nacional et al. (1994), en su estudio denominado “The Quito, Ecuador, Risk Management Project - An Overview”, en el cual se realizó la microzonificación del Distrito Metropolitano de Quito, donde se clasificó a la ciudad en 20 microzonas presentadas en la figura 6, además del lugar de ubicación de la estructura, el cual se puede verificar que pertenece a la zona q2s.

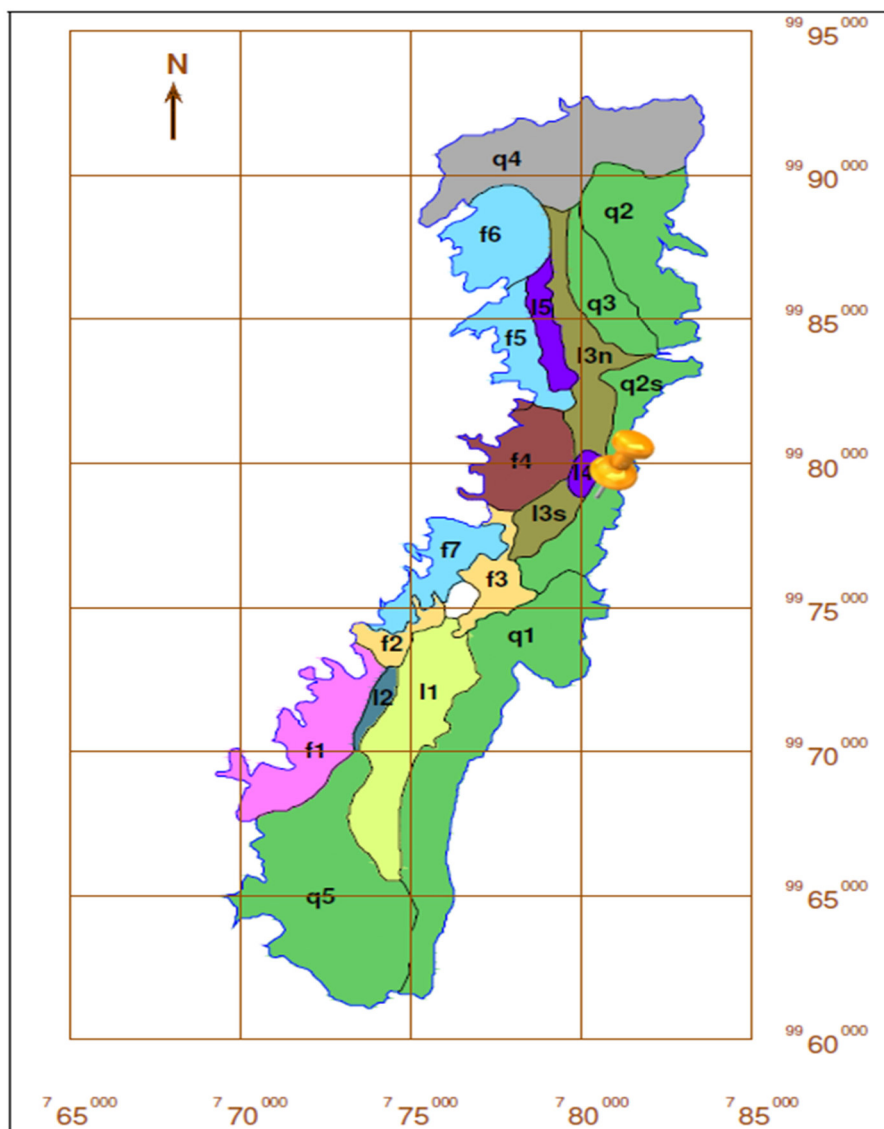


Figura 12. Microzonificación de la ciudad de Quito

Fuente: (Escuela Politécnica Nacional et al., 1994)

Las zonas Q1 y Q2 se caracterizan por estar compuestas principalmente de cangahua. Además, los estudios realizados en la zona q2s a una profundidad máxima de 20 metros, muestran como resultado de acuerdo con la clasificación SUCS un tipo de suelo limo de baja plasticidad (ML), velocidad de onda promedio igual a 383 m/s y un periodo de 0.208 s. A continuación, se presentan resultados a profundidades de 2, 3 y 4 metros.

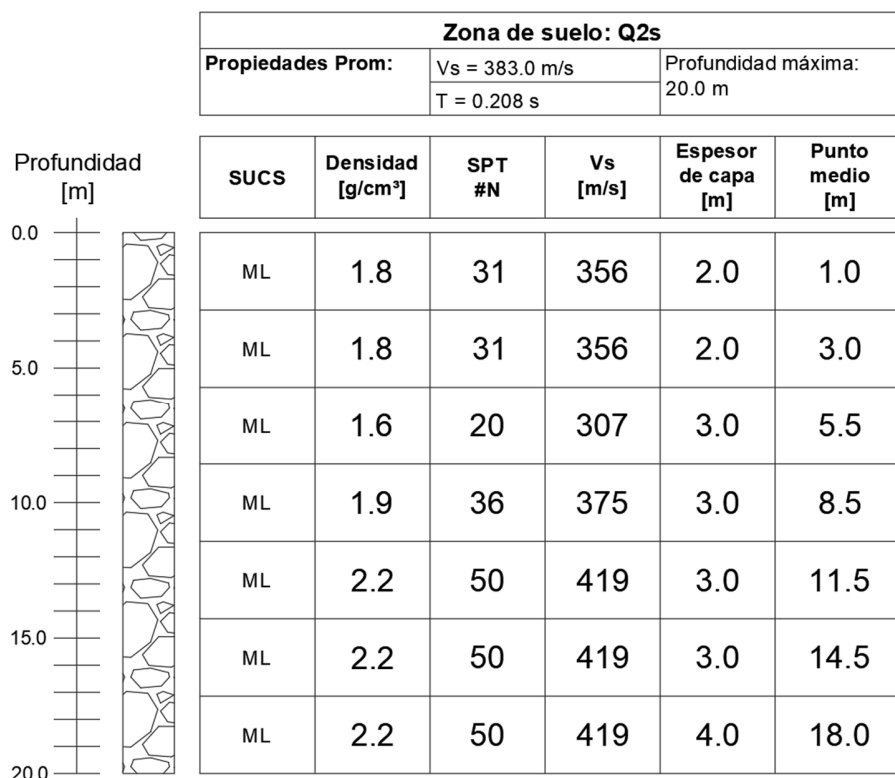


Figura 13. Resultados obtenidos de los ensayos realizados en la zona q2s.

Fuente: (Escuela Politécnica Nacional et al., 1994)

Dado que, el valor de Vs a los 15 metros es de 419 m/s. Según el literal 3.2.1. de la NEC (MIDUVI, 2015e), el suelo Tipo C caracterizado por su alta densidad o la presencia de roca blanda cuyos valores de Vs se encuentran en un rango de 760 m/s y 360 m/s, por lo que, se puede identificar que el tipo de suelo predominante en el sector de la Av. González Suárez es el Tipo C.

3.7.2. FACTORES DE ZONA

De acuerdo con la NEC – SE – DS (2015e) literal 3.1.1, para edificaciones de uso convencional se puede utilizar el valor Z para un sismo de diseño con periodo de retorno de 475 años, el cual se encuentra expresado en función de la gravedad y se determina de acuerdo a una de las 6 zonas sísmicas presentadas en el siguiente mapa.

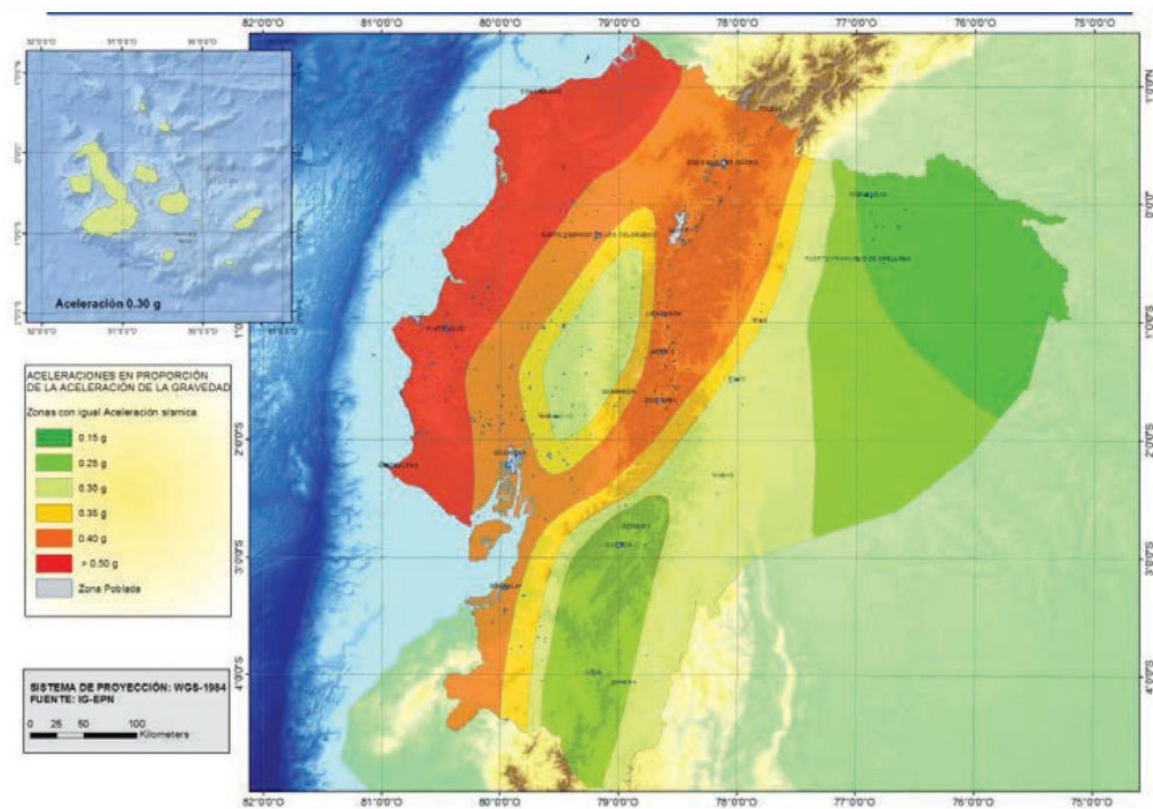


Figura 14. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: (MIDUVI, 2015e)

Debido a la ubicación del proyecto en la ciudad de Quito, capital del Ecuador, la zona sísmica establecida por la normativa es V, caracterización de peligro sísmico alto, y, el factor Z que corresponde a esta zona es de 0.4.

3.7.3. FACTOR EN EL ESPECTRO PARA EL DISEÑO ELÁSTICO

Conforme la NEC – SE – DS (2015e) sección 3.3.1, se lo determina de acuerdo al tipo de suelo. Presenta los siguientes valores.

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

El presente proyecto utilizará un factor de r igual a 1 dado a la presencia de suelo tipo C.

3.7.4. COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO

De acuerdo con la NEC – SE – DS (2015e) literal 3.2.2, para la zona sísmica V, factor Z de 0.4 y tipo de perfil de subsuelo C, se definen los siguientes coeficientes de perfil del suelo.

Tabla 42. Coeficientes Fa, Fd y Fs.

Coeficiente	Descripción	Valor
Fa	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	1.2
Fd	Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	1.11
Fs	Comportamiento no lineal de los suelos	1.11

Fuente: (MIDUVI, 2015e)

3.7.5. FACTOR DE IMPORTANCIA (I)

Permite mayorar la demanda sísmica dentro del diseño de edificaciones localizadas en zonas sísmicas, que por sus propósitos de uso tienen la obligación de permanecer operativas una vez dada la ocurrencia del sismo.

La NEC – SE – DS (2015e) sección 4.1. categoriza las estructuras de acuerdo con el tipo de uso, destino e importancia, en la cual se presenta un valor mayor a 1 para aquellas estructuras de uso esencial y ocupación especial, por otro lado, para otras estructuras como son residencias y oficinas se utiliza un coeficiente igual a 1.

3.7.6. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

El valor de R depende de la ductilidad de la estructura, es decir, a través de la disipación de energía por medio del daño controlado de los elementos de la edificación.

Además, permite una disminución del sismo de diseño en estructuras cuya ductilidad sea adecuada permitiendo una adecuada disipación de y un mecanismo de falla previsible (MIDUVI, 2015e).

Según la NEC – SE – DS (2015d) literal 6.3.4.d el factor de reducción del sismo para pórticos especiales sismorresistentes de hormigón armado con vigas descolgadas ($\alpha_{fm} \geq 2$) es de 8.

3.7.8. RELACIÓN DE AMPLIFICACIÓN ESPECTRAL (η)

Se define como la razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para un período de retorno de 475 años según la NEC – SE – DS (2015e) literal 3.3.1, este varía de acuerdo con la región de ubicación de la estructura.

Tabla 43. Factor de amplificación espectral.

Lugar de Emplazamiento de la Estructura	Valor η
Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)	1.80
Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos	2.48
Provincias del Oriente	2.60

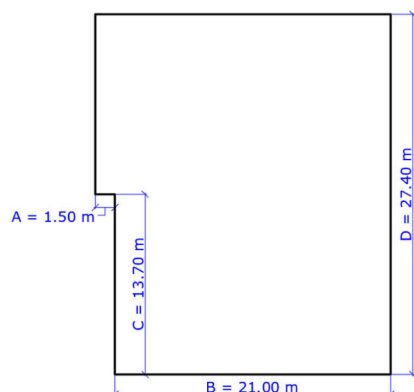
Fuente: (MIDUVI, 2015e)

El actual trabajo de titulación de la estructura se ubica en la sierra ecuatoriana, por lo tanto, el factor de η es igual a 2.48.

3.7.9. IRREGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACIÓN

El factor de irregularidad en planta ϕ_p de la estructura por realizar se determina según la NEC – SE – DS (2015e) literal 5.2.3, a partir del cual se identificó que el caso que mejor se adapta a la planta del edificio corresponde a una irregularidad tipo 2 con retrocesos excesivos en las esquinas como se indica en la figura 15.

Por lo tanto, se determina un factor de irregularidad en planta igual a 1 debido a que no se considera una estructura irregular.



$$\begin{aligned}
 & \mathbf{A > 0.15 \cdot B} \quad \mathbf{y} \quad \mathbf{C > 0.15 \cdot D} \\
 & 1.50 \text{ m} > 0.15 \cdot 21.00 \text{ m} \quad \mathbf{y} \quad 13.70 \text{ m} > 0.15 \cdot 27.40 \text{ m} \\
 & 1.50 \text{ m} \not> 3.15 \text{ m} \quad \mathbf{y} \quad 13.70 \text{ m} > 4.11 \text{ m} \\
 & \therefore \mathbf{No es irregular en planta}
 \end{aligned}$$

Figura 15. Factor de irregularidad en planta

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Además, se considera un factor de irregularidad en elevación ϕ_e debido a la diferencia de altura de entrepiso entre la planta baja y el primer piso. Este factor de irregularidad se determina según la NEC – SE – DS (2015e) sección 5.2.3, en la cual se establece que, para considerar que una estructura presenta una irregularidad tipo 1 de piso flexible la rigidez lateral de un piso debe ser menor al 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor al 80% del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.

$$\text{Rigidez } K_{PB} < 70\% \text{ Rigidez } K_{P1}$$

ó

$$\text{Rigidez } K_{PB} < 80\% \cdot \left(\frac{K_{P1} + K_{P2} + K_{P3}}{3} \right)$$

Por lo tanto, la rigidez lateral obtenida es la siguiente.

$$\text{Rigidez } K_{PB} = 1879316.792 \frac{T}{m^4}$$

$$\text{Rigidez } K_{P1} = 2984285.461 \frac{T}{m^4}$$

$$K_{P2} = 2984285.461 \frac{T}{m^4} = K_{P3}$$

$$1879316.792 \frac{T}{m^4} < 70\% \cdot 2984285.461 \frac{T}{m^4}$$

$$2987872.899 \frac{T}{m^4} > 2088999.822 \frac{T}{m^4}$$

∴ NO ES IRREGULAR EN ELEVACIÓN

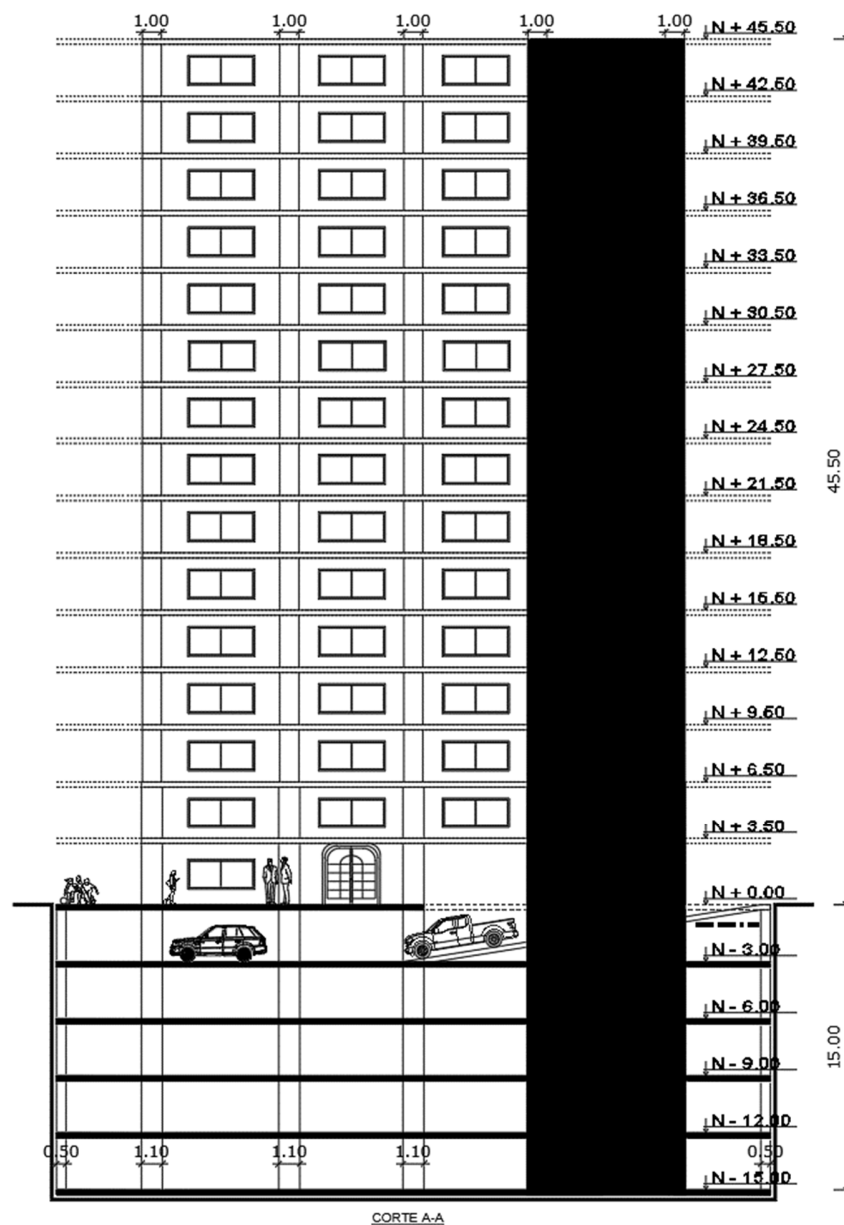


Figura 16. Corte A edificación

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 44. Resumen de la comprobación rigidez lateral por piso

Modelo	Piso	Rigidez lateral (T/m ⁴)	Comprobación
HC y A60	PB	1879316.792	Regular
	P1	2984285.461	
HC y A80	PB	1589522.403	Regular
	P1	2524102.705	
HC y A60	PB	1480875.163	Regular
	P1	1646102.439	
HC y A80	PB	1242344.672	Regular
	P1	1972797.326	

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Por lo tanto, el factor de irregularidad en elevación es igual a 1.

3.7.10. PERIODO CRÍTICO

El periodo crítico (T_c) de acuerdo con la NEC – SE – DS (2015e) corresponde a un periodo de vibración límite para el espectro sísmico elástico de aceleraciones en un diseño sismorresistente, y se determina en función de los factores de sitio como se indica a continuación.

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 \cdot 1.11 \cdot \frac{1.11}{1.2}$$

$$T_c = 0.56 \text{ s}$$

Se obtuvo un valor de periodo crítico igual a 0.56 s.

Obtención del periodo (T)

Para obtener el periodo de la estructura se aplica el método 1 de la NEC – SE – DS (2015e) sección 6.3.3. El periodo se calcula mediante la siguiente expresión para pórticos especiales de concreto armado con muros de corte:

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

Donde:

$$\checkmark C_t = 0.055.$$

$$\checkmark h_n = 45.5 \text{ m}$$

$$\checkmark \alpha = 0.75$$

$$T = 0.055 \cdot 45.5^{0.75}$$

$$T = 0.96 \text{ s}$$

Con cada uno de los factores definidos se determina la ecuación a utilizar para generar el espectro elástico de aceleraciones tomando en cuenta que el valor del periodo obtenido a través el método 2 de la NEC – SE – DS (2015d) es de 1.38s. Por lo tanto, se utiliza la siguiente ecuación.

$$Sa = \eta \cdot Z \cdot Fa \cdot \left(\frac{Tc}{T}\right)^r \quad \text{para } T > Tc$$

$$Sa = 2.48 \cdot 0.4 \cdot 1.2 \cdot \left(\frac{0.56}{0.96}\right)^r$$

$$Sa = 0.7 \cdot g$$

El coeficiente (K) es directamente proporcional al periodo de vibración de la edificación, determinado conforme el literal 6.3.5. de la NEC (MIDUVI, 2015e) mediante la siguiente expresión para periodos (T) que se encuentran en el rango de 0.5 a 2.5 segundos.

$$K = 0.5 + 0.75 \cdot T$$

$$K = 0.5 + 0.75 \cdot 1.38$$

$$K = 1.44$$

Tabla 45. Valores de K para cada modelo

Modelo	K
HC y A60	1.44
HC y A80	1.45
HL y A60	1.50
HL y A80	1.52

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.8. ESTIMACIÓN DEL CORTANTE BASAL (V)

Representa la carga lateral impuesta en la base de la edificación, misma que resulta de la acción del sismo de diseño. Es obtenido a través de la siguiente ecuación (MIDUVI, 2015e).

$$V = \frac{I \cdot Sa(Ta)}{R \cdot \phi_p \cdot \phi_e} \cdot W$$

Donde:

- ✓ Sa(Ta) = Espectro de diseño en aceleración.
- ✓ ϕ_p y ϕ_e = Factores de irregularidad en planta y elevación.
- ✓ R = Factor de reducción de resistencia sísmica
- ✓ W = carga sísmica reactiva.
- ✓ I = coeficiente de importancia.

Con los valores obtenidos en la sección 3.1.8. se obtiene un valor de V como un porcentaje del peso de la edificación igual a lo que se indica a continuación.

$$V = \frac{1 \cdot 0.7}{8 \cdot 1 \cdot 1} \cdot W$$

$$V = 0.0875 \cdot W$$

3.9. COMBINACIONES PARA EL DISEÑO POR ÚLTIMA RESISTENCIA

Según el literal 3.4.3a de la NEC (MIDUVI, 2015a), las combinaciones de carga para el diseño por última resistencia son las siguientes:

- ✓ $1.4 \cdot D$
- ✓ $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$
- ✓ $1.2 \cdot D + L \pm E$
- ✓ $0.9 \cdot D \pm E$

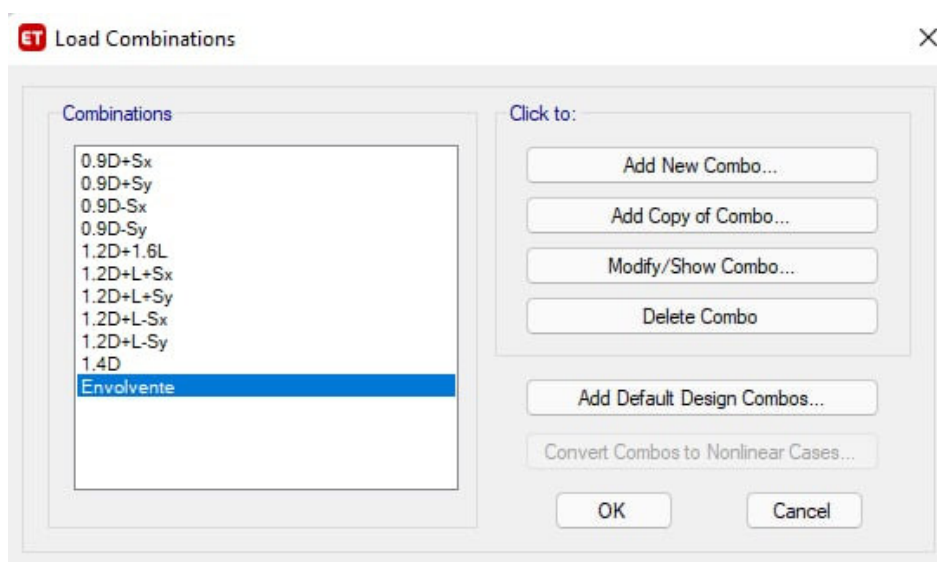


Figura 17. Modelo estructural en 3D

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.10. MODELACIÓN ESTRUCTURAL

3.10.1 DEFINICIÓN DEL SOFTWARE DE MODELACIÓN ESTRUCTURAL

El edificio se modela a partir del predimensionamiento y definición de cortante, cargas y espectro de aceleraciones mediante el empleo de un programa de análisis,

diseño y evaluación estructural en tres dimensiones para vigas, columnas, muros, losas, entre otros.

Este software de diseño permite la salida de visualizaciones gráficas en 3D, deformaciones, modos de vibración, tablas de datos con resultados de entrada y salida, diagramas de fuerzas, representación gráfica de articulaciones plásticas y diseño de elementos de concreto, acero y compuestos.

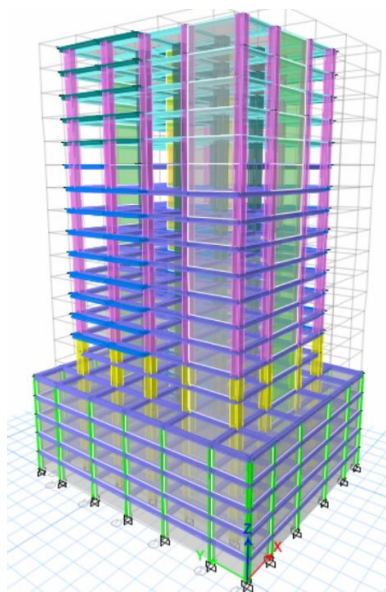


Figura 18. Modelo estructural en 3D

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.10.2. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

Este periodo corresponde al primer modo de vibración de la estructura, a continuación, se muestran los valores resultantes en cada modelo estructural.

Tabla 46. Periodos fundamentales

Modelo	Periodo (s)
HC y A60	1.384
HC y A80	1.372
HL y A60	1.523
HL y A80	1.531

Fuente. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.11. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO

- *Análisis Estático*

Para elaborar este análisis se establece patrones de carga en los ejes x, y, de acuerdo con el porcentaje de cortante basal obtenido previamente y el valor del K obtenidos en las secciones 3.7.10 y 3.8.

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 0.087

Building Height Exp., K 1.44

Story Range

Top Story Piso 14

Bottom Story PB

OK Cancel

Figura 19. Patrón de carga sísmica estática dirección x

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

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 0.087

Building Height Exp., K 1.44

Story Range

Top Story Piso 14

Bottom Story PB

OK Cancel

Figura 20. Patrón de carga sísmica estática dirección y

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

- *Análisis Dinámico*

En este análisis se toma en cuenta el espectro de aceleraciones elásticas previamente establecido en la sección 3.1.7 como se representa en la figura 21.

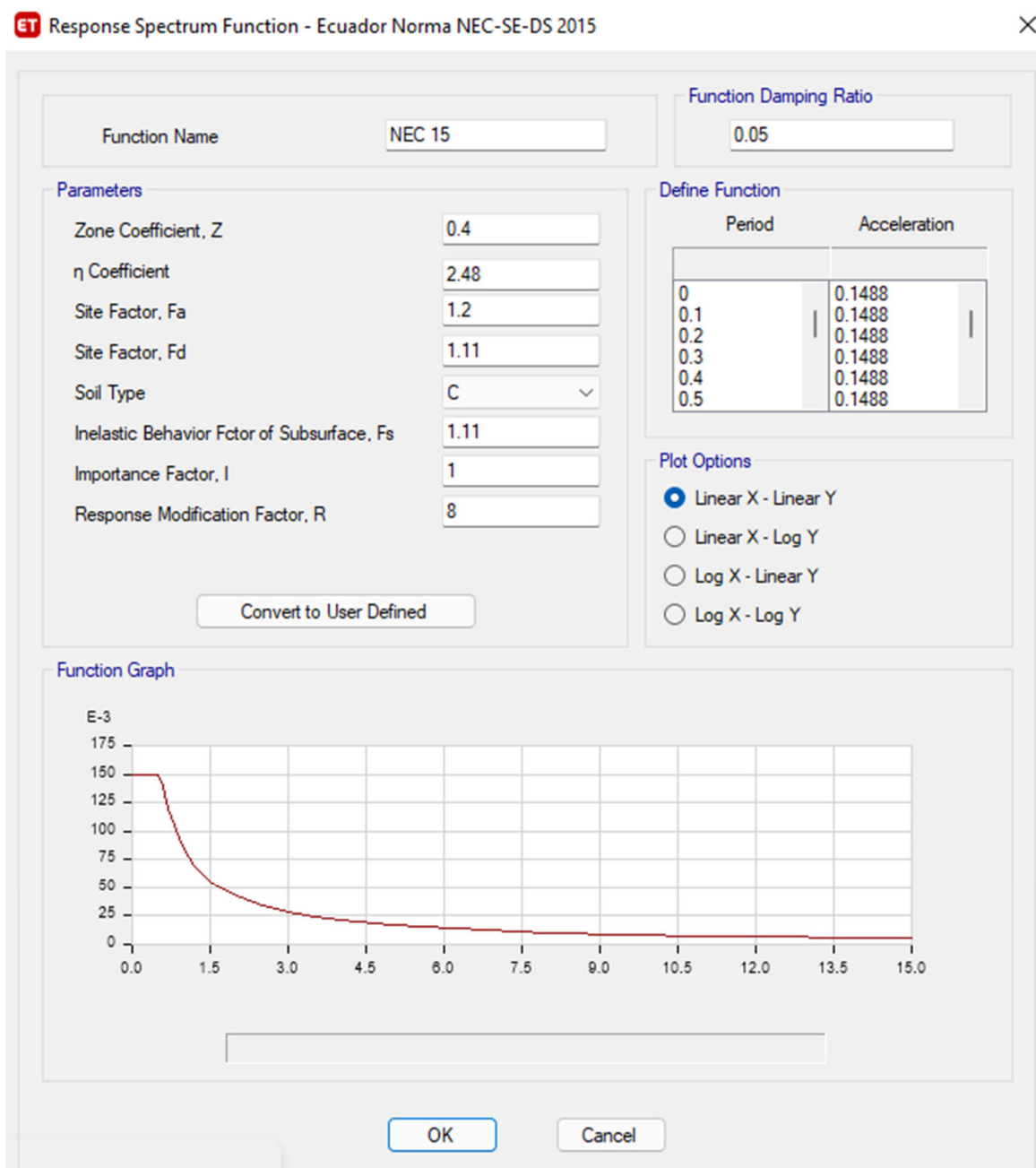


Figura 21. Espectro de respuesta elástico

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.11.1. ANÁLISIS MODAL

ET Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None Modal Participating Mass Ratios

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
▶	Modal	1	1.384	0.0016	0.4644	0.0016	0.4644	0	0
	Modal	2	1.331	0.4758	0.0015	0.4773	0.4659	0	0
	Modal	3	0.881	0	0	0.4773	0.4659	0.3626	0.3626
	Modal	4	0.285	0.0002	0.186	0.4775	0.652	0	0.3626
	Modal	5	0.281	0.1958	0.0002	0.6733	0.6522	0	0.3626
	Modal	6	0.179	0	0	0.6733	0.6522	0.155	0.5176
	Modal	7	0.128	0.1627	2.318E-05	0.8361	0.6522	0	0.5176
	Modal	8	0.127	2.326E-05	0.1616	0.8361	0.8137	0	0.5176
	Modal	9	0.085	0.0795	2.439E-06	0.9157	0.8137	0	0.5176
	Modal	10	0.084	1.848E-06	0.0975	0.9157	0.9112	0	0.5176
	Modal	11	0.081	0	0	0.9157	0.9112	0.2315	0.7491
	Modal	12	0.059	0.0197	0	0.9354	0.9112	3.339E-06	0.7491

Figura 22. Masas de participación modal del modelo de concreto convencional y acero de Grado 60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

ET Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None Modal Participating Mass Ratios

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
▶	Modal	1	1.372	0.0016	0.4676	0.0016	0.4676	0	0
	Modal	2	1.32	0.4786	0.0016	0.4802	0.4692	0	0
	Modal	3	0.884	0	0	0.4802	0.4692	0.3641	0.3641
	Modal	4	0.28	0.0003	0.1805	0.4806	0.6497	0	0.3641
	Modal	5	0.276	0.1904	0.0003	0.6709	0.65	0	0.3641
	Modal	6	0.177	0	0	0.6709	0.65	0.1501	0.5142
	Modal	7	0.126	0.1613	3.853E-05	0.8322	0.65	0	0.5142
	Modal	8	0.125	3.881E-05	0.159	0.8322	0.809	0	0.5142
	Modal	9	0.084	0.0821	3.82E-06	0.9144	0.809	0	0.5142
	Modal	10	0.083	2.856E-06	0.1005	0.9144	0.9095	0	0.5142
	Modal	11	0.08	0	0	0.9144	0.9095	0.2246	0.7388
	Modal	12	0.059	0.0203	0	0.9347	0.9095	5.218E-07	0.7388

Figura 23. Masas de participación modal del modelo de concreto convencional y acero de Grado 80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

ET Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None Modal Participating Mass Ratios

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
▶	Modal	1	1.523	0.0008	0.4671	0.0008	0.4671	0	0
	Modal	2	1.448	0.4784	0.0007	0.4791	0.4678	0	0
	Modal	3	0.959	0	0	0.4791	0.4678	0.3601	0.3601
	Modal	4	0.307	0.0001	0.1768	0.4792	0.6446	0	0.3601
	Modal	5	0.297	0.1884	0.0001	0.6676	0.6447	0	0.3601
	Modal	6	0.19	0	0	0.6676	0.6447	0.1468	0.507
	Modal	7	0.135	0.0033	0.1532	0.6709	0.7979	0	0.507
	Modal	8	0.134	0.1587	0.0032	0.8295	0.801	0	0.507
	Modal	9	0.09	3.934E-05	0.1075	0.8296	0.9085	0	0.507
	Modal	10	0.09	0.085	4.878E-05	0.9146	0.9086	0	0.507
	Modal	11	0.085	0	0	0.9146	0.9086	0.2224	0.7294
	Modal	12	0.063	0	0.0248	0.9146	0.9334	0	0.7294

Figura 24. Masas de participación modal del modelo de concreto liviano y acero de Grado 60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

ET Modal Participating Mass Ratios

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: Yes Sort: None Modal Participating Mass Ratios

Filter: None

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
▶	Modal	1	1.531	0.0006	0.4724	0.0006	0.4724	0	0
	Modal	2	1.404	0.4858	0.0006	0.4864	0.473	0	0
	Modal	3	0.958	0	0	0.4864	0.473	0.3604	0.3604
	Modal	4	0.318	0.0001	0.1679	0.4865	0.6409	0	0.3604
	Modal	5	0.301	0.1795	4.962E-05	0.666	0.6409	0	0.3604
	Modal	6	0.196	0	0	0.666	0.6409	0.1388	0.4992
	Modal	7	0.139	3.484E-05	0.1433	0.666	0.7842	0	0.4992
	Modal	8	0.136	0.1543	3.16E-05	0.8203	0.7842	0	0.4992
	Modal	9	0.093	5.191E-06	0.1196	0.8203	0.9039	0	0.4992
	Modal	10	0.091	0.0927	5.914E-06	0.913	0.9039	0	0.4992
	Modal	11	0.087	0	0	0.913	0.9039	0.2005	0.6997
	Modal	12	0.066	0	0.0292	0.913	0.9331	0	0.6997

Figura 25. Masas de participación modal del modelo de concreto liviano y acero de Grado 80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

En la NEC – SE – DS (2015e) se establece que, los modos de vibración en los ejes horizontales deben involucrar la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura. Por lo que, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas se puede observar que más del 90% de la masa modal de la estructura se encuentra acumulada para el doceavo modo de vibración cumpliendo por lo estipulado por la normativa. Además, el primer modo de vibración presenta un periodo de 1.41 segundos, cuyo movimiento predomina principalmente en el eje y, para el segundo modo de vibración el movimiento de la estructura es predominante en el eje x con un periodo correspondiente a 1.37 segundos, en el tercer modo de vibración el movimiento se presenta en mayor magnitud en el eje z, es decir, que en este modo de vibración predomina la rotación en planta, por lo tanto, se podría considerar que la edificación no es susceptible a problemas de torsión en planta en el modo de vibración fundamental.

3.11.2. AJUSTE DEL CORTANTE BASAL

Según el literal 6.2.2b de la NEC (MIDUVI, 2015e), el ajuste de cortante basal obtenido mediante el análisis dinámico no debe ser menor del 80% del cortante basal calculado por el análisis estático en estructuras regulares.

Tabla 47. Corrección del cortante basal dinámico

MODELO	V ESTÁTICO (T)	V DINÁMICO X (T)	V DINÁMICO Y (T)	% DE DIFERENCIA X	% DE DIFERENCIA Y	FACTOR DE CORRECCIÓN X	FACTOR DE CORRECCIÓN Y
HC A60	931.70	706.07	682.25	75.78%	73.22%	1.3196	1.3656
HC A80	880.05	666.14	643.09	75.96%	73.07%	1.3211	1.3685
HL A60	701.79	498.87	479.01	68.25%	71.09%	1.4068	1.4651
HL A80	686.27	495.92	463.92	72.26%	67.60%	1.3838	1.4793

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

ET Load Case Data ×

General

Load Case Name: Dinámico Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC 15	12.9321
Acceleration	U2	NEC 15	13.3829

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: SRSS

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

Figura 26. Factor de corrección del cortante basal del modelo de HC A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.11.3. COMPROBACIÓN DEL SISTEMA DUAL

De acuerdo con la NEC – SE - DS (2015d), para que una estructura con muros pueda ser considerada como sistema dual se necesita que al menos el 75% del cortante basal sea resistido por los muros en cada una de las direcciones ortogonales.

Modelo hormigón convencional y acero grado 60

	Name	Is Auto Load	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	Sx	No	Piso 14	PB	0.087	1.44		
	Sx(1/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.44	10709.22698	931.7027
	Sx(2/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.44	10709.22698	931.7027
	Sx(3/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.44	10709.22698	931.7027
	Sy	No	Piso 14	PB	0.087	1.44		
	Sy(1/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.44	10709.22698	931.7027
	Sy(2/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.44	10709.22698	931.7027
	Sy(3/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.44	10709.22698	931.7027

Figura 27. Cortante basal estático modelo HC A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

$$75\% \cdot V = 698.78 T$$

Modelo hormigón convencional y acero grado 80

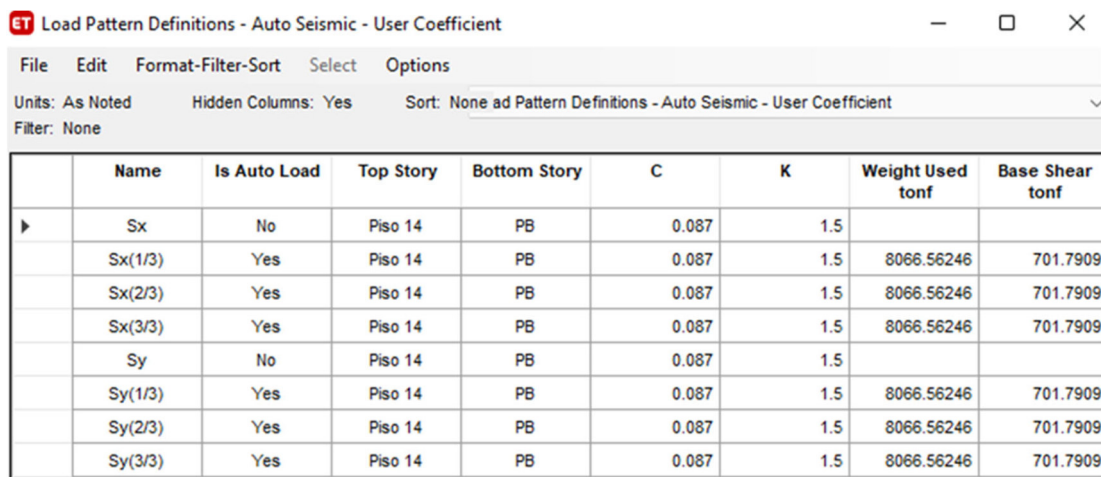
	Name	Is Auto Load	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	Sx	No	Piso 14	PB	0.087	1.43		
	Sx(1/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.43	10115.49674	880.0482
	Sx(2/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.43	10115.49674	880.0482
	Sx(3/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.43	10115.49674	880.0482
	Sy	No	Piso 14	PB	0.087	1.43		
	Sy(1/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.43	10115.49674	880.0482
	Sy(2/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.43	10115.49674	880.0482
	Sy(3/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.43	10115.49674	880.0482

Figura 28. Cortante basal estático modelo HC A80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

$$75\% \cdot V = 660.04 T$$

Modelo hormigón liviano y acero grado 60



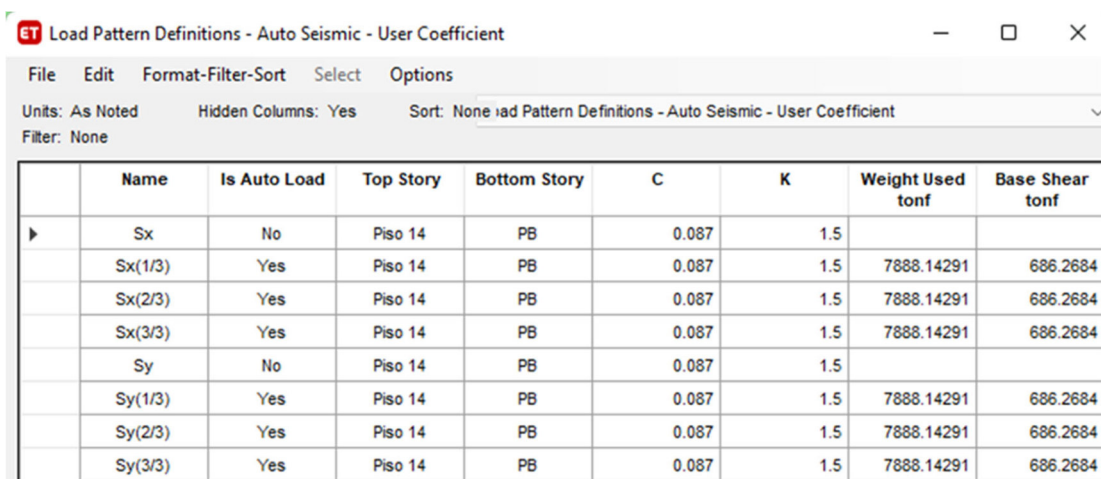
	Name	Is Auto Load	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	Sx	No	Piso 14	PB	0.087	1.5		
	Sx(1/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	8066.56246	701.7909
	Sx(2/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	8066.56246	701.7909
	Sx(3/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	8066.56246	701.7909
	Sy	No	Piso 14	PB	0.087	1.5		
	Sy(1/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	8066.56246	701.7909
	Sy(2/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	8066.56246	701.7909
	Sy(3/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	8066.56246	701.7909

Figura 29. Cortante basal estático modelo HL A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

$$75\% \cdot V = 526.34 T$$

Modelo hormigón liviano y acero grado 80

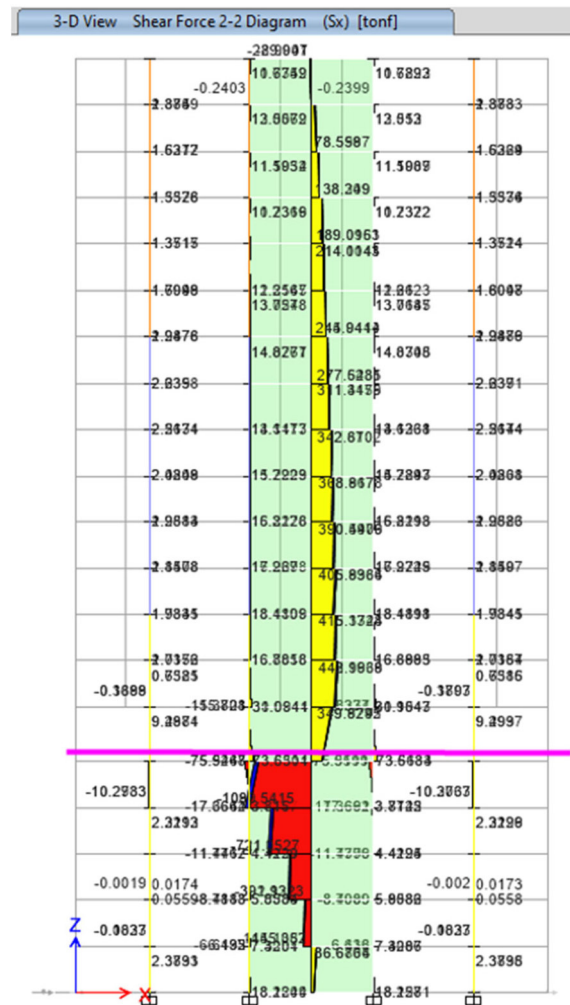


	Name	Is Auto Load	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
▶	Sx	No	Piso 14	PB	0.087	1.5		
	Sx(1/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	7888.14291	686.2684
	Sx(2/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	7888.14291	686.2684
	Sx(3/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	7888.14291	686.2684
	Sy	No	Piso 14	PB	0.087	1.5		
	Sy(1/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	7888.14291	686.2684
	Sy(2/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	7888.14291	686.2684
	Sy(3/3)	Yes	Piso 14	PB	0.087	1.5	7888.14291	686.2684

Figura 30. Cortante basal estático modelo HL A80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

$$75\% \cdot V = 514.70 T$$



Section Cut Forces

Section Cutting Line: Start Point (Global X: -0.5735, Global Y: 15.6155), End Point (Global X: 32.0897, Global Y: 15.5284) m

Load Case: Sx

Objects to Include: Columns, Beams, Braces, Floors, Walls, Links

Resultant Force Location and Angle: Global X: 15.7581 m, Global Y: 15.572 m, Global Z: 0 m, Angle: 359.847 deg

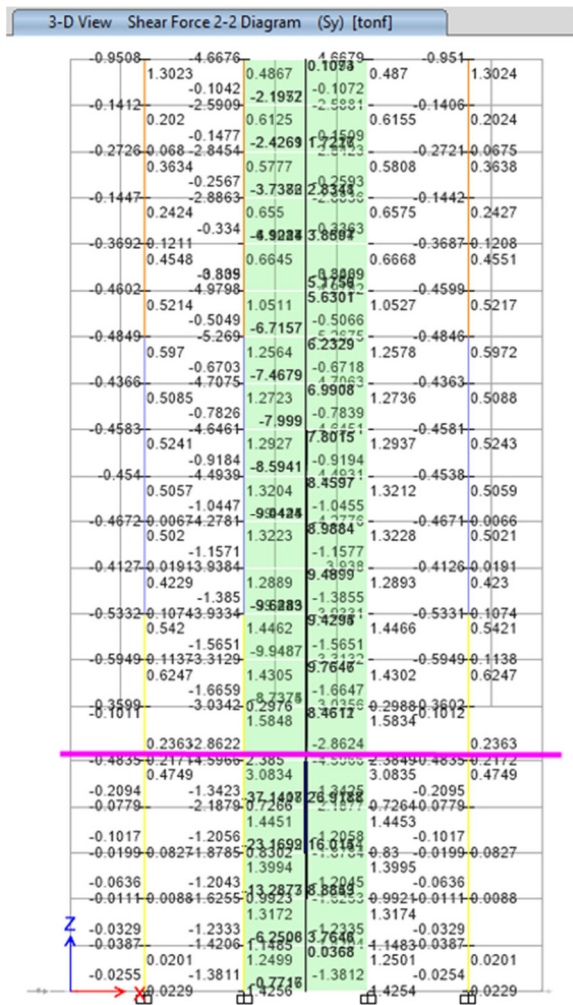
Integrated Forces:

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-715.9716	-0.8018	1.5831	715.9716	0.8018	-1.5831
Moment	2935.6912	-37034.328	2709.0516	-2935.6912	37034.328	-2709.0516

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 31. Cortante basal dinámica x modelo HC A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.



Section Cut Forces

Section Cutting Line: Start Point (Global X: -0.6606, Global Y: 15.4413), End Point (Global X: 31.8284, Global Y: 15.3542)

Load Case: Sy

Objects to Include: Columns, Beams, Braces, Floors, Walls, Links

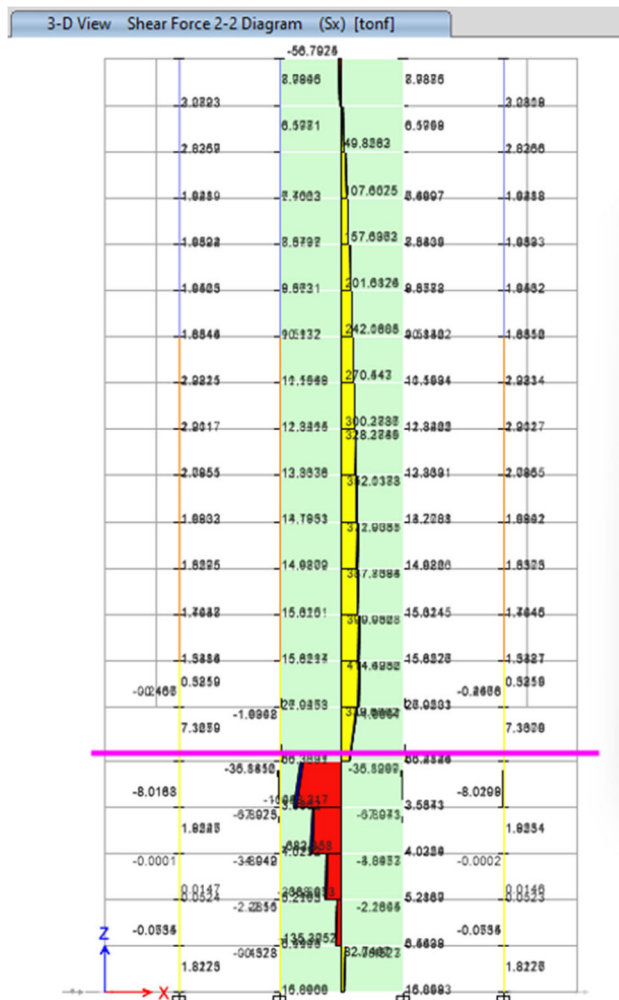
Resultant Force Location and Angle: Global X: 15.5839, Global Y: 15.3978, Global Z: 0, Angle: 359.846 deg

Force	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	4.6495	-696.9564	-1.3795	-4.6495	696.9564	1.3795
Moment	39258.488	-1755.2855	595.4993	-39258.488	1755.2855	-595.4993

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 32. Cortante basal dinámica y modelo HC A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.



ET Section Cut Forces

Section Cutting Line				Load Case		Resultant Force Location and Angle		
Start Point	End Point			Sx		Global X	15.5472 m	
Global X -0.8988	31.9931 m					Global Y	15.5147 m	
Global Y 15.5147	15.5147 m					Global Z	0 m	
						Angle	0 deg	
				Objects to Include				
				<input checked="" type="checkbox"/> Columns	<input type="checkbox"/> Beams			
				<input type="checkbox"/> Floors	<input checked="" type="checkbox"/> Walls			
				<input type="checkbox"/> Braces	<input type="checkbox"/> Links			
Integrated Forces								
	Right Side			Z	Left Side			
Force	1	2			1	2	Z	tonf
	-693.025	0.9862	1.6898		693.025	-0.9862	-1.6898	
Moment	2951.4236	-35133.2461	2647.4725		-2951.4236	35133.2461	-2647.4725	tonf-m
Save Right Side Cut				Save Left Side Cut				
OK			Cancel			Refresh		

Figura 33. Cortante basal dinámica x modelo HC A80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

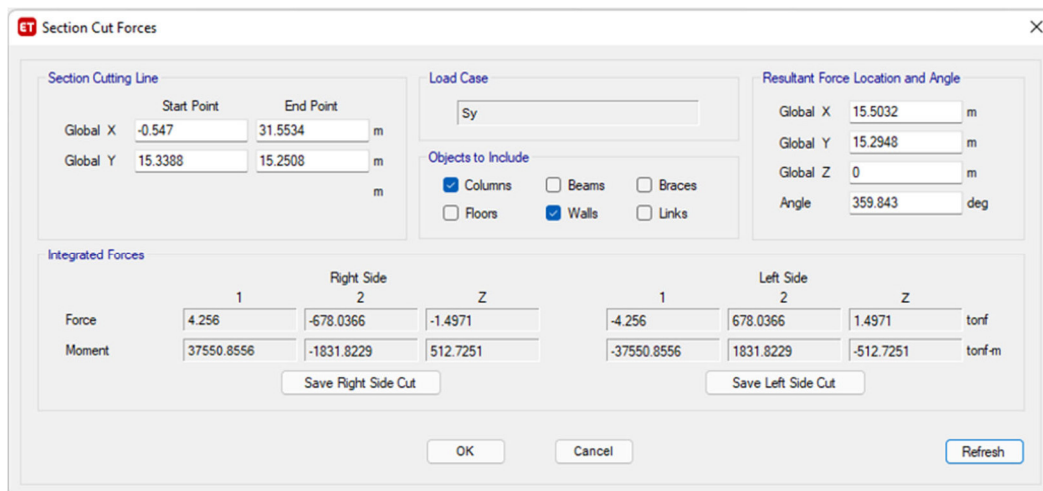
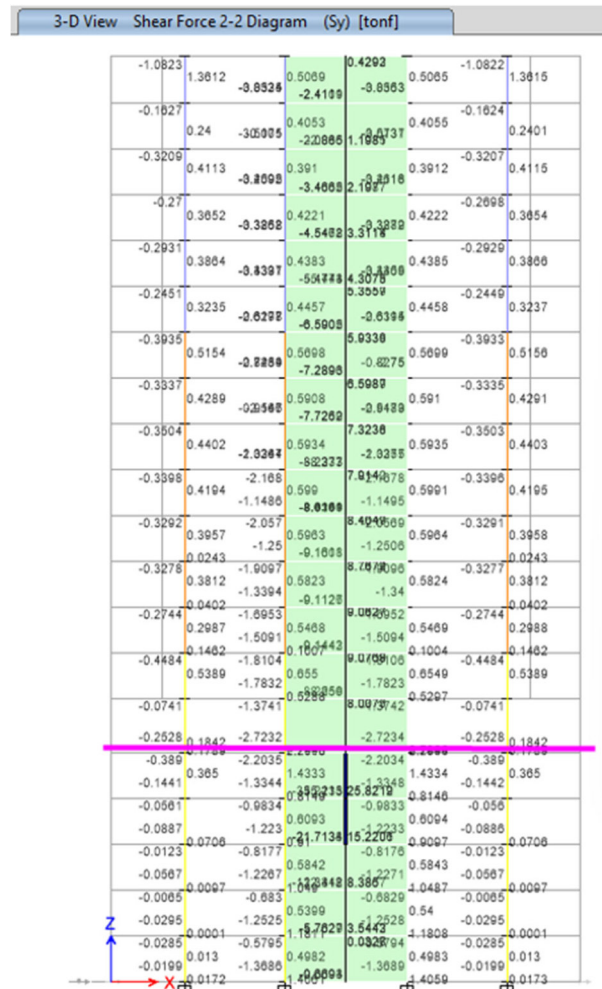
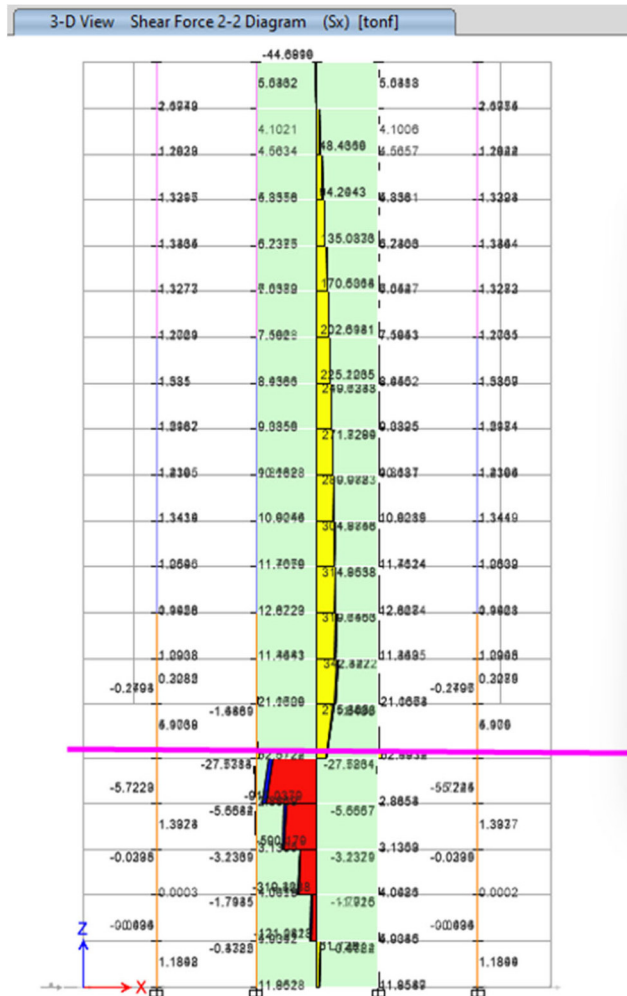


Figura 34. Cortante basal dinámico y modelo HC A80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.



Section Cut Forces

Section Cutting Line			Load Case		Resultant Force Location and Angle		
Start Point	End Point				Global X	Global Y	Global Z
Global X	-1.0637	36.2117	Sx		17.574	15.4469	0
Global Y	15.5806	15.3131			Angle	359.589	deg

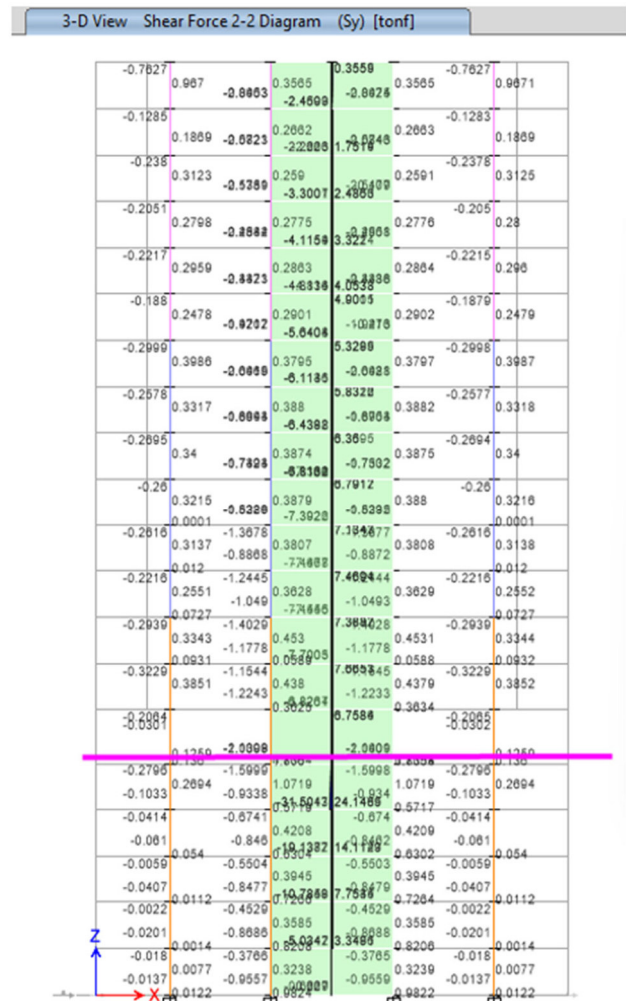
Objects to Include

Columns Beams Braces
 Floors Walls Links

Integrated Forces	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-550.8424	-3.2652	1.272	550.8424	3.2652	-1.272
Moment	2279.4465	-28464.301	2147.7277	-2279.4465	28464.301	-2147.7277

Figura 35. Cortante basal dinámica x modelo HL A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.



Section Cut Forces

Section Cutting Line
 Start Point: Global X -0.8854, Global Y 15.4023
 End Point: Global X 33.4472, Global Y 15.4915

Load Case: Sy

Resultant Force Location and Angle
 Global X: 16.2809 m
 Global Y: 15.4469 m
 Global Z: 0 m
 Angle: 0.149 deg

Objects to Include
 Columns Beams Braces
 Floors Walls Links

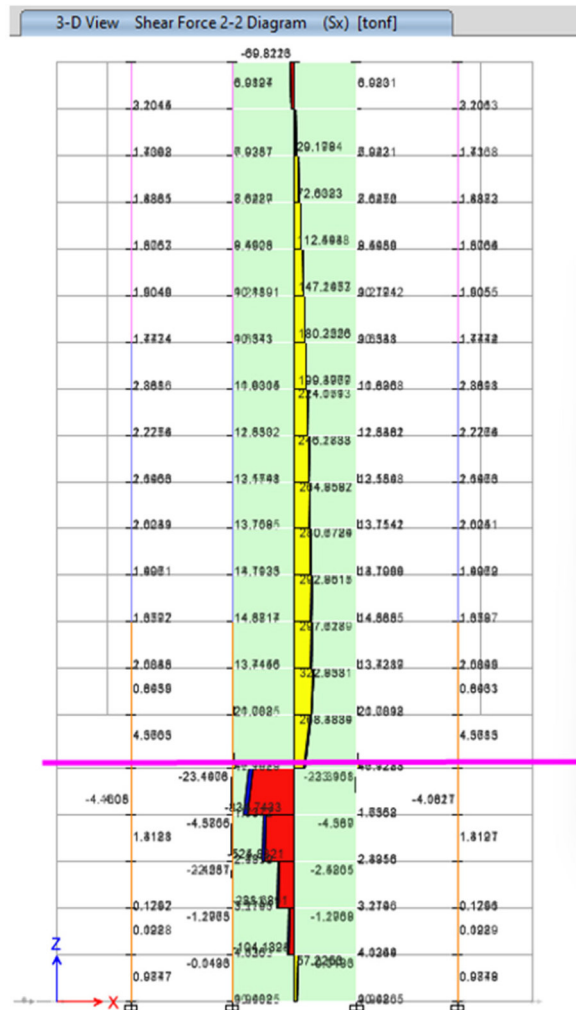
Integrated Forces

Force	Right Side			Left Side			tonf
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	0.307	-533.9341	-1.1262	-0.307	533.9341	1.1262	tonf
Moment	30034.0229	-1469.1086	829.1596	-30034.0229	1469.1086	-829.1596	tonf-m

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 36. Cortante basal dinámica y modelo HL A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.



Section Cut Forces

Section Cutting Line
 Start Point: Global X: -0.9239, Global Y: 15.3839
 End Point: Global X: 33.7107, Global Y: 15.4697

Load Case: Sx

Objects to Include:
 Columns, Beams, Braces, Floors, Walls, Links

Resultant Force Location and Angle:
 Global X: 16.3934, Global Y: 15.4268, Global Z: 0, Angle: 0.142 deg

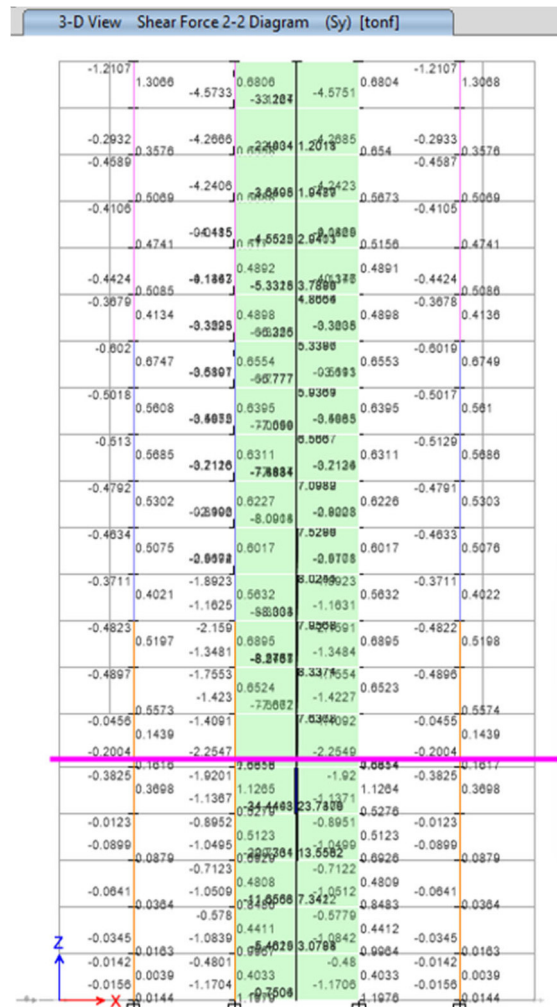
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-540.2669	2.2942	2.686	540.2669	-2.2942	-2.686
Moment	2791.7508	-26894.158	2161.0271	-2791.7508	26894.158	-2161.0271

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Figura 37. Cortante basal dinámico x modelo HL A80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.



Section Cut Forces

Section Cutting Line		Load Case	Resultant Force Location and Angle		
Start Point	End Point	Sy	Global X	15.7933 m	
Global X -0.581	32.1675 m	Objects to Include	Global Y	15.5554 m	
Global Y 15.5554	15.5554 m	<input checked="" type="checkbox"/> Columns <input type="checkbox"/> Beams <input type="checkbox"/> Braces	Global Z	0 m	
		<input type="checkbox"/> Floors <input checked="" type="checkbox"/> Walls <input type="checkbox"/> Links	Angle	0 deg	
Integrated Forces					
	Right Side			Left Side	
Force	1 2.743	2 -519.7249	Z -2.3654	1 -2.743	2 519.7249
Moment	29220.3293	-1716.6513	590.5091	-29220.3293	1716.6513
	Save Right Side Cut			Save Left Side Cut	
OK		Cancel		Refresh	

Figura 38. Cortante basal dinámica y modelo HL A80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.11.4. CONTROL DE DERIVAS DE PISO

Corresponde a un desplazamiento lateral relativo entre pisos consecutivos debido a la presencia de una fuerza o acción horizontal externa. Se determina a través de la diferencia del desplazamiento de piso consecutivo superior respecto al del piso analizado. Por otro lado, la deriva inelástica de piso de acuerdo con la NEC – SE – DS (2015e), corresponde a la deriva máxima expresada en porcentaje y según el literal 4.2.2 el valor máximo que puede alcanzar para edificaciones de concreto armado es de 0.02.

Las derivas inelásticas se obtienen mediante la siguiente expresión de acuerdo con la NEC – SE -DS (2015e), sección 6.3.9:

$$\Delta_M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_E$$

Donde.

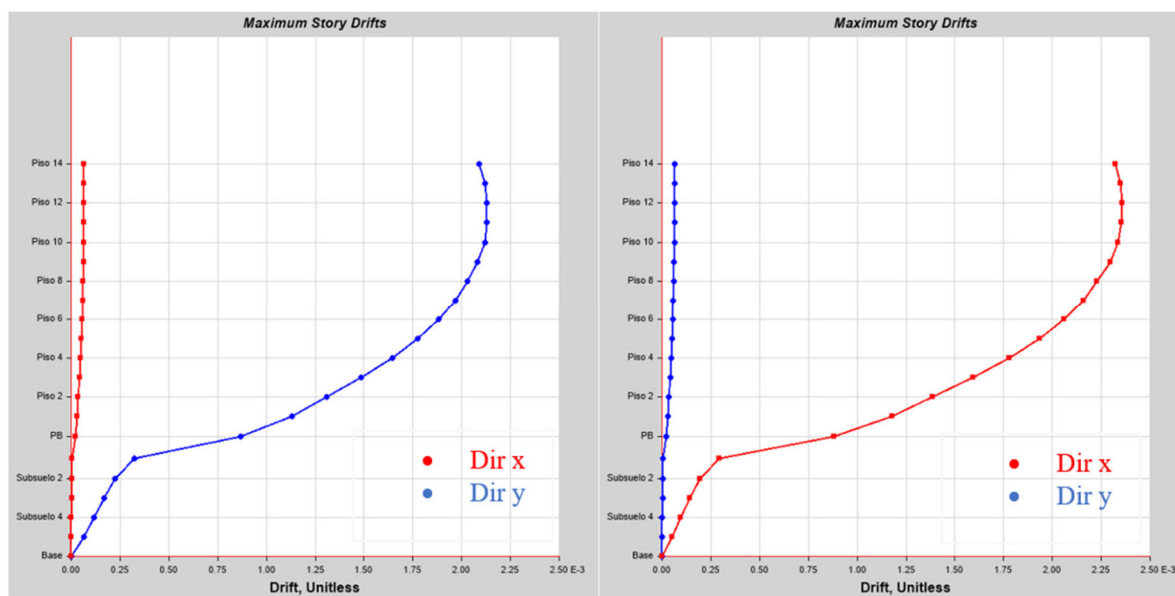
- ✓ Δ_M = Deriva máxima inelástica.
- ✓ Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.
- ✓ R = Factor de reducción de resistencia.

Aguiar (2015), considera que la estructura es susceptible a presentar colapso cuando la deriva inelástica de piso se encuentra superior al 2%. Por otro lado, cuando dicha deriva presenta un valor entre el 1 y 2% el daño producido en la edificación es apreciable en elementos no estructurales como la mampostería. Mientras que, una deriva inelástica menor al 1% representa un comportamiento sísmico adecuado sin indicar mayor daño en los elementos.

Tabla 48. Deriva inelástica para el modelo de hormigón convencional y acero G60

Nivel	Modelo 1: HC A60, R=8					
	Sx				Sy	
	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y
Nv. +45.50	1.24%	0.04%	0.04%	1.38%	0.88%	0.97%
Nv. +42.50	1.26%	0.04%	0.04%	1.40%	0.90%	0.99%
Nv. +39.50	1.27%	0.04%	0.04%	1.40%	0.90%	0.99%
Nv. +36.50	1.27%	0.04%	0.04%	1.40%	0.90%	0.99%
Nv. +33.50	1.26%	0.04%	0.04%	1.39%	0.89%	0.97%
Nv. +30.50	1.24%	0.04%	0.04%	1.36%	0.87%	0.95%
Nv. +27.50	1.21%	0.04%	0.04%	1.33%	0.85%	0.93%
Nv. +24.50	1.17%	0.04%	0.03%	1.29%	0.83%	0.90%
Nv. +21.50	1.12%	0.03%	0.03%	1.23%	0.79%	0.86%
Nv. +18.50	1.06%	0.03%	0.03%	1.15%	0.75%	0.81%
Nv. +15.50	0.98%	0.03%	0.03%	1.06%	0.70%	0.75%
Nv. +12.50	0.89%	0.03%	0.03%	0.95%	0.64%	0.68%
Nv. +9.50	0.78%	0.02%	0.02%	0.83%	0.57%	0.59%
Nv. +6.50	0.68%	0.02%	0.02%	0.70%	0.50%	0.51%
Nv. +3.50	0.52%	0.01%	0.01%	0.53%	0.39%	0.39%
Nv. +0.00	0.19%	0.00%	0.00%	0.18%	0.15%	0.13%
Nv. -3.00	0.13%	0.00%	0.00%	0.12%	0.11%	0.09%
Nv. -6.00	0.10%	0.00%	0.00%	0.08%	0.09%	0.07%
Nv. -9.00	0.07%	0.00%	0.00%	0.06%	0.06%	0.05%
Nv. -12.00	0.04%	0.00%	0.00%	0.03%	0.04%	0.03%
Nv. -15.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Der. Máx.	1.27%	0.04%	0.04%	1.40%	0.90%	0.99%

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

**Figura 39.** Gráfico de derivas estáticas en las direcciones x, y respectivamente HC A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

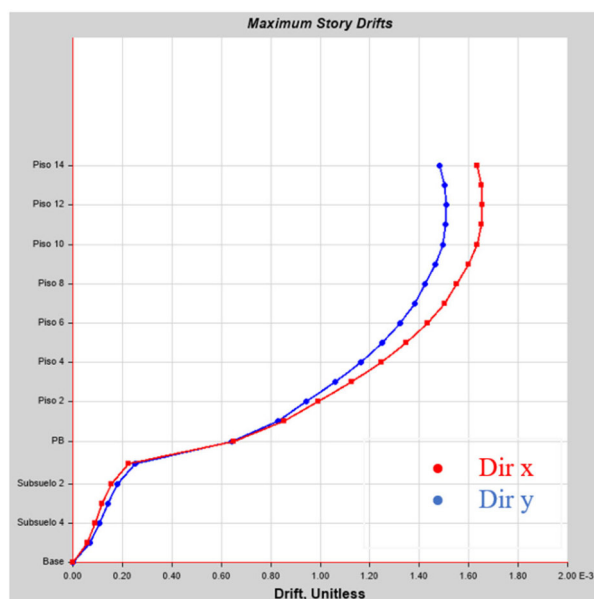


Figura 40. Gráfico de derivas dinámicas en las direcciones x, y respectivamente HC A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 49. Deriva inelástica para el modelo de hormigón convencional y acero G80

Nivel	Modelo 2: HC A80, R=8					
	Sx				Sy	
	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y
Nv. +45.50	1.16%	0.03%	0.03%	1.29%	0.84%	0.93%
Nv. +42.50	1.19%	0.03%	0.03%	1.32%	0.86%	0.95%
Nv. +39.50	1.20%	0.03%	0.03%	1.33%	0.87%	0.95%
Nv. +36.50	1.20%	0.03%	0.03%	1.33%	0.87%	0.95%
Nv. +33.50	1.20%	0.03%	0.03%	1.33%	0.87%	0.95%
Nv. +30.50	1.19%	0.03%	0.03%	1.31%	0.86%	0.94%
Nv. +27.50	1.17%	0.03%	0.03%	1.28%	0.84%	0.91%
Nv. +24.50	1.14%	0.03%	0.03%	1.25%	0.82%	0.89%
Nv. +21.50	1.09%	0.03%	0.03%	1.19%	0.78%	0.85%
Nv. +18.50	1.03%	0.03%	0.03%	1.12%	0.74%	0.80%
Nv. +15.50	0.96%	0.03%	0.03%	1.04%	0.69%	0.75%
Nv. +12.50	0.87%	0.02%	0.02%	0.93%	0.63%	0.68%
Nv. +9.50	0.76%	0.02%	0.02%	0.81%	0.56%	0.59%
Nv. +6.50	0.65%	0.01%	0.02%	0.68%	0.49%	0.50%
Nv. +3.50	0.50%	0.01%	0.01%	0.51%	0.38%	0.38%
Nv. +0.00	0.18%	0.00%	0.00%	0.17%	0.14%	0.13%
Nv. -3.00	0.13%	0.00%	0.00%	0.11%	0.10%	0.09%
Nv. -6.00	0.09%	0.00%	0.00%	0.08%	0.08%	0.07%
Nv. -9.00	0.07%	0.00%	0.00%	0.05%	0.06%	0.05%
Nv. -12.00	0.04%	0.00%	0.00%	0.03%	0.04%	0.03%
Nv. -15.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Der. Máx.	1.20%	0.03%	0.03%	1.33%	0.87%	0.95%

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

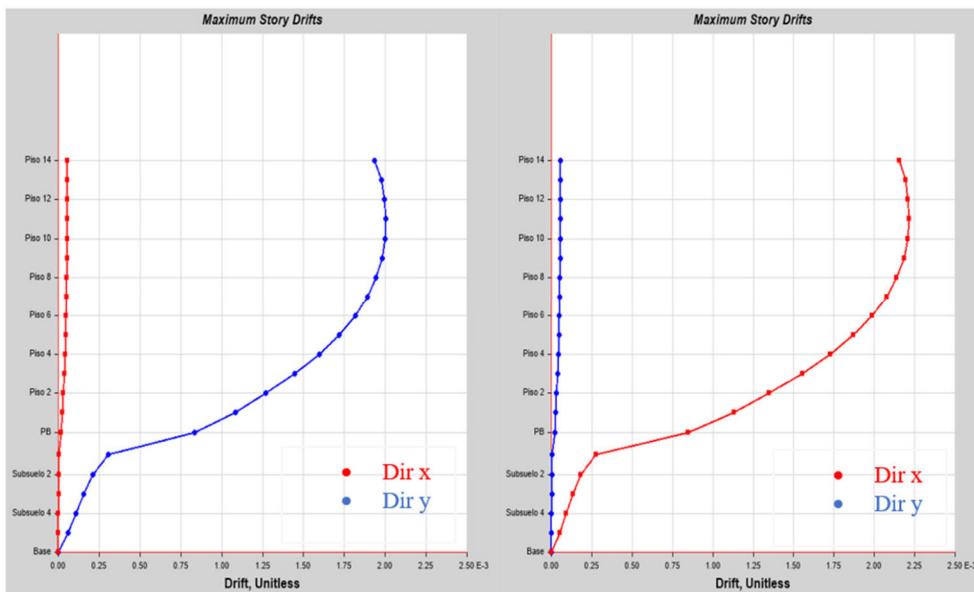


Figura 41. Gráfico de derivas estáticas en las direcciones x, y respectivamente HC A80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

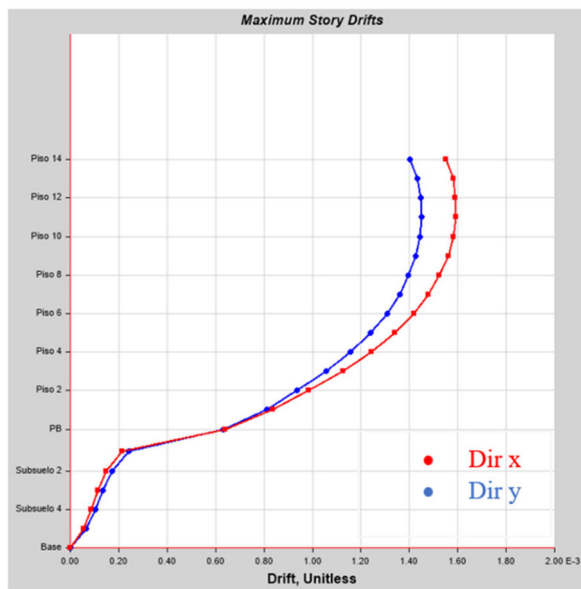


Figura 42. Gráfico de derivas dinámicas en las direcciones x, y respectivamente HC A80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 50. Derivas inelásticas para el modelo de hormigón liviano y acero G60

Nivel	Modelo 3: HL A60, R=8					
	Sx		Sy			
	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y
Nv. +45.50	1.45%	0.04%	0.04%	1.64%	1.00%	1.12%
Nv. +42.50	1.47%	0.05%	0.04%	1.67%	1.02%	1.13%
Nv. +39.50	1.48%	0.04%	0.04%	1.67%	1.02%	1.14%
Nv. +36.50	1.48%	0.04%	0.04%	1.68%	1.03%	1.14%
Nv. +33.50	1.48%	0.04%	0.04%	1.67%	1.02%	1.13%
Nv. +30.50	1.46%	0.04%	0.04%	1.65%	1.00%	1.11%
Nv. +27.50	1.43%	0.04%	0.04%	1.61%	0.98%	1.08%
Nv. +24.50	1.39%	0.04%	0.04%	1.56%	0.95%	1.05%
Nv. +21.50	1.33%	0.04%	0.04%	1.49%	0.91%	1.00%
Nv. +18.50	1.25%	0.03%	0.03%	1.40%	0.86%	0.94%
Nv. +15.50	1.16%	0.03%	0.03%	1.28%	0.80%	0.87%
Nv. +12.50	1.04%	0.03%	0.03%	1.15%	0.73%	0.79%
Nv. +9.50	0.91%	0.02%	0.02%	0.99%	0.65%	0.69%
Nv. +6.50	0.79%	0.02%	0.02%	0.84%	0.56%	0.59%
Nv. +3.50	0.60%	0.01%	0.02%	0.62%	0.44%	0.45%
Nv. +0.00	0.21%	0.00%	0.00%	0.19%	0.16%	0.14%
Nv. -3.00	0.15%	0.00%	0.00%	0.12%	0.12%	0.10%
Nv. -6.00	0.11%	0.00%	0.00%	0.09%	0.09%	0.07%
Nv. -9.00	0.07%	0.00%	0.00%	0.06%	0.07%	0.06%
Nv. -12.00	0.04%	0.00%	0.00%	0.03%	0.04%	0.04%
Nv. -15.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Der. Máx.	1.48%	0.05%	0.04%	1.68%	1.03%	1.14%

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

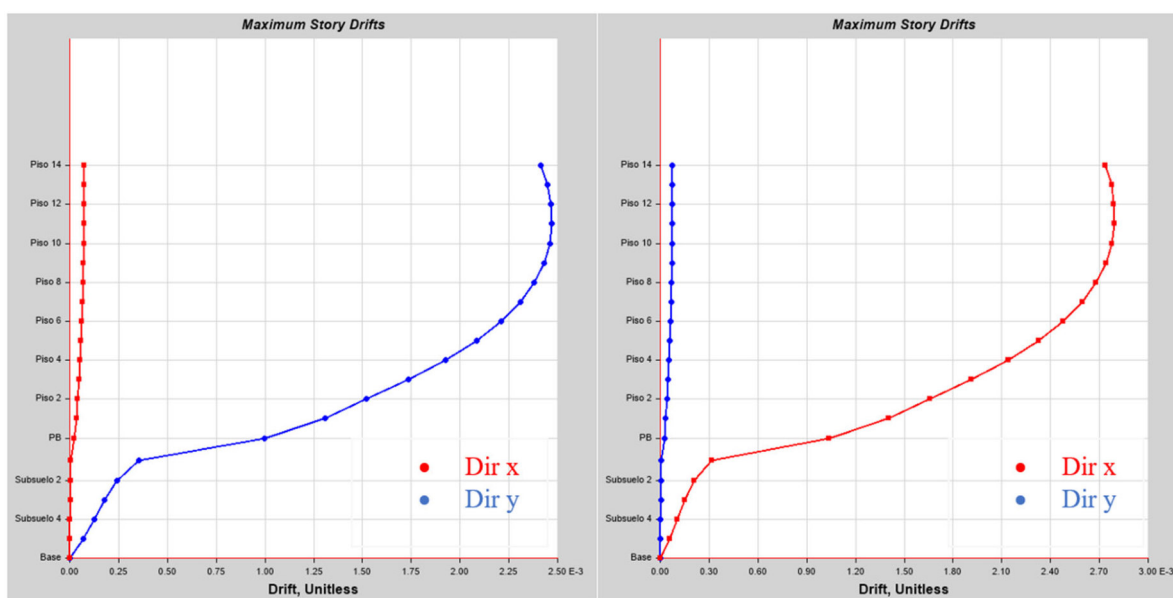


Figura 43. Gráfico de derivas estáticas en las direcciones x, y respectivamente HL A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

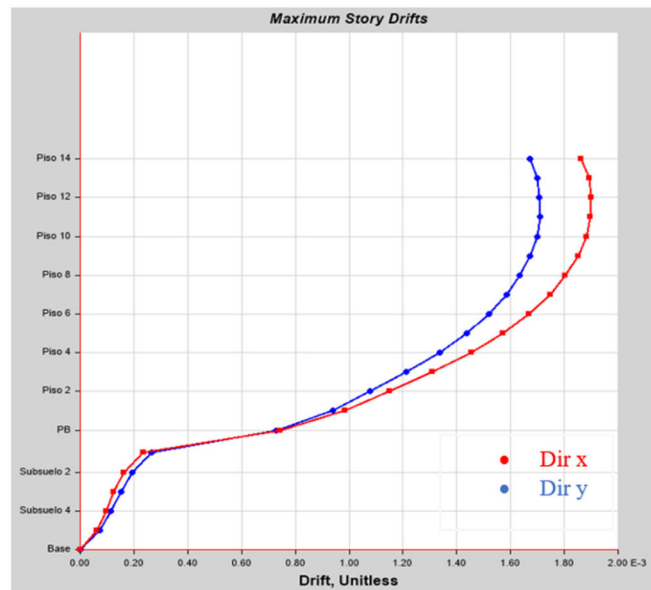


Figura 44. Gráfico de derivas dinámicas en las direcciones x, y respectivamente HL A60

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 51. Derivas inelásticas para el modelo de hormigón liviano y acero G80

Nivel	Modelo 4: HL A80, R=8					
	Sx				Sy	
	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y	Deriva Inelástica X	Deriva Inelástica Y
Nv. +45.50	1.32%	0.05%	0.05%	1.62%	0.93%	1.11%
Nv. +42.50	1.35%	0.05%	0.05%	1.66%	0.95%	1.13%
Nv. +39.50	1.36%	0.05%	0.05%	1.67%	0.96%	1.14%
Nv. +36.50	1.37%	0.05%	0.05%	1.68%	0.96%	1.14%
Nv. +33.50	1.37%	0.05%	0.05%	1.67%	0.96%	1.14%
Nv. +30.50	1.36%	0.05%	0.05%	1.66%	0.95%	1.12%
Nv. +27.50	1.34%	0.05%	0.05%	1.62%	0.93%	1.10%
Nv. +24.50	1.31%	0.05%	0.05%	1.58%	0.91%	1.06%
Nv. +21.50	1.26%	0.04%	0.04%	1.51%	0.88%	1.02%
Nv. +18.50	1.19%	0.04%	0.04%	1.42%	0.83%	0.96%
Nv. +15.50	1.10%	0.04%	0.04%	1.31%	0.78%	0.89%
Nv. +12.50	1.00%	0.03%	0.03%	1.17%	0.71%	0.81%
Nv. +9.50	0.88%	0.03%	0.03%	1.02%	0.63%	0.71%
Nv. +6.50	0.76%	0.02%	0.02%	0.86%	0.55%	0.61%
Nv. +3.50	0.58%	0.02%	0.02%	0.64%	0.43%	0.46%
Nv. +0.00	0.19%	0.00%	0.00%	0.18%	0.15%	0.13%
Nv. -3.00	0.13%	0.00%	0.00%	0.12%	0.11%	0.09%
Nv. -6.00	0.10%	0.00%	0.00%	0.08%	0.09%	0.07%
Nv. -9.00	0.07%	0.00%	0.00%	0.06%	0.07%	0.06%
Nv. -12.00	0.04%	0.00%	0.00%	0.03%	0.04%	0.04%
Nv. -15.00	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
Der. Máx.	1.37%	0.05%	0.05%	1.68%	0.96%	1.14%

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

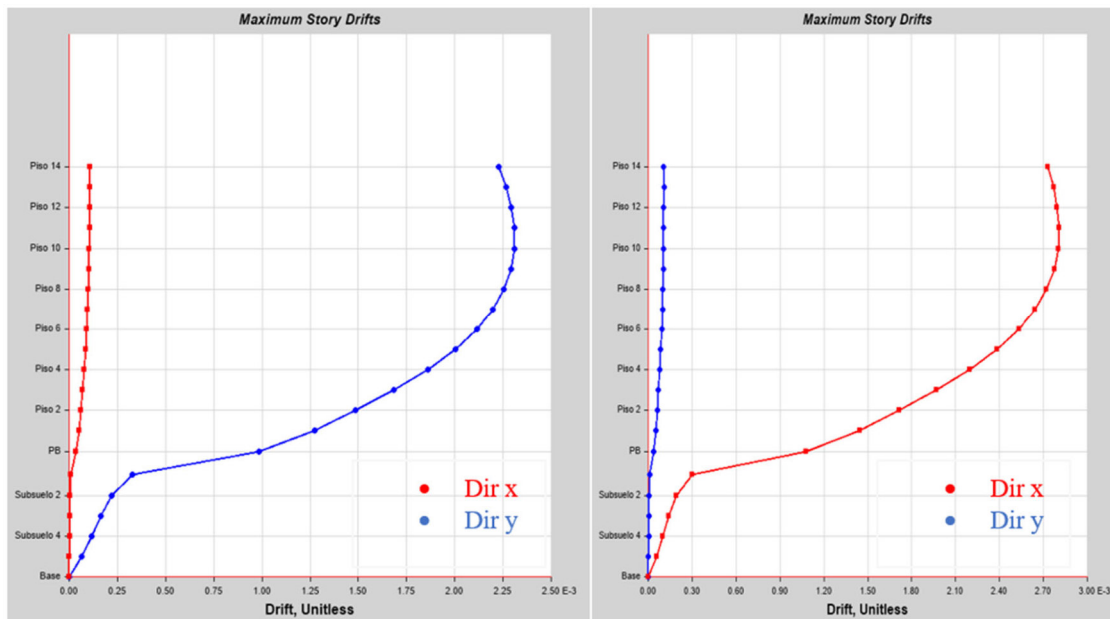


Figura 45. Gráfico de derivas estáticas en las direcciones x, y respectivamente HL A80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

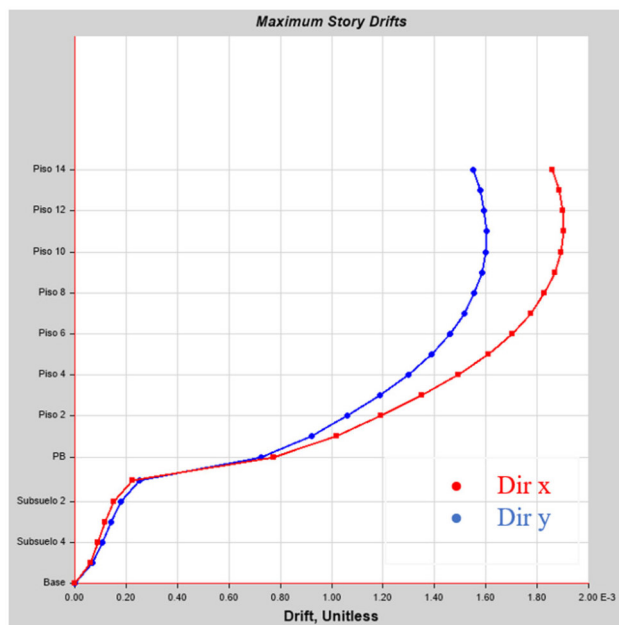


Figura 46. Gráfico de derivas dinámicas en las direcciones x, y respectivamente HL A80

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.12. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.12.1. RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS

3.12.1.1. Diseño de vigas

Diseño a flexión

Se utiliza el momento último de diseño correspondiente al obtenido mediante la envolvente de diseño.

Acero mínimo

El acero mínimo en vigas se calcula de acuerdo con el ACI - 318 (2019), literal 9.6.1.2, mediante el máximo valor obtenido entre las dos expresiones descritas a continuación.

$$As_{min1} = 0.25 \cdot \sqrt{f'c} \cdot d \cdot \frac{b}{f_y} \quad ; f'c, f_y [MPa]$$

$$As_{min2} = \frac{14}{f_y} \cdot d \cdot b \quad ; f_y \left[\frac{kg}{m^2} \right]$$

Donde, la terminología se encuentra descrita a continuación.

Tabla 52. Terminología diseño a flexión en vigas.

Simbología	Descripción
$f'c$	Resistencia del hormigón.
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero.
b	Base de la viga.
d	Peralte efectivo de la viga.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Ejemplo de cálculo

Viga 45 x 60

$$As_{min1} = 0.25 \cdot \sqrt{28} \cdot 54 \cdot \frac{45}{420}$$

$$A_{smin1} = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin2} = \frac{14}{4200} \cdot 45 \cdot 54$$

$$A_{smin2} = 8.1 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{smin} = \max(7.65 \text{ cm}^2; 8.1 \text{ cm}^2)$$

$$\therefore A_{smin} = 8.1 \text{ cm}^2$$

Acero máximo

El acero máximo se determina de acuerdo con lo establecido en el ACI - 318 (2019), sección 18.6.3.1, se establece que el valor de la cuantía del acero longitudinal no debe exceder el 0.025 para varillas de 420 MPa, por otro lado, para refuerzo de 550 MPa este valor no puede exceder el 0.02. Con el fin de asegurar la consolidación del concreto alrededor de las barras.

Para $f_y = 420 \text{ MPa}$.

$$A_{smax1} = 0.025 \cdot b \cdot d$$

Para $f_y = 550 \text{ MPa}$.

$$A_{smax1} = 0.020 \cdot b \cdot d$$

Donde:

- ✓ b = base de la viga en [cm].
- ✓ d = peralte efectivo de la viga en [cm].

Por otro lado, la NEC – SE - HM (2015c) establece un límite de refuerzo longitudinal máximo igual al 50% de la cuantía balanceada cuya fórmula se especifica a continuación.

$$\rho_b = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left[\frac{6300}{6300 + f_y} \right]$$

Donde:

- ✓ f'_c = resistencia del hormigón en [kg/m^2].

- ✓ f_y = esfuerzo de Fluencia del acero en $[\text{kg}/\text{m}^2]$.
- ✓ $\beta_1 = 0.85$ para valores de $f'_c \leq 28\text{MPa}$ de acuerdo con ACI - 318 (2019), sección 22.2.2.4.3.

Por lo tanto, el acero máximo se determina con la siguiente ecuación, que considera la contribución del acero en su rango inelástico.

$$A_{s_{max2}} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

El valor del acero máximo de la viga se determina como el menor valor entre los determinados mediante las fórmulas de $A_{s_{max1}}$ y $A_{s_{max2}}$.

Ejemplo de cálculo

Viga 45 x 60

$$A_{s_{max1}} = 0.025 \cdot 40 \cdot 54$$

$$A_{s_{min1}} = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max2}} = 0.75 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \left[\frac{6300}{6300 + f_y} \right] \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{max2}} = 0.75 \cdot 0.85 \cdot \frac{280}{4200} \cdot 0.85 \cdot \left[\frac{6300}{6300 + 4200} \right] \cdot 40 \cdot 54$$

$$A_{s_{max2}} = 0.4682 \text{ cm}^2$$

Diseño por corte

Resistencia última a cortante

El cortante último se determina mediante los valores más críticos obtenidos de las combinaciones de cargas gravitacionales determinadas según la NEC – SE - CG (2015a).

Momento probable y cortante hiperestático

Se define como momento probable al momento producido debido a la resistencia a la flexión basada en la suposición de momentos de signos opuestos en los extremos de la viga.

$$M_{pr} = A_s \cdot f_s \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_s}{1.7 \cdot c \cdot b} \right)$$

Donde, los términos se encuentran especificados en la siguiente tabla.

Tabla 53. Terminología momento probable.

Simbología	Descripción
f_s	Esfuerzo en el refuerzo calculado para las cargas de servicio, excluyendo el acero de preesforzado en [MPa]. Es igual a $1.4f_y$.
A_s	Cantidad de acero colocado en [cm ²].
f'_c	Resistencia del hormigón en [kg/cm ²].
b	Base de la viga.
d	Peralte efectivo de la viga.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Con el momento probable es posible determinar el cortante hiperestático con la siguiente ecuación ACI - 318 (2019) sección 18.6.5.

$$V_{HIP} = \frac{M_{pr}^- - M_{pr}^+}{L_1}$$

Donde:

- ✓ L_1 = Longitud del vano en [m].
- ✓ M_{pr} = Momento probable en [T.m].

Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón (V_c)

El ACI - 318 (2019), sección 22.5.5.1 establece que el V_c se debe estimar mediante la siguiente ecuación, a excepción de los casos en los que el $V_{HIP} > \frac{1}{2} V_u$, para los cuales $V_c = 0$.

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Donde, $f'c$, b y d se encuentran descritos en la tabla 53, mientras que, λ corresponde a un factor de modificación que refleja las propiedades mecánicas del hormigón liviano. Según el ACI - 318 (2019), literal 19.2.4.2 se utiliza un valor de 0.75 para este tipo de concreto.

Resistencia nominal a cortante del acero (V_s)

V_s debe ser menor a 4 veces V_c y a su vez debe cumplir con la siguiente condición de acuerdo con el ACI - 318 (2019), sección 22.5.8.1.

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s < 4 \cdot V_c$$

Donde:

- ✓ V_u = cortante último [T]
- ✓ V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón
- ✓ ϕ = factor de reducción de resistencia a corte, el cual toma un valor de 0.75 de acuerdo con el ACI - 318 (2019), sección 12.5.3.2.

Resistencia nominal a cortante de la sección (V_n)

Según el ACI - 318 (2019), sección 22.5.1.1 corresponde a la sumatoria de las resistencias nominales a cortante del acero y hormigón tal como se describe a continuación.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde, V_n , V_c y V_s se describen en la tabla 54.

Tabla 54. Terminología resistencia a corte en vigas.

Simbología	Descripción
V_c	Esfuerzo correspondiente a la resistencia nominal a cortante de dos direcciones proporcionada por el concreto
V_s	Esfuerzo equivalente del concreto correspondiente a la resistencia nominal a cortante en dos direcciones proporcionado por el refuerzo
ϕ_{Corte}	factor de reducción de resistencia al cortante, se asume un valor igual a 0.75 de acuerdo con el ACI - 318 (2019), sección 12.5.3.2.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Espaciamiento en la zona de confinamiento

La zona de confinamiento corresponde a una longitud igual a 2 veces el peralte del elemento horizontal en sus extremos. El espaciamiento dentro de esta zona S_{Lo} es determinado de acuerdo con el ACI - 318 (2019), sección 18.6.4.4. como se muestra a continuación:

Para $f_y = 420$ [MPa]

$$S_{Lo} \leq \min \left(\frac{d}{4}, \quad 6 \cdot \phi_{LP}, \quad 24 \cdot \phi_c, \quad 15 [cm] \right)$$

Donde:

- ✓ d = peralte efectivo
- ✓ ϕ_{LP} = diámetro mayor de las varillas longitudinales
- ✓ ϕ_c = diámetro del estribo

Para $f_y = 550$ [MPa]

$$S_{Lo} \leq \min \left(\frac{d}{4}, \quad 5 \cdot \phi_{LP}, \quad 24 \cdot \phi_c, \quad 15 [cm] \right)$$

Donde:

- ✓ d = peralte efectivo
- ✓ ϕ_{LP} = diámetro mayor de las varillas longitudinales
- ✓ ϕ_c = diámetro del estribo

Espaciamiento fuera de la zona de confinamiento

Corresponde al valor mínimo de las siguientes condiciones según el ACI - 318 (2019), sección 9.7.2.2.

$$s \leq \left(\frac{d}{2}, \quad 30[cm], \quad 2 \cdot S_{LO} \right)$$

Donde:

- ✓ d = peralte efectivo en [cm].
- ✓ S_{LO} = espaciamento en la zona de confinamiento en [cm].

Refuerzo transversal (A_v)

Se determina conforme lo establecido en el ACI - 318 (2019) sección 22.5.8.5.3.

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

Donde, V_s , f_y y d han sido descritos previamente; y, s corresponde al espaciamento en la zona de confinamiento en [cm].

Ramales

El número de ramales y diámetro de estribo requerido se obtiene de la siguiente manera:

$$Ramales = \frac{A_v}{A_{varilla}}$$

Donde:

- ✓ A_v = refuerzo transversal en [cm].
- ✓ $A_{varilla}$ = área de la varilla de refuerzo transversal en [cm²].

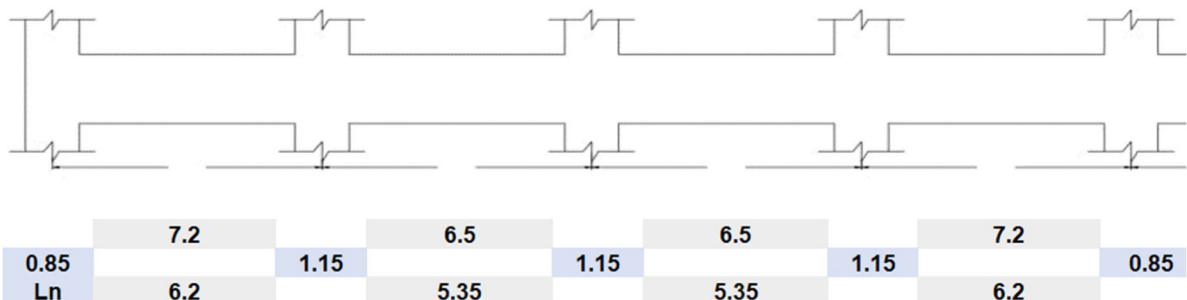
Ejemplos de cálculo

- *Modelo de hormigón convencional y acero grado 60*

Dimensiones de la viga: 45 x 50 cm.

Ubicación de la viga: pórtico 4 del piso 14.

Diseño a flexión



Momento último de diseño y momento nominal.

Mu [T.m]	27.55	2.69	25.08	23.93	2.64	24.6	25.07	2.59	24.03	24.23	2.31	26
	0	13.53	3.72	2.73	9.84	2.85	3.15	10.09	2.37	4.08	12.83	0
Mn [T.m]	30.6	3.0	27.9	26.6	2.9	27.3	27.9	2.9	26.7	26.9	2.6	28.9
	0.0	15.0	4.1	3.0	10.9	3.2	3.5	11.2	2.6	4.5	14.3	0.0

Acero calculado

As calc	17.1	1.6	15.4	14.7	1.5	15.1	15.4	1.5	14.7	14.9	1.3	16.1
[cm²]	0.0	8.1	2.2	1.6	5.8	1.7	1.8	6.0	1.4	2.4	7.6	0.0

Acero requerido

El acero requerido corresponde al acero calculado con sus respectivas correcciones como:

- ✓ El acero longitudinal no debe ser inferior que el refuerzo mínimo ni menor que $\frac{1}{4}$ de la zona más armada.
- ✓ El refuerzo positivo debe ser al menos la mitad del refuerzo negativo.

As req [cm ²]	17.1	6.9	15.4	6.9	15.4	6.9	14.9	6.9	16.1
	8.5	8.1	7.7	6.9	7.7	6.9	7.4	7.6	8.0

Acero colocado.

As total	20.17	12.57	15.71	12.57	15.71	12.57	15.11	12.57	20.17
Refuerzo ϕ	22		20		20		18	18	22
s (-) #Varillas	2		1		1		1	0	2
ϕ	20	20	20	20	20	20	20	20	20
As (base) #Varillas	4	4	4	4	4	4	4	4	4
#Varillas	4 ▲	4	4 ▲	4	4 ▲	4	4 ▲	4	4 ▲
ϕ	20	20	20	20	20	20	20	20	20
Refuerzo s (+) ϕ									
As total	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57	12.57

As coloc [cm ²]	20.2	12.6	15.7	12.6	15.7	12.6	15.1	12.6	20.2	0.0
	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6	12.6	0.0

Espaciamiento de acero longitudinal

Se verifica que el espaciamiento no sea menor a 2.5 cm como lo establece el ACI - 318 (2019).

Espaciamiento	4.9	9.7	6.8	9.7	6.8	9.7	6.8	9.7	4.9
	5.0	9.7	6.8	9.7	6.8	9.7	6.8	9.7	5.0

Diseño por corte

Carga muerta, carga viva y combinaciones de cargas gravitacionales.

VD [T]	5.51	4.61	5.4	5.7	5.74	5.46	4.29	5.05
VL [T]	7.64	7.82	5.77	6.35	6.49	5.9	7.47	7.16
Vcv1 [T]	7.714	6.454	7.56	7.98	8.036	7.644	6.006	7.07
Vcv2 [T]	18.836	18.044	15.712	17	17.272	15.992	17.1	17.516
Vcv1 [T]	7.714	7.98	8.036	7.07				
Vcv2 [T]	18.836	17	17.272	17.516				

Con ello se elige la combinación más crítica.

Vcv [T]	18.836	17	17.272	17.516
---------	--------	----	--------	--------

Momento probable y cortante hiperestático

Mprob [T.m]	63.384	55.053	55.053	55.053	55.053	53.889	53.889	63.384
	48.801	48.801	48.801	48.801	48.801	48.801	48.801	48.801
VHP [T]	18.094		19.412		19.412		16.563	
	16.751		19.412		19.194		18.094	

Cortante último

Vu [T]	36.930	36.412	36.684	35.610
--------	--------	--------	--------	--------

Vc y Vs

Vc [T]	18.358	0.000	0.000	0.000
Vs [T]	30.882	48.549	48.912	47.480
Verificación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Espaciamiento de estribos y número de ramales

Se utilizó un estribo de 10 mm de diámetro.

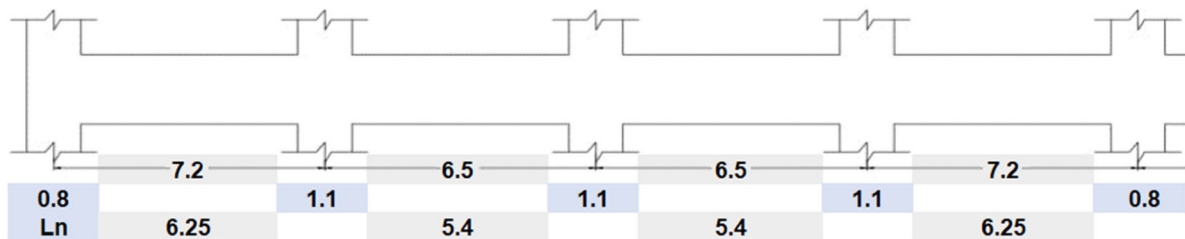
	ϕ Estribo [mm]		10	
Esp. zona crítica [cm]	10.000	10.000	10.000	10.000
Esp. fuera [cm]	20.000	20.000	20.000	20.000
Av [cm ²]	1.598	2.513	2.532	2.458
RAMALES [cm ²]	2.035	3.200	3.223	3.129

- *Modelo de hormigón convencional y acero grado 80*

Dimensiones de la viga: 40 x 60 cm.

Ubicación de la viga: pórtico 4 del piso 14.

Diseño a flexión



Momento último de diseño y momento nominal.

Mu [T.m]	34.4	2.93	28.67	29.06	2.73	29.95	30.2	2.59	29.16	27.78	2.43	32.38
	15.26	15.24	8.38	6.87	10.85	7	7.62	10.96	6.52	8.62	14.43	2.33
Mn [T.m]	38.2	3.3	31.9	32.3	3.0	33.3	33.6	2.9	32.4	30.9	2.7	36.0
	17.0	16.9	9.3	7.6	12.1	7.8	8.5	12.2	7.2	9.6	16.0	2.6

Acero calculado

As calc [cm²]	13.3	1.1	11.0	11.1	1.0	11.5	11.6	0.9	11.2	10.6	0.9	12.5
	5.7	5.7	3.1	2.5	4.0	2.6	2.8	4.0	2.4	3.2	5.4	0.8

Acero requerido

As req [cm²]	13.3	5.7	11.1	5.7	11.6	5.7	11.2	5.7	12.5
	6.7	5.7	5.7	5.7	5.8	5.7	5.7	5.7	6.2

Acero colocado.

	As total	13.45	9.42	11.44	9.42	13.45	9.42	11.44	9.42	12.57
Refuerzo s (-)	φ	16		16		16		16		20
	#Varillas	2		1		2		1		1
As (base)	φ	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	#Varillas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Refuerzo s (+)	φ	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	#Varillas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	As total	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42

As coloc [cm²]	13.4	9.4	11.4	9.4	13.4	9.4	11.4	9.4	12.6	0.0
	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	9.4	0.0

Espaciamiento de acero longitudinal

Espaciamiento	5.7	13.0	8.1	13.0	5.7	13.0	8.1	13.0	8.0
	5.5	13.0	8.0	13.0	5.5	13.0	8.0	13.0	8.0

Diseño por corte

Carga muerta, carga viva y combinaciones de cargas gravitacionales.

VD [T]	6.19	4.55 5.59	5.82 5.74	5.59 4.2	5.63
VL [T]	8.31	8.12 6.01	6.59 6.68	6.14 7.77	7.81
Vcv1 [T]	8.666	6.37 7.826	8.148 8.036	7.826 5.88	7.882
Vcv2 [T]	20.724	18.452 16.324	17.528 17.576	16.532 17.472	19.252
Vcv1 [T]	8.666	8.148	8.036	7.882	
Vcv2 [T]	20.724	17.528	17.576	19.252	

Con ello se elige la combinación más crítica.

Vcv [T]	20.724	17.528	17.576	19.252
---------	--------	--------	--------	--------

Momento probable y cortante hiperestático

Mprob [T.m]	78.153 65.681	72.043 72.043 65.681 65.681	78.153 78.153 65.681 65.681	72.043 72.043 65.681 65.681	75.511 65.681
VHP [T]	23.013 22.036	25.504 26.636	26.636 25.504	22.036 22.591	

Cortante último

Vu [T]	43.737	44.164	44.212	41.843
--------	--------	--------	--------	--------

Vc y Vs

Vc [T]	0.000	0.000	0.000	0.000
Vs [T]	58.317	58.885	58.949	55.790
Verificación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Espaciamiento de estribos y número de ramales

Se utilizó un estribo de 10 mm de diámetro.

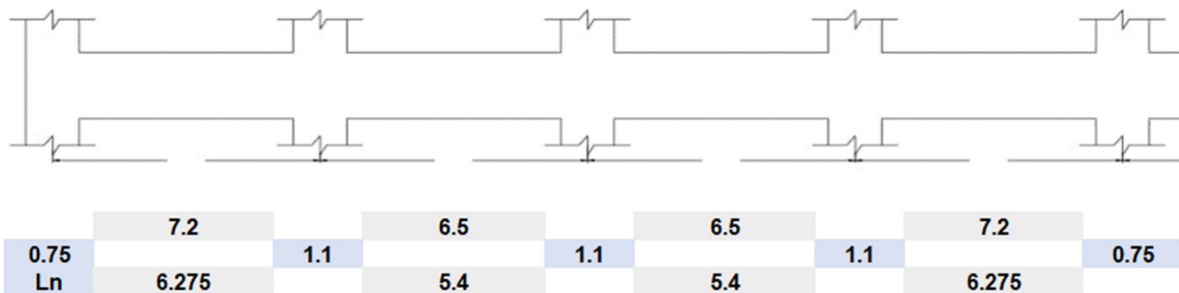
	ϕ Estribo [mm] 10			
Esp. zona crítica [cm]	9.000	9.000	9.000	9.000
Esp. fuera [cm]	18.000	18.000	18.000	18.000
Av [cm ²]	1.704	1.721	1.723	1.630
RAMALES [cm ²]	2.170	2.191	2.193	2.076

- *Modelo de hormigón liviano y acero grado 60*

Dimensiones de la viga: 40 x 55 cm.

Ubicación de la viga: pórtico 4 del piso 14.

Diseño a flexión



Momento último de diseño y momento nominal.

Mu [T.m]	27.52 0	2.65 13.9	22.18 0	18.84 0	2.38 9.77	19.8 0	19.82 0	2.37 9.89	19.22 0	21.1 0	2.45 13.19	25.68 0
Mn [T.m]	30.6 0.0	2.9 15.4	24.6 0.0	20.9 0.0	2.6 10.9	22.0 0.0	22.0 0.0	2.6 11.0	21.4 0.0	23.4 0.0	2.7 14.7	28.5 0.0

Acero calculado

As calc [cm ²]	15.3 0.0	1.4 7.5	12.1 0.0	10.2 0.0	1.2 5.2	10.8 0.0	10.8 0.0	1.2 5.2	10.4 0.0	11.5 0.0	1.3 7.1	14.2 0.0
----------------------------	-------------	------------	-------------	-------------	------------	-------------	-------------	------------	-------------	-------------	------------	-------------

Acero requerido

As req [cm ²]	15.3 7.6	6.8 7.5	12.1 6.8	6.8 6.8	10.8 6.8	6.8 6.8	11.5 6.8	6.8 7.1	14.2 7.1
---------------------------	-------------	------------	-------------	------------	-------------	------------	-------------	------------	-------------

Acero colocado.

	As total	15.24	7.63	15.24	7.63	13.92	7.63	13.92	7.63	15.24
Refuerzo	φ	22		22		20		20		22
	#Varillas	2		2		2		2		2
As (base)	φ	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	#Varillas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Refuerzo	φ	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	#Varillas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
As total	φ	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	#Varillas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	φ									
	#Varillas									
	φ									
	#Varillas									
	As total	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63

As coloc [cm ²]	15.2	7.6	15.2	7.6	13.9	7.6	13.9	7.6	15.2	0.0
	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	0.0

Espaciamiento de acero longitudinal

Espaciamiento	5.6	13.3	5.6	13.3	5.7	13.3	5.7	13.3	5.6
	5.8	13.3	5.8	13.3	5.8	13.3	5.8	13.3	5.8

Diseño por corte

VD [T]	4.7	3.64	4.34	4.6	4.55	5.33	3.35	4.27
VL [T]	8.1	8.12	5.98	6.58	6.69	6.1	7.76	7.61
Vcv1 [T]	6.58	5.096	6.076	6.44	6.37	7.462	4.69	5.978
Vcv2 [T]	18.6	17.36	14.776	16.048	16.164	16.156	16.436	17.3
Vcv1 [T]		6.58		6.44		7.462		5.978
Vcv2 [T]		18.6		16.048		16.164		17.3

Combinación más crítica.

Vcv [T]	18.6	16.048	16.164	17.3
---------	------	--------	--------	------

Momento probable y cortante hiperestático

Mprob [T.m]	59.878	59.878	59.878	57.003	57.003	57.003	57.003	59.878
	42.445	42.445	42.445	42.445	42.445	42.445	42.445	42.445
VHP [T]	16.306	18.949	18.416	15.848				
	16.306	18.416	18.416	16.306				

Cortante último

Vu [T]	34.906	34.997	34.580	33.606
--------	--------	--------	--------	--------

Vc y Vs

Vc [T]	13.569	0.000	0.000	13.569
Vs [T]	32.973	46.662	46.107	31.240
Verificación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Espaciamiento de estribos y número de ramales

Se utilizó un estribo de 10 mm de diámetro.

	ϕ Estribo [mm]		10	
Esp. zona crítica [cm]	10.000	10.000	10.000	10.000
Esp. fuera [cm]	20.000	20.000	20.000	20.000
Av [cm ²]	1.539	2.178	2.153	1.458
RAMALES [cm ²]	1.960	2.774	2.741	1.857

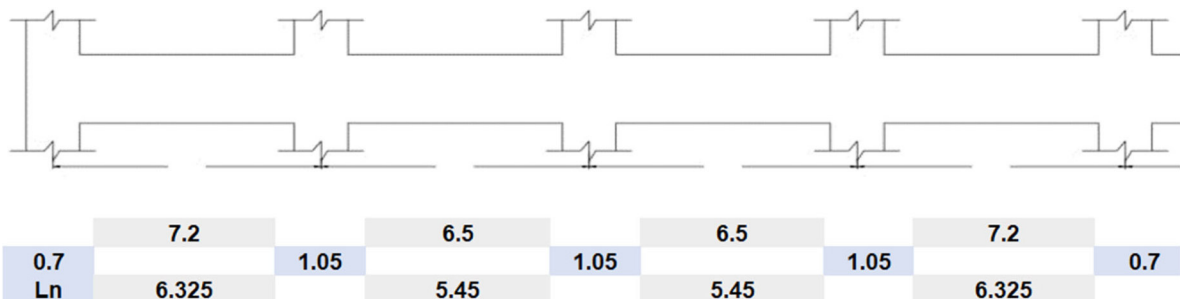
Ejemplos de cálculo

- *Modelo de hormigón liviano y acero grado 80*

Dimensiones de la viga: 55 x 55 cm.

Ubicación de la viga: pórtico 4 del piso 14.

Diseño a flexión



Momento último de diseño y momento nominal.

Mu [T.m]	28.41	2.78	21.27	18.96	2.52	20.2	19.69	2.48	18.32	20.8	2.62	27
	0	14.26	0	0	10.51	0	0	10.48	0	0	14.73	0
Mn [T.m]	31.6	3.1	23.6	21.1	2.8	22.4	21.9	2.8	20.4	23.1	2.9	30.0
	0.0	15.8	0.0	0.0	11.7	0.0	0.0	11.6	0.0	0.0	16.4	0.0

Acero calculado

As calc [cm2]	11.8	1.1	8.7	7.8	1.0	8.3	8.1	1.0	7.5	8.5	1.0	11.2
	0.0	5.8	0.0	0.0	4.2	0.0	0.0	4.2	0.0	0.0	6.0	0.0

Acero requerido

As req [cm2]	11.8	7.1	8.7	7.1	8.3	7.1	8.5	7.1	11.2
	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1

Acero colocado.

	As total	12.72	7.63	9.64	7.63	9.64	7.63	9.64	7.63	12.72
Refuerzo s (-)	ϕ	18		16		16		16		18
	#Varillas	2		1		1		1		2
As (base)	ϕ	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	#Varillas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Refuerzo s (+)	ϕ	18	18	18	18	18	18	18	18	18
	#Varillas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	As total	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63	7.63

As coloc [cm2]	12.7	7.6	9.6	7.6	9.6	7.6	9.6	7.6	12.7	0.0
	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	7.6	0.0

Espaciamiento de acero longitudinal

Espaciamiento	9.5	20.8	13.3	20.8	13.3	20.8	13.3	20.8	9.5
	9.5	20.8	13.3	20.8	13.3	20.8	13.3	20.8	9.5

Diseño por corte

Carga muerta, carga viva y combinaciones de cargas gravitacionales.

VD [T]	4.11	3.12	3.89	3.7	3.57	3.88	2.93	3.82
VL [T]	7.4	7.34	5.5	5.49	5.46	5.54	7.14	7.12
Vcv1 [T]	5.754	4.368	5.446	5.18	4.998	5.432	4.102	5.348
Vcv2 [T]	16.772	15.488	13.468	13.224	13.02	13.52	14.94	15.976
Vcv1 [T]		5.754	5.446	5.432	5.348			
Vcv2 [T]		16.772	13.468	13.52	15.976			

Combinación más crítica.

Vcv [T]	16.772	13.468	13.52	15.976
---------	--------	--------	-------	--------

Momento probable y cortante hiperestático

Mprob [T.m]	71.655 55.860	62.240 55.860	62.240 55.860	62.240 55.860	62.240 55.860	62.240 55.860	71.655 55.860
VHP [T]	20.160 18.672	21.670 21.670	21.670 21.670	21.670 21.670	21.670 21.670	21.670 21.670	18.672 20.160

Cortante último

Vu [T]	36.932	35.138	35.190	36.136
--------	--------	--------	--------	--------

Vc y Vs

Vc [T]	0.000	0.000	0.000	0.000
Vs [T]	49.243	46.850	46.919	48.182
Verificación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Espaciamiento de estribos y número de ramales

Se utilizó un estribo de 10 mm de diámetro.

	ϕ Estribo [mm]		10	
Esp. zona crítica [cm]	9.000	9.000	9.000	9.000
Esp. fuera [cm]	18.000	18.000	18.000	18.000
Av [cm ²]	1.580	1.503	1.505	1.546
RAMALES [cm ²]	2.012	1.914	1.917	1.968

3.12.2.1. Diseño de Columnas

Las columnas al ser elementos verticales se encuentran expuestas a cargas de flexo – compresión, su diseño se basa en un proceso iterativo que consta de una representación gráfica de la columna y las acciones ante las cuales se desarrolla su resistencia (Trujillo, 1996).

Estos elementos poseen dos modos de falla, el primero ocurre mediante una transición de la falla que ocurre a través de la tensión, es decir, cuando el refuerzo logra llegar a su deformación de fluencia, hasta fallar por compresión cuando el hormigón alcance su deformación unitaria. El segundo tipo de falla se denomina falla balanceada y ocurre cuando las fallas de tensión y compresión ocurren simultáneamente (Trujillo, 1996).

La combinación de acciones que determina la condición balanceada del diagrama de interacción se obtiene a través de la estimación de la profundidad del eje neutro en la condición balanceada, misma que es aproximadamente 0.8 veces la altura efectiva de la sección.

Este diagrama está compuesto por 3 curvas conforme la capacidad de los elementos, curva de capacidad reducida, probable, y nominal.

Factor de reducción ϕ

Permite disminuir la resistencia nominal, al considerar la posibilidad de que algunos elementos estructurales posean una resistencia inferior a la determinada mediante ecuaciones empíricas, dicha variación puede ser causada por el modo de falla del elemento, fallas constructivas, uso de materiales que no cumplen con la normativa e inexactitud de ecuaciones de diseño, entre otros.

Factor de reducción ϕ basado en deformaciones

Tabla 55. Factor de reducción de resistencia, ϕ , para momento, fuerza axial, o combinación de momento y fuerza axial.

Deformación unitaria neta a tracción, ε_t	Clasificación	ϕ			
		Tipo de refuerzo transversal			
		Espirales que cumplen con 25.7.3		Otro	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	Controlada por compresión	0.75	(a)	0.65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty} + 0.003$	Transición ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0.003)}$	(d)
$\varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} + 0.003$	Controlada por tracción	0.90	(e)	0.90	(f)

Nota. ^[1] Para las secciones clasificadas como de transición, se permite usar el valor de ϕ correspondiente a secciones controladas por compresión.

Fuente: (ACI Committee 318, 2019).

De acuerdo con el ACI - 318 – 19 (2019) sección 21.2.1, este factor para corte posee un valor igual a 0.75, mientras que para fuerza axial, el momento, y la flexo – compresión, este valor varía de 0.65 a 0.9.

En la tabla 21.2.2. del ACI - 318 – 19 (2019) se encuentran los valores que debe tomar el factor ϕ , donde se puede observar que existe un valor menor para aquellas secciones donde la compresión demanda mayor deformación que la tracción. Esto se debe principalmente a que en la compresión se tiene una menor ductilidad y mayor sensibilidad a las variaciones de la resistencia del concreto.

El factor ϕ es obtenido a través de la deformación unitaria por tracción de la capa extrema del refuerzo longitudinal, ε_t , que se determina suponiendo una distribución de esfuerzo lineal y una deformación en la fibra de compresión extrema de 0.003 a resistencia nominal. Por otra parte, si ε_t es mayor o igual que 0.005, la sección se define como controlada por tensión, o si es menor o igual a t_y , la sección está controlada por compresión, donde t_y es el esfuerzo de fluencia en la capa de tensión extrema de 2 refuerzos, igual a f_y/E_s para refuerzos deformados, f_y es el límite elástico especificado para refuerzos sin tensión, y, E_s es el módulo de elasticidad del refuerzo.

Por otra parte, en la región de transición el factor ϕ debe ser generado a través de interpolación lineal. Para este tipo de secciones la norma ACI - 318 (2019) permite utilizar un ϕ correspondiente al control por compresión.

Factor de reducción ϕ basado en cargas

Para elementos en los cuales f_y sea menor o igual a 420 MPa, es posible utilizar un ϕ desde 0.65 hasta 0.9 en la proporción en que ϕP_n disminuye desde $0.10f'_c A_g$ hasta cero. Para valores mayores de ϕP_n se puede tomar un ϕ igual a 0.65 (ACI Committee 318, 2019).

En la figura 47 se muestran las curvas de capacidad nominal, capacidad reducida por carga y capacidad reducida por deformación. Para que un diseño pueda ser considerado óptimo las carga axiales y los momentos obtenidos de las combinaciones de cargas establecidas en la norma deben encontrarse por debajo de la línea del esfuerzo axial máximo ($0.8 * P_n$), el cual se restringe al 80% de la resistencia nominal axial, de acuerdo con el ACI - 318 – 19 (2019) sección 22.4.2.1. Estos momentos flectores y cargas axiales se determinan mediante un análisis de esfuerzos, con el fin de obtener la capacidad a flexión del elemento en los dos peores escenarios, es decir, cuando los esfuerzos son máximos y mínimos.

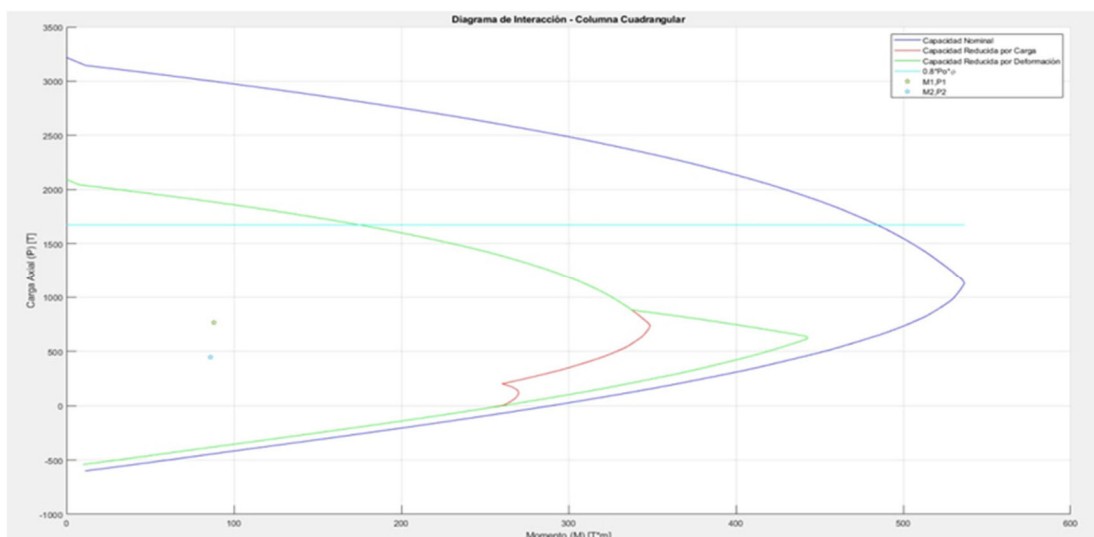


Figura 47. Diagrama de interacción de una columna cuadrangular

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Acero de refuerzo longitudinal

Según la NEC – SE – HM (2015c) literal 4.3.3, se establece un límite de cuantía del 1% al 3% para el acero longitudinal de las columnas. En el presente proyecto se optó por utilizar una cuantía del 1% con el fin de evitar la congestión de acero de refuerzo, debido a que el ACI - 318 – 19 (2019) en la sección 25.2.3. establece un límite de espaciamiento de acero longitudinal del mayor valor entre 4 cm y 1.5 veces el diámetro del refuerzo.

Acero de refuerzo transversal por corte y confinamiento

Espaciamiento del acero transversal.

El espacio entre varillas en la zona de confinamiento (S_o) se determina conforme lo especificado en el ACI - 318 – 19 (2019) sección 18.7.5.3 como se indica a continuación.

Para $f_y = 420$ [MPa.]

$$S_o = \min\left(\frac{\min(b, h)}{4}, 6 \cdot db, 10\right)$$

Para $f_y = 550$ [MPa]

$$S_o = \min\left(\frac{\min(b, h)}{4}, 5 \cdot db, 10\right)$$

Donde:

- ✓ $\min(b, h)$ = mínimo valor entre la base y altura de la columna [cm].
- ✓ db = diámetro de la varilla longitudinal [cm].

Acero transversal por confinamiento

Para estribos de confinamiento rectilíneos el ACI - 318 – 19 (2019) sección 18.7.5.4 se lo debe determinar de la siguiente forma:

$$Si: P_u > 0.3 \cdot A_g \cdot f'_c \wedge f'_c > 70 \text{ MPa}$$

$$0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot h''$$

$$0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'_c}{f_y}$$

$$0.2 \cdot k_f \cdot k_n \cdot \frac{P_u}{f_y \cdot A_{ch}} \cdot s \cdot h''$$

Donde:

- ✓ f'_c = resistencia del hormigón en [kg/m²].
- ✓ f_y = esfuerzo de fluencia del acero en [kg/m²].
- ✓ h'' = longitud de lecho confinado [cm].
- ✓ s = espaciamiento de estribos [cm].
- ✓ A_g = área bruta de la sección [cm²].
- ✓ A_{ch} = área de confinamiento de la sección [cm²].
- ✓ P_u = carga axial última [kg].
- ✓ k_f y k_n = son factores de resistencia del concreto y confinamiento efectivo respectivamente. Según el ACI - 318 (2019) sección 18.7.5.4. deben ser calculados con las siguientes expresiones:

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

Donde:

- ✓ f'_c = resistencia del hormigón en [kg/m²].
- ✓ n_l = número de varillas longitudinales confinadas dentro de la sección.

Acero transversal por corte

Se utiliza el cortante calculado a partir de los momentos nominales de la curva de capacidad nominal, cuyo valor se obtiene por medio de la proyección horizontal que se genera en cada uno de los puntos de las combinaciones de acciones correspondientes a los esfuerzos máximos y mínimos generados sobre el elemento.

$$V_{Pr} = \frac{M1 + M2}{H}$$

Donde:

- ✓ $M1$ = momento correspondiente al esfuerzo máximo.
- ✓ $M2$ = momento correspondiente al esfuerzo mínimo.
- ✓ H = altura de entrepiso.

Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón

$$V_c = 0.53 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Donde, f'_c , b , d y λ fueron descritos en la sección 3.12.1.1.

Resistencia nominal a cortante del acero (V_s)

Debe ser menor a 4 veces la resistencia del concreto a cortante y a su vez debe cumplir con la siguiente condición de acuerdo con el ACI - 318 (2019), sección 22.5.8.1.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s < 4 \cdot V_c$$

Donde:

- ✓ V_u = cortante último [T]
- ✓ V_c = resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón
- ✓ ϕ = factor de reducción de resistencia a corte, el cual toma un valor de 0.75 de acuerdo con el ACI - 318 (2019), sección 12.5.3.2.

Refuerzo transversal (A_v)

Es determinado conforme lo establecido en el ACI - 318 (2019) sección 22.5.8.5.3.

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d}$$

Donde, los términos fueron previamente descritos en la sección 3.12.1.1.

Ramales

El número de ramales y diámetro de estribo requerido se obtiene de la siguiente manera:

$$Ramales = \frac{A_v}{A_{varilla}}$$

Donde:

- ✓ A_v = refuerzo transversal en [cm].
- ✓ $A_{varilla}$ = área de la varilla de refuerzo transversal en [cm²].

Ejemplos de cálculo

Modelo de hormigón convencional y acero grado 60

- ✓ Dimensiones de la columna: 105 x 105 cm.
- ✓ Ubicación de la columna: pórtico D2 planta baja

Combinaciones de carga

Las combinaciones generan esfuerzos máximos y mínimos, los cuales permiten identificar las condiciones más desfavorables.

Tabla 56. Obtención de esfuerzos máximo y mínimo HC y A60

Planta Baja					
	P [T]	Mxx [T*m]	Myy [T*m]	Omax [T/m ²]	Omin [T/m ²]
Dead	400.12	0.76	5.35	394.59	386.71
Live	94.90	0.23	4.10	108.52	106.14
Ex	51.54	1.35	43.35	278.43	264.44
Ey	20.75	50.07	0.10	278.85	-240.17
C1	560.17	1.06	7.49	552.42	541.40
C2	631.98	1.28	12.98	647.14	633.87
C3	626.58	51.21	53.87	1112.97	582.11
C4	523.50	-48.93	-32.83	51.08	558.27
C5	411.65	50.75	48.17	886.08	359.96
C6	308.57	-49.39	-38.54	-175.82	336.12

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Para este caso las combinaciones C3 y C6 son las más desfavorables.

Diagrama de interacción

Acero longitudinal: con una cuantía del 1% se obtiene una distribución de acero de 10 capas de varilla de refuerzo de 22 mm.

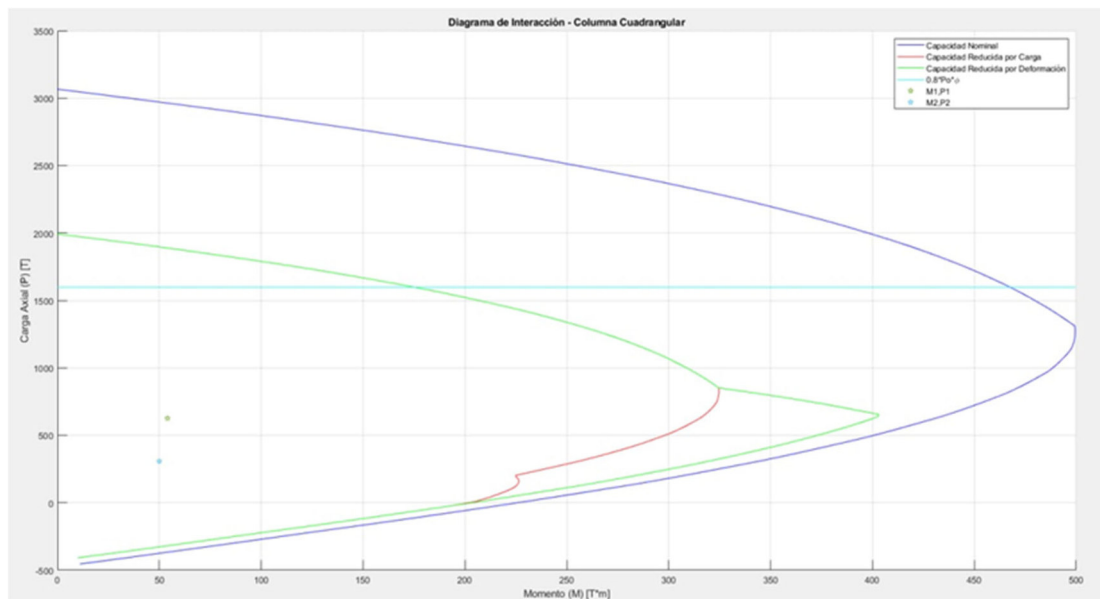


Figura 48. Diagrama de interacción HC y A60

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

En el diagrama de interacción se puede evidenciar que los puntos de las acciones correspondientes a las combinaciones C3 y C6 se encuentran por debajo de la línea de $0.8 \cdot P_o$, por lo tanto, se considera adecuado en cuanto a flexión.

Diseño por corte y confinamiento

Se proyectan los puntos de momento y fuerza axial correspondientes a las combinaciones más críticas hacia la curva de capacidad nominal, con el fin de obtener los momentos nominales para la obtención del cortante hiperestático. Para este caso los momentos correspondientes son: 440 [T.m] y 350 [T.m].

$$As \text{ requerido} = 7.19 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento = 10 cm

#Ramales = 10 ramales

Modelo de hormigón convencional y acero grado 80

- ✓ Dimensiones de la columna: 100 x 100 cm.
- ✓ Ubicación de la columna: pórtico D2 planta baja

Combinaciones de carga.

Tabla 57. Obtención de esfuerzos máximo y mínimo HC y A80

Planta Baja					
	P [T]	Mxx [T*m]	Myy [T*m]	Omax [T/m ²]	Omin [T/m ²]
Dead	367.93	0.70	4.22	397.45	389.05
Live	93.90	0.23	2.90	112.68	109.92
Ex	52.90	1.10	35.65	273.40	260.20
Ey	22.19	41.02	0.05	268.61	-223.63
C1	515.10	0.98	5.91	556.43	544.67
C2	591.76	1.21	9.70	657.23	642.73
C3	588.32	42.09	43.61	1102.54	597.46
C4	482.52	-39.95	-27.69	76.70	556.10
C5	384.04	41.65	39.45	870.63	370.83
C6	278.24	-40.39	-31.85	-155.22	329.47

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Para este caso las combinaciones C3 y C6 son las más desfavorables.

Diagrama de interacción

Acero longitudinal: con una cuantía del 1% se obtiene una distribución de acero de 9 capas de varilla de refuerzo de 20 mm.

En el diagrama de interacción se puede evidenciar que los puntos de las acciones correspondientes a las combinaciones C3 y C6 se encuentran por debajo de la línea de $0.8 \cdot P_o$, por lo tanto, se considera adecuado en cuanto a flexión.

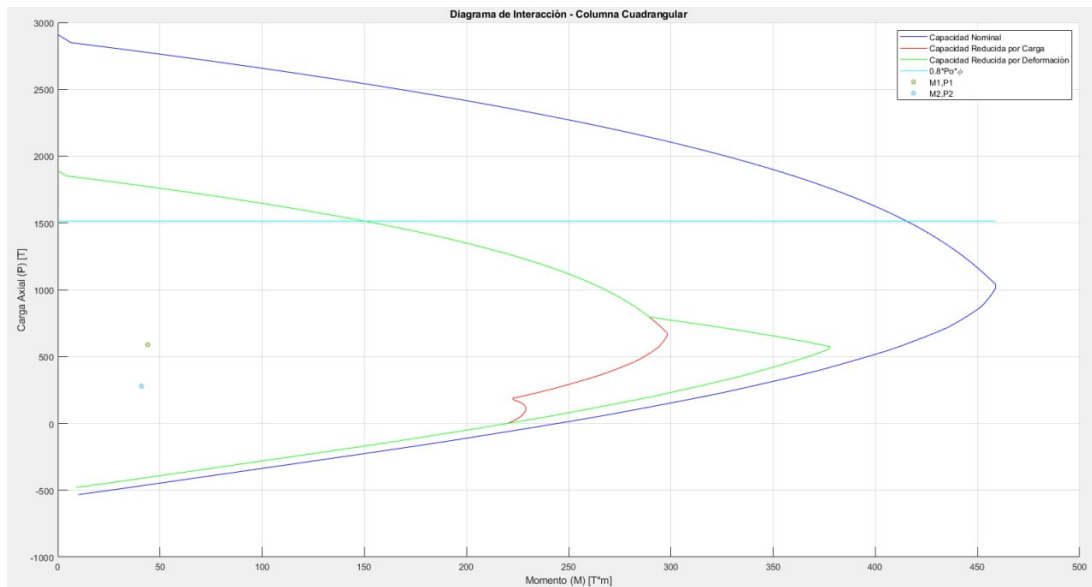


Figura 49. Diagrama de interacción HC y A80

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Diseño por corte y confinamiento

Se proyectan los puntos de momento y fuerza axial correspondientes a las combinaciones más críticas hacia la curva de capacidad nominal, con el fin de obtener los momentos nominales para la obtención del cortante hiperestático. Para este caso los momentos correspondientes son: 400 [T.m] y 320 [T.m].

$$A_s \text{ requerido} = 5.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento} = 10 \text{ cm}$$

$$\# \text{Ramales} = 7 \text{ ramales}$$

Modelo de hormigón liviano y acero grado 60

- ✓ Dimensiones de la columna: 95 x 95 cm.
- ✓ Ubicación de la columna: pórtico D2 planta baja

Combinaciones de carga

Tabla 58. Obtención de esfuerzos máximo y mínimo HL y A60

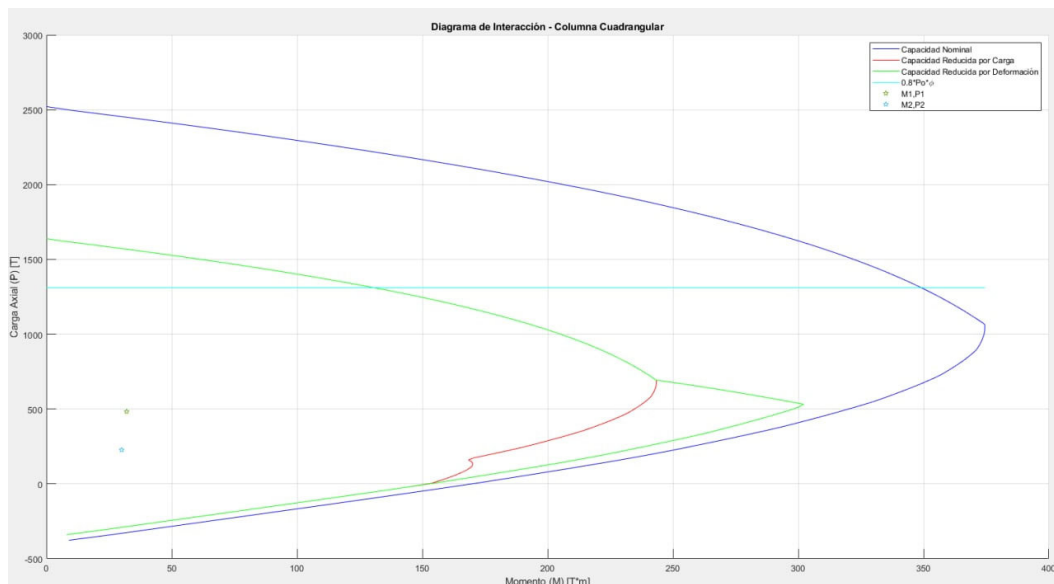
Planta Baja					
	P [T]	Mxx [T*m]	Myy [T*m]	Dmax [T/m ²]	Dmin [T/m ²]
Dead	293.92	0.52	3.40	353.11	345.83
Live	93.55	0.20	2.97	125.84	123.04
Ex	37.35	0.71	25.49	224.74	214.80
Ey	15.34	30.16	0.03	228.27	-193.86
C1	411.49	0.73	4.76	494.35	484.16
C2	502.38	0.94	8.83	625.07	611.86
C3	483.60	30.98	32.54	980.40	546.74
C4	408.90	-29.34	-18.44	118.74	529.33
C5	301.88	30.63	28.55	748.62	319.95
C6	227.18	-29.69	-22.43	-113.03	302.54

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Para este caso las combinaciones C3 y C6 son las más desfavorables.

Diagrama de interacción

Acero longitudinal: con una cuantía del 1% se obtiene una distribución de acero de 8 capas de varilla de refuerzo de 20 mm, 9 varillas en la primera y última capa.

**Figura 50.** Diagrama de interacción HL y A60

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

En el diagrama de interacción se puede evidenciar que los puntos de las acciones correspondientes a las combinaciones C3 y C6 se encuentran por debajo de la línea de $0.8P_o$, por lo tanto, se considera adecuado en cuanto a flexión.

Diseño por corte y confinamiento

Se proyectan los puntos de momento y fuerza axial correspondientes a las combinaciones más críticas hacia la curva de capacidad nominal, con el fin de obtener los momentos nominales para la obtención del cortante hiperestático. Para este caso los momentos correspondientes son: 300 [T.m] y 200 [T.m].

$$A_s \text{ requerido} = 5.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espaciamiento} = 10 \text{ cm}$$

$$\# \text{Ramales} = 7 \text{ ramales}$$

Modelo de hormigón liviano y acero grado 80

- ✓ Dimensiones de la columna: 90 x 90 cm.
- ✓ Ubicación de la columna: pórtico D2 planta baja

Combinaciones de carga

Tabla 59. Obtención de esfuerzos máximo y mínimo HL y A80

Planta Baja					
	P [T]	Mxx [T*m]	Myy [T*m]	Omax [T/m ²]	Omin [T/m ²]
Dead	290.42	0.86	4.40	401.84	387.68
Live	92.48	0.33	3.13	142.65	137.22
Ex	49.74	0.89	22.50	253.92	239.27
Ey	20.12	27.96	0.05	255.37	-204.87
C1	406.59	1.20	6.16	562.57	542.75
C2	496.47	1.56	10.29	710.44	684.76
C3	490.72	29.32	30.91	1101.57	618.90
C4	391.24	-26.60	-14.09	148.14	585.96
C5	311.12	28.73	26.46	838.37	365.38
C6	211.64	-27.19	-18.54	-115.06	332.44

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Para este caso las combinaciones C3 y C6 son las más desfavorables.

Diagrama de interacción

Acero longitudinal: con una cuantía del 1% se obtiene una distribución de acero de 8 capas de varilla de refuerzo de 20 mm, 7 varillas en la primera y última capa.

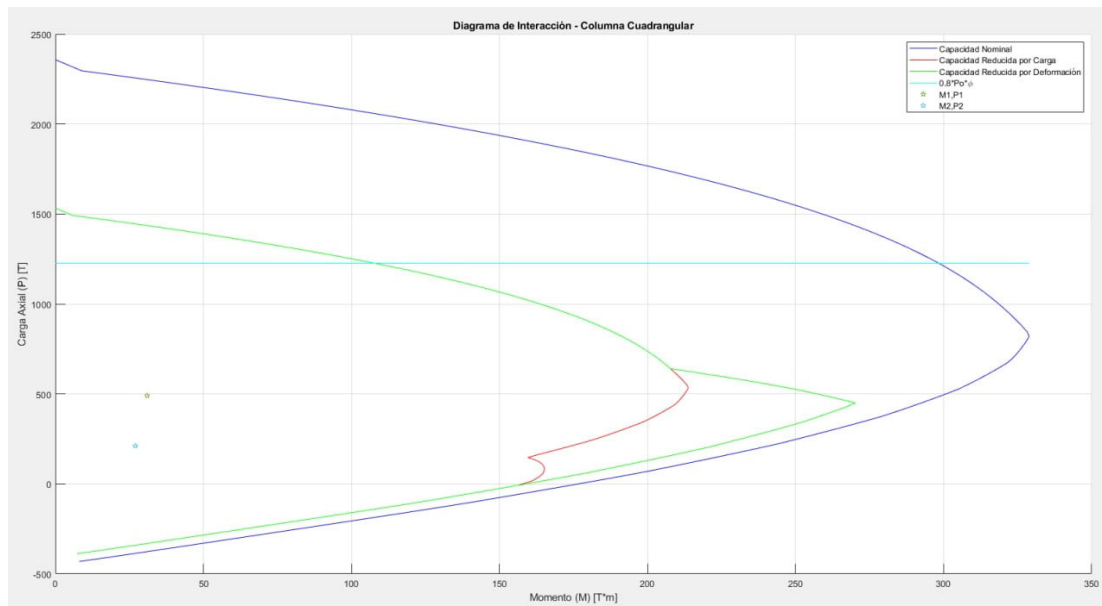


Figura 51. Diagrama de interacción HL y A80

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

En el diagrama de interacción se puede evidenciar que los puntos de las acciones correspondientes a las combinaciones C3 y C6 se encuentran por debajo de la línea de $0.8 \cdot P_o$, por lo tanto, se considera adecuado en cuanto a flexión.

Diseño por corte y confinamiento

Se proyectan los puntos de momento y fuerza axial correspondientes a las combinaciones más críticas hacia la curva de capacidad nominal, con el fin de obtener los momentos nominales para la obtención del cortante hiperestático. Para este caso los momentos correspondientes son: 300 [T.m] y 260 [T.m].

$$A_s \text{ requerido} = 4.3 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento = 10 cm

#Ramales = 6 ramales

3.12.2.2. Diseño de Muros de Corte

Cumplen con la principal función de absorber una considerable cantidad de cortante en ambas direcciones debido a las fuerzas sísmicas. Sin embargo, no se limitan únicamente a controlar este tipo de fuerzas, ya que, a su vez se encuentran sometidos adicionalmente a cargas axiales y momentos flectores. Por lo que, el espesor del muro depende principalmente de las consideraciones de rigidez y estabilidad se obtiene bajo las solicitaciones de cortante y flexo – compresión.

En el diseño se toma en cuenta las mismas consideraciones detalladas para el diagrama de interacción para el diseño de columnas.

Por otro lado, el ACI - 318 (2019) sección 18.10.9.2 señala que los muros deben satisfacer la siguiente condición para que sean aplicables las condiciones de sismoresistencia del capítulo 18.

$$\frac{h_w}{l_w} \geq 2$$

Donde:

- ✓ h_w = altura total del muro desde la base hasta el segmento superior o altura libre del segmento de muro analizado [m].
- ✓ l_w = longitud del muro [m].

Verificación de cabezales

Los muros estructurales requieren de componentes especiales de bordes, en el caso que el esfuerzo a compresión máximo de la fibra extrema, posean mayores valores a $0.2 f'_c$ para aquellas combinaciones que involucren las fuerzas sísmicas.

Un muro estructural debe poseer estrictamente elementos de bordes en los extremos y alrededor de las aberturas (cabezales) cuando las solicitaciones de diseño

que dentro de su cálculo incluyan las fuerzas sísmicas sean mayores que $0.2 f'c$, según el ACI - 318 (2019) sección 18.10.6.3.

$$\sigma \geq 0.2 \cdot f'c$$

$$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{6 \cdot M_u}{b \cdot l_w^2}$$

Donde:

- ✓ σ = esfuerzo [T/m²]
- ✓ P_u = carga axial última [T].
- ✓ M_u = momento último [T.m].
- ✓ A = área de la sección transversal del muro [m²].
- ✓ b = espesor del muro [m].
- ✓ l_w = longitud del muro [m].

Cuando se requieren cabezales o elementos especiales de borde el ACI - 318 (2019) sección 18.10.6.4 establece que:

- A) El elemento de borde debe extenderse horizontalmente desde la fibra extrema en compresión hasta el mayor entre:

$$\max\left(c - 0.1 \cdot l_w, \frac{c}{2}\right)$$

Donde:

- ✓ c = profundidad del eje neutro [m].
- ✓ l_w = longitud del muro [m].

- B) El ancho del elemento de soporte (cabezal, b) deberá ser menor o igual que $h_u/16$, donde h_u corresponde a la altura no apoyada lateralmente (ancho del alma).

- C) Los elementos de borde deben incluir el ancho efectivo del ala en compresión y extenderse al menos 300 mm dentro del alma.

Refuerzo transversal del cabezal

Este tipo de refuerzo para los elementos localizados en los extremos tiene un límite de espaciamiento del refuerzo transversal en el cual debe ser 1/3 del elemento de borde más pequeño. El espaciamiento vertical del refuerzo transversal del elemento debe cumplir con lo indicado por el ACI - 318 (2019) tabla 18.10.6.5.

Para $f_y = 420$ [MPa].

$$s = \min\left(\frac{\min(b, h)}{3}, 6 \cdot \phi, 15\text{cm}\right)$$

Para $f_y = 550$ [MPa].

$$s = \min\left(\frac{\min(b, h)}{3}, 5 \cdot \phi, 15\text{cm}\right)$$

Donde:

- ✓ $\min(b, h)$ = mínimo valor entre la base y altura de la columna [cm].
- ✓ d_b = diámetro de la varilla longitudinal [cm].

El refuerzo transversal del cabezal y el alma del muro se lo obtiene según la sección 18.7.5.4 del ACI - 318 (2019) para requerimientos de confinamiento.

$$0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$$

Donde:

- ✓ $f'c$ = resistencia del hormigón en [kg/m²].
- ✓ f_y = esfuerzo de fluencia del acero en [kg/m²].
- ✓ h'' = longitud de lecho confinado [cm].
- ✓ s = espaciamiento de estribos [cm].

Acero de refuerzo longitudinal

El ACI - 318 (2019) sección 18.10.2.4, los muros que mantengan continuidad en altura y cumplan con $\frac{H_w}{L_w} \geq 2$, el refuerzo longitudinal debe satisfacer la cuantía mínima establecida de $1.6 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$ y extenderse dentro de una distancia igual al 15% de la longitud del muro en un extremo de segmento vertical ($0.15 \cdot L_w$).

Además, se debe garantizar que la capacidad nominal reducida (ϕP_n , ϕM_n) de la sección garantice su resistencia ante la demanda de carga de acciones combinadas (P_u , M_u), para lo cual se utiliza el valor mayor correspondiente a la ubicación del eje neutro (c), cuyos valores se obtienen del proceso iterativo del diagrama de interacción.

Acero de refuerzo por corte (V_e)

Se determina de la siguiente forma de acuerdo con el ACI - 318 (2019) sección 18.10.3.1.

$$V_e = \Omega_v \cdot \omega_v \cdot V_u \leq 3 \cdot V_u$$

Donde:

- ✓ Ω_v = factor de sobrerresistencia en la sección crítica
- ✓ ω_v = factor que toma en cuenta la amplificación de cizallamiento dinámico
- ✓ V_u = cortante último [T].

Factor de sobrerresistencia en la sección crítica (Ω_v)

El ACI - 318 (2019) sección 18.10.3.1.2 indica que para muros que cumplen con $\frac{h_w}{l_w} > 1.5$, este factor se determina como se indica a continuación.

$$\Omega_v = \max\left(\frac{M_{pr}}{M_u}, 1.5\right)$$

Donde:

- ✓ M_{pr} = momento probable [T.m].
- ✓ M_u = momento último [T.m].

Factor que toma en cuenta la amplificación de cizallamiento dinámico (ω_v)

Para muros que cumplen con $\frac{hw}{lw} > 2$, el ACI - 318 (2019) sección 18.10.3.1.2 este factor se determina como se indica a continuación.

$$\omega_v = 1.3 + \frac{ns}{30} \leq 1.8 \quad \text{para } ns > 6$$

Donde:

✓ ns = número de pisos por encima de la sección crítica y no debe ser tomada menor a $0.28 \cdot hw$.

Además, V_e no debe exceder de $2.65 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw \cdot d$, donde bw y d corresponden al ancho y peralte efectivo del segmento vertical del muro en consideración. ACI - 318 (2019) sección 18.10.4.4.

Cuantía de refuerzo transversal

Se determina conforme lo especificado en el ACI - 318 (2019) sección 18.10.4.1 como se indica a continuación.

$$V_E \leq \phi \cdot V_n = \phi \cdot A_{cv} \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'c} + \rho_s \cdot fy)$$

Donde:

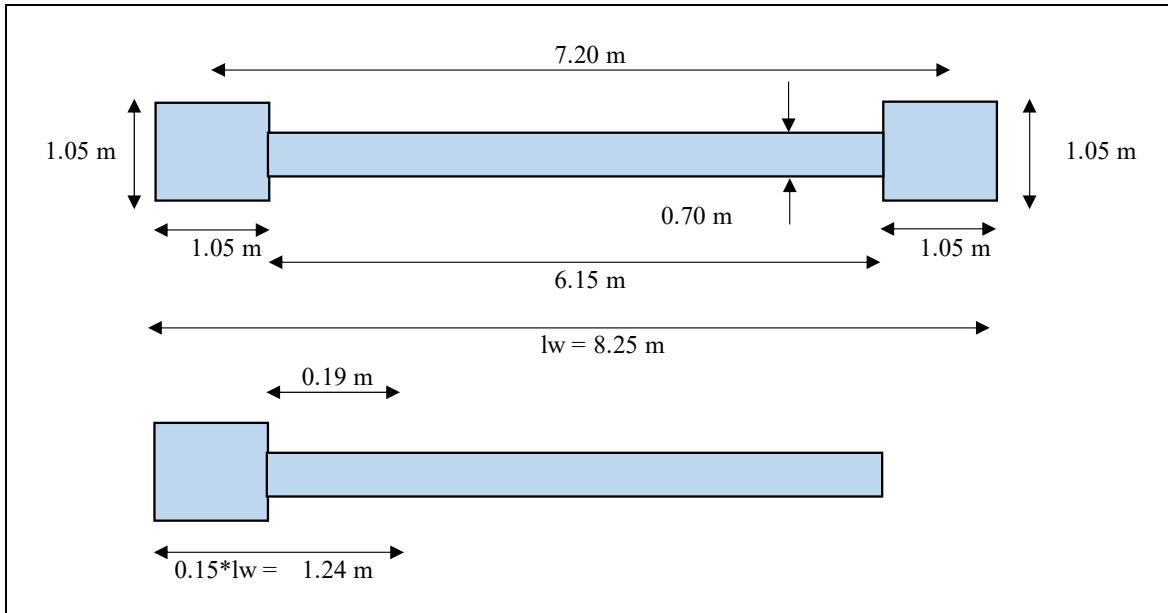
- ✓ A_{cv} = área de la sección transversal [cm²].
- ✓ ρ_s = cuantía de acero
- ✓ ϕ = factor de reducción de resistencia, para corte toma un valor de 0.75.

Ejemplos de cálculo.

Modelo de hormigón convencional y acero G60

- ✓ Dimensiones del muro: cabezal 1.05 m y alma de 0.7 m
- ✓ Ubicación del muro: muro en sentido y de la PB.

Geometría del muro



Acero mínimo longitudinal en 0.15*lw

$$\rho_{min} = \frac{1.6 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$A_{smin} = \rho_{min} \cdot (b_{cabezal} \cdot h_{cabezal} + h_{alma} \cdot l_{w\ alma})$$

ρ_{min}	0.006375
A_{smin}	78.76 cm ²

Cabezal	Colocar	22	ϕ	20	69.12 cm ²
Alma	En 0.15*lw	2	ϕ	25	9.82 cm ²
Total Colocado					78.94 cm²

Ascolocado	>	A_{smin}
Ok		

Acero mínimo longitudinal en el alma

ρ_{min}	0.002500
--------------	----------

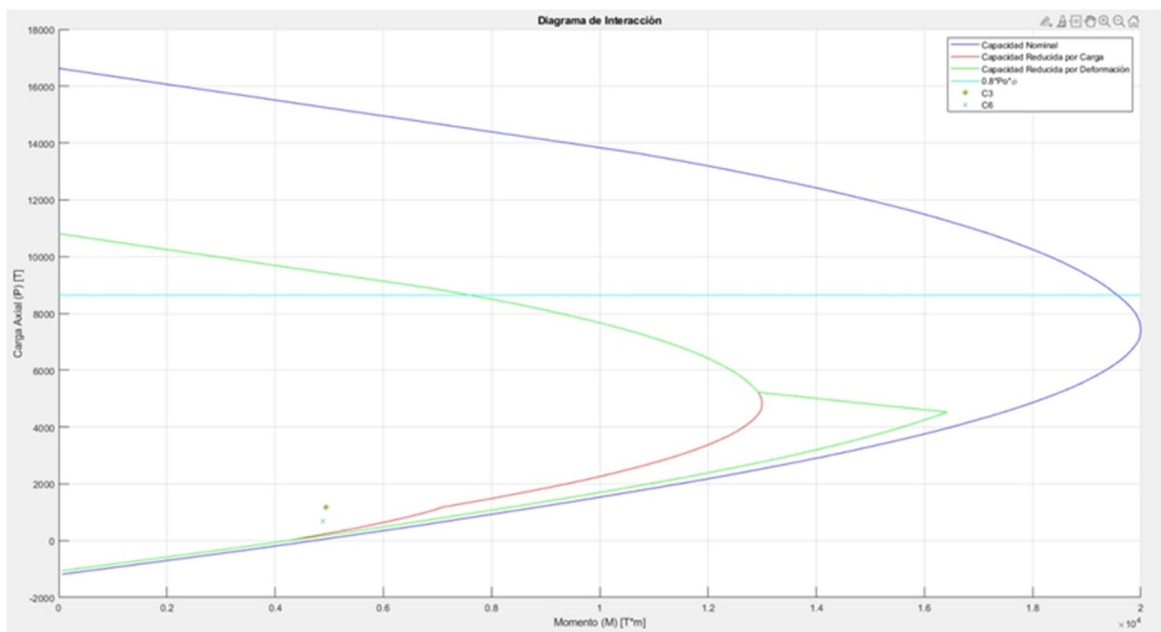
Ascolocado	2	ϕ	25	9.82 cm ²	@ 40.00 cm
-------------------	---	--------	----	----------------------	------------

A_{smin}	0.0038 cm ²
------------	------------------------

Solicitaciones de carga

Carga	Axial (T)	Momento (T*m)	Cortante (T)
D	842.04	18.26	8.39
L	103.53	6.73	2.88
S	60.21	4907.72	1310.46
C1	1178.856	25.564	11.746
C2	1176.096	32.68	14.676
C3	1174.188	4936.362	1323.408
C4	1053.768	4879.078	1297.512
C5	818.046	4924.154	1318.011
C6	697.626	4891.286	1302.909

Diagrama de interacción



Verificación a flexo – compresión.

4) Flexo-Compresión

Cabezal	Ascolocado	22	ϕ	20	69.12 cm ²	
Alma	Ascolocado	2	ϕ	25	9.82 cm ²	@ 40.00 cm

		C3		C6			
		Pu	1174.188 T	Pu	697.626 T		
		Mu	4936.4 T*m	Mu	4891.3 T*m		
		Programa		Programa			
		c	116.00 cm	c	80.00 cm		
ϕ	0.653	ϕ Pn	1181	ϕ Pn	711.17	ϕ	0.774
		ϕ Mn	7094 T*m	ϕ Mn	6172 T*m		
		Mn	10864 T*m	Mn	7974.2 T*m		
		Mpr	12493 T*m	Mpr	9170.3 T*m		
		Ok		Ok			

Comprobación de requerimiento de cabezales especiales

6) Diseño de Cabezales Especiales (18.10.6.3)

Se requiere cabezales si: $\sigma > 0.2 \cdot f'c$

Pu	1174.188 T
Mu	4936.36 T*m

$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{6 \cdot M_u}{b \cdot l_w^2}$	
σ	82.50 kg/cm ²
Si se requiere cabezales	

Verificación de las propiedades del muro

Propiedades de los cabezales (18.10.6.4)

a) Longitud

$Longitud \geq c - 0.1 \cdot l_w ; c/2$	
$c - 0.1 \cdot l_w$	33.50 cm
$c/2$	58.00 cm
Gobierna	58.00 cm
Cumple	

b) Ancho mínimo en la longitud (a)

$b \geq \frac{h}{16}$	
$h/16$	43.75 cm
Cumple	

c) Para muros largos

$b \geq 30$	
Cumple	

$\frac{h_w}{l_w} > 2$		$\frac{c}{l_w} > \frac{3}{8}$	
h_w/l_w	16.969697	c/l_w	0.14060606
Cumple		No Cumple	

d) En secciones T o en cabezales, el ancho requerido se debe incluir ≥ 30 cm en el muro

Refuerzo transversal del cabezal

En la columna:

$s \leq \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6 \cdot \phi, 10cm$	
s	10.00 cm

$\frac{A_g}{A_c} - 1$	
0.1249	

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$$

Ash2	5.94 cm ²	@ 10.00 cm
------	----------------------	------------

Ascolocado	6	φ	12	6.79 cm ²	@ 10.00 cm
<i>Cumple</i>					

En el alma:

$$s \leq \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6 \cdot \phi, 10 \text{ cm}$$

s	10.00 cm
---	----------

- Ramas Cortas:

h''	12.75 cm
-----	----------

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$$

Ash2	0.77 cm ²	@ 10.00 cm
------	----------------------	------------

Ascolocado	1	φ	10	0.79 cm ²	@ 10.00 cm
<i>Cumple</i>					

- Ramas Largas:

h''	64.00 cm
-----	----------

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$$

Ash2	3.84 cm ²	@ 10.00 cm
------	----------------------	------------

Ascolocado	4	φ	12	4.52 cm ²	@ 10.00 cm
<i>Cumple</i>					

# de espacios	3	
Cortes	hx	4.33 cm

Espaciamiento de As Vertical hx

$$h_x \leq 35 \text{ cm}, \frac{2}{3} \cdot b$$

En la columna

Esp. real	31.00 cm
<i>Cumple</i>	

En el alma

hx	4.33 cm
<i>Cumple</i>	

Diseño a corte

5) Corte

Vu1	1323.408 T
Vu2	1302.909 T

$$\Omega_1 = \frac{M_{pr1}}{M_u} \geq 1.5$$

Ω1	2.53
<i>Cumple</i>	

$$\Omega_2 = \frac{M_{pr2}}{M_u} \geq 1.5$$

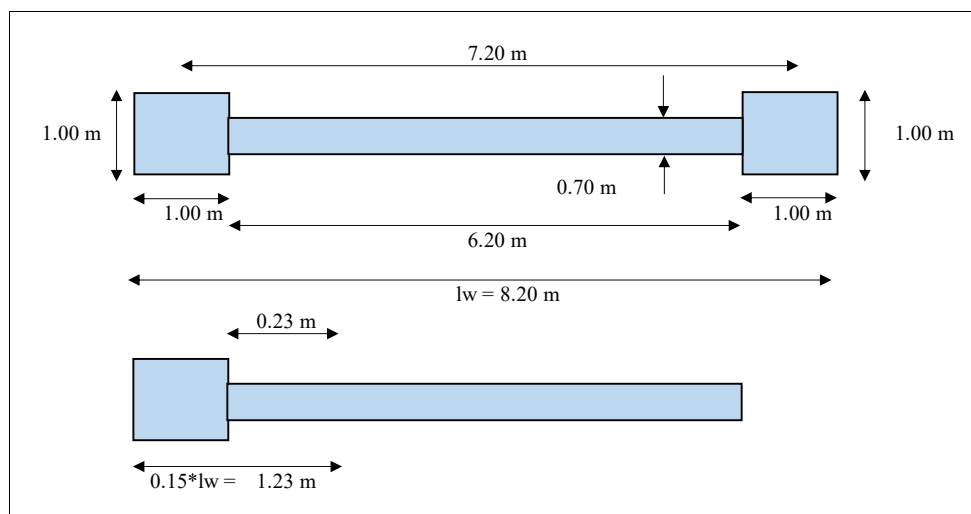
Ω1	1.87
<i>Cumple</i>	

Ω que gobierna		2.53			
$W_v = 1.3 + \frac{No. \text{pisos}}{30}$		$n_s \geq 0.28 \cdot h$			
Wv	1.97	ns	7.84		
$\Omega_v \cdot W_v$		4.98			
$V_{uDIS} = V_E = \Omega_v \cdot W_v \cdot V_u \leq 3 \cdot V_u$					
VE	6587.09 T				
$V_E \leq 2.65 \sqrt{f'c} bw d$					
d	0.66				
Comprob.	Cumple				
$V_E \leq \phi \cdot V_n = 0.75 \cdot A_{cv} \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'c} + \rho_s \cdot fy)$					
ρ_s	0.03409862				
Área estribos:					
Si:	s=	15.00 cm			
Av	35.80 cm ²				
Ascolocado	6	ϕ	28	36.95 cm ²	@ 15.00 cm
Cumple					

Modelo de hormigón convencional y acero G80

- ✓ Dimensiones del muro: cabezal 1m y alma de 0.7 m
- ✓ Ubicación del muro: muro en sentido y de la PB.

Geometría del muro



Acero mínimo longitudinal en 0.15*lw

$$\rho_{min} = \frac{1.6 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$A_{Smin} = \rho_{min} \cdot (b_{cabezal} \cdot h_{cabezal} + h_{alma} \cdot l_{w_{alma}})$$

ρ_{min}	0.004868
A_{Smin}	56.52 cm ²

Cabezal	Colocar	18	ϕ	20	56.55 cm ²
Alma	En 0.15*lw	2	ϕ	25	9.82 cm ²
Total Colocado					66.37 cm ²

Ascolocado	>	Asmin
Ok		

Acero mínimo longitudinal en el alma

ρ_{min}	0.002500
--------------	----------

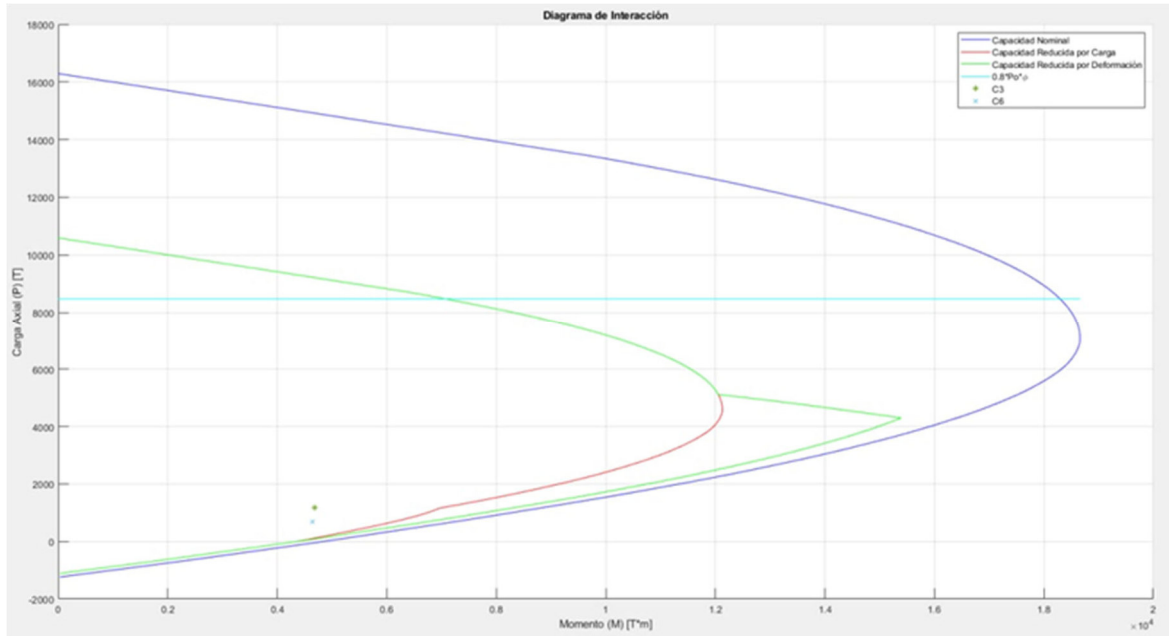
Ascolocado	2	ϕ	25	9.82 cm ²	@ 40.00 cm
-------------------	---	--------	----	----------------------	------------

A_{Smin}	0.0038 cm ²
------------	------------------------

Solicitaciones de carga

Carga	Axial (T)	Momento (T*m)	Cortante (T)
D	839.47	16.96	7.6
L	108.13	6.17	2.93
S	64.71	4663.34	1254.85
C1	1175.258	23.744	10.64
C2	1180.372	30.224	13.808
C3	1180.204	4689.862	1266.9
C4	1050.784	4636.818	1242.8
C5	820.233	4678.604	1261.69
C6	690.813	4648.076	1248.01

Diagrama de interacción



Verificación a flexo – compresión

Cabezal	Ascolocado	18	φ	20	56.55 cm ²	
Alma	Ascolocado	2	φ	25	9.82 cm ²	@ 40.00 cm

		C3		C6			
		Pu	1180.204 T	Pu	690.813 T		
		Mu	4689.9 T*m	Mu	4648.1 T*m		
		Programa		Programa			
		c	131.00 cm	c	88.00 cm		
φ	0.65	φ Pn	1189	φ Pn	699	φ	0.7727
		φ Mn	7054 T*m	φ Mn	6151 T*m		
		Mn	10852 T*m	Mn	7960.4 T*m		
		Mpr	12480 T*m	Mpr	9154.5 T*m		
		Ok		Ok			

Comprobación de requerimiento de cabezales especiales

6) Diseño de Cabezales Especiales (18.10.6.3)

Se requiere cabezales si: $\sigma > 0.2 \cdot f'c$

Pu	1180.204 T
Mu	4689.86 T*m

$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{6 \cdot M_u}{b \cdot l_w^2}$	
σ	80.35 kg/cm ²
Si se requiere cabezales	

Verificación de las propiedades del muro

a) Longitud

$Longitud \geq c - 0.1 \cdot l_w ; c/2$	
$c-0.1 \cdot l_w$	49.00 cm
$c/2$	65.50 cm
Gobierna	65.50 cm
<i>Cumple</i>	

b) Ancho mínimo en la longitud (a)

$b \geq \frac{h}{16}$	
$h/16$	43.75 cm
<i>Cumple</i>	

c) Para muros largos

$b \geq 30$	
<i>Cumple</i>	

$\frac{h_w}{l_w} > 2$		$\frac{c}{l_w} > \frac{3}{8}$	
h_w/l_w	17.0731707	c/l_w	0.1597561
<i>Cumple</i>		<i>No Cumple</i>	

d) En secciones T o en cabezales, el ancho requerido se debe incluir ≥ 30 cm en el muro

e) Refuerzo transversal en el cabezal

Refuerzo transversal del cabezal

En la columna:

$s \leq \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6 \cdot \phi, 10cm$	
s	10.00 cm

$\frac{A_g}{A_c} - 1$	
0.1317	

$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f' c}{f_y}$		
A_{sh2}	4.31 cm ²	@ 10.00 cm

Ascolocado	4	ϕ	12	4.52 cm ²	@ 10.00 cm
<i>Cumple</i>					

En el alma:

$s \leq \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6 \cdot \phi, 10 \text{ cm}$	
s	10.00 cm

- Ramas Cortas:

h''	17.00 cm
-----	----------

$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{fy}$		
Ash2	0.78 cm ²	@ 10.00 cm

Ascolocado	4	ϕ	12	4.52 cm ²	@ 10.00 cm
Cumple					

- Ramas Largas:

h''	64.00 cm
-----	----------

$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{fy}$		
Ash2	2.93 cm ²	@ 10.00 cm

Ascolocado	3	ϕ	12	3.39 cm ²	@ 10.00 cm
Cumple					

# de espacios	3
Cortes	hx
	5.67 cm

Espaciamiento de As Vertical hx

$h_x \leq 35 \text{ cm}, \frac{2}{3} \cdot b$

En la columna

Esp. real	29.33 cm
Cumple	

En el alma

hx	5.67 cm
Cumple	

Diseño a Corte

5) Corte

Vu1	1266.9 T
Vu2	1248.01 T

$\Omega_1 = \frac{M_{pr1}}{M_u} \geq 1.5$	
Ω_1	2.66
Cumple	

$\Omega_2 = \frac{M_{pr2}}{M_u} \geq 1.5$	
Ω_1	1.97
Cumple	

Ω que gobierna	2.66
---	------

$W_v = 1.3 + \frac{No. \text{pisos}}{30}$	
Wv	1.97

$n_s \geq 0.28 \cdot h$	
ns	7.84

$\Omega_v \cdot W_v$	
	5.23

$V_{uDIS} = V_E = \Omega_v \cdot W_v \cdot V_u \leq 3 \cdot V_u$	
VE	6630.30 T

$V_E \leq 2.65 \sqrt{f'c} bw d$	
d	0.66
Comprob.	Cumple

$V_E \leq \phi \cdot V_n = 0.75 \cdot A_{cv} \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'c} + \rho_s \cdot fy)$	
ρ_s	0.026390048

Área estribos:

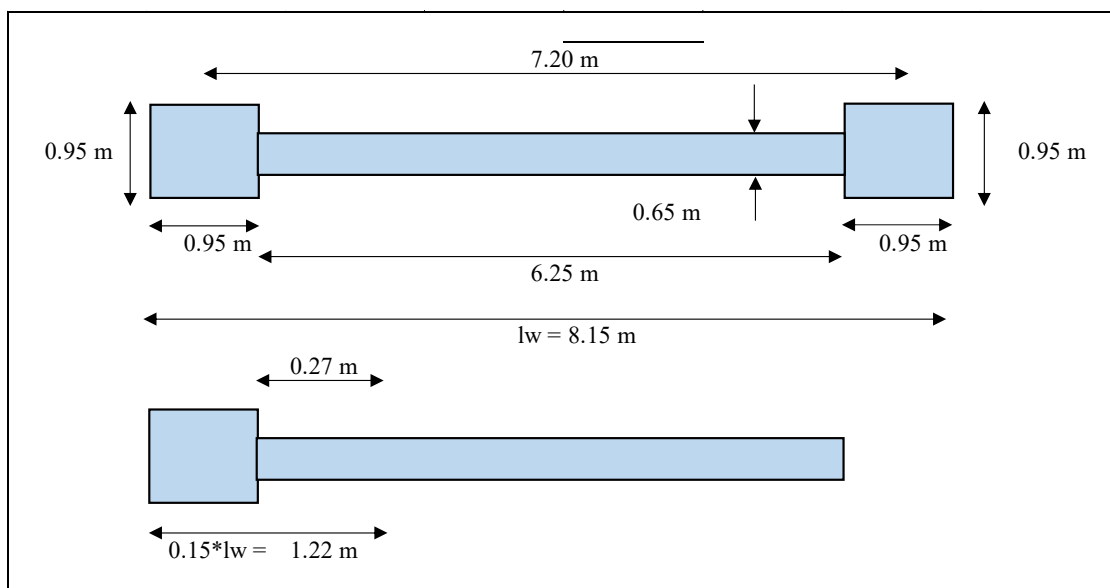
Si:	s=	15.00 cm
	Av	27.71 cm ²

Ascolocado	4	ϕ	28	24.63 cm ²	@ 15.00 cm
------------	---	--------	----	-----------------------	------------

Modelo de hormigón liviano y acero G60

- ✓ Dimensiones del muro: cabezal 0.95 m y alma de 0.65 m
- ✓ Ubicación del muro: muro en sentido y de la PB.

Geometría del muro



Acero mínimo longitudinal en 0.15*lw

$$\rho_{min} = \frac{1.6 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$A_{S_{min}} = \rho_{min} \cdot (b_{cabezal} \cdot h_{cabezal} + h_{alma} \cdot l_{w_{alma}})$$

ρ_{min}	0.006375
$A_{S_{min}}$	68.72 cm ²

Cabezal	Colocar	16	φ	22	60.82 cm ²
Alma	En 0.15*lw	2	φ	25	9.82 cm ²
Total Colocado					70.64 cm ²

Ascolocado	>	Asmin
Ok		

Acero mínimo longitudinal en el alma

ρ_{min}	0.002500
--------------	----------

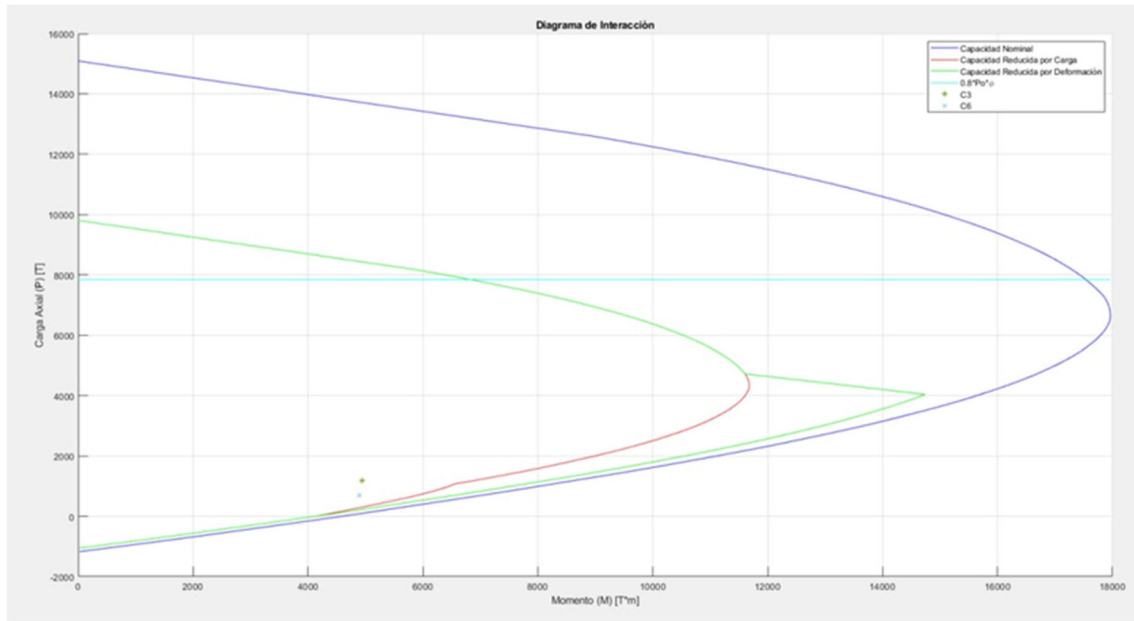
Ascolocado	2	φ	25	9.82 cm ²	@ 40.00 cm
-------------------	---	---	----	----------------------	------------

$A_{S_{min}}$	0.0041 cm ²
---------------	------------------------

Solicitaciones de carga

Carga	Axial (T)	Momento (T*m)	Cortante (T)
D	628.91	13.59	3.87
L	107.17	6.01	2.82
S	46.59	4033.77	1066.72
C1	880.474	19.026	5.418
C2	926.164	25.924	9.156
C3	908.452	4056.088	1074.184
C4	815.272	4011.452	1059.256
C5	612.609	4046.001	1070.203
C6	519.429	4021.539	1063.237

Diagrama de interacción



Verificación a flexo – compresión

Cabezal	Ascolocado	16	φ	22	60.82 cm ²	
Alma	Ascolocado	2	φ	25	9.82 cm ²	@ 40.00 cm

C3	
P _u	908.452 T
M _u	4056.1 T*m
Programa	
c	102.00 cm
φ P _n	912
φ M _n	6319 T*m
M _n	8996.3 T*m
M _{pr}	10346 T*m
Ok	

φ = 0.7024

C6	
P _u	519.429 T
M _u	4021.5 T*m
Programa	
c	74.00 cm
φ P _n	522
φ M _n	5498 T*m
M _n	6864.8 T*m
M _{pr}	7894.5 T*m
Ok	

φ = 0.8009

Comprobación de requerimiento de cabezales especiales

6) Diseño de Cabezales Especiales (18.10.6.3)

Se requiere cabezales si: $\sigma > 0.2 \cdot f'c$

P_u	908.452 T
M_u	4056.09 T*m

$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{6 \cdot M_u}{b \cdot l_w^2}$	
σ	73.52 kg/cm ²
Si se requiere cabezales	

Verificación de las propiedades del muro

a) Longitud

$Longitud \geq c - 0.1 \cdot l_w ; c/2$	
$c - 0.1 \cdot l_w$	20.50 cm
$c/2$	51.00 cm
Gobierna	51.00 cm
<i>Cumple</i>	

b) Ancho mínimo en la longitud (a)

$b \geq \frac{h}{16}$	
$h/16$	40.63 cm
<i>Cumple</i>	

c) Para muros largos

$b \geq 30$	
<i>Cumple</i>	

$\frac{h_w}{l_w} > 2$		$\frac{c}{l_w} > \frac{3}{8}$	
h_w/l_w	15.9509202	c/l_w	0.12515337
<i>Cumple</i>		<i>No Cumple</i>	

d) En secciones T o en cabezales, el ancho requerido se debe incluir ≥ 30 cm en el muro

e) Refuerzo transversal en el cabezal

Refuerzo transversal del cabezal

En la columna:

$s \leq \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6 \cdot \phi, 10cm$	
s	10.00 cm

$\frac{A_g}{A_c} - 1$	
0.1394	

$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$		
A_{sh2}	5.34 cm ²	@ 10.00 cm

Ascolocado	5	ϕ	12	5.65 cm ²	@ 10.00 cm
<i>Cumple</i>					

En el alma:

$s \leq \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6 \cdot \phi, 10 \text{ cm}$	
s	10.00 cm

- Ramas Cortas:

h''	82.00 cm
-----	----------

$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$	
Ash2	4.92 cm ² @ 10.00 cm

Ascolocado	4	ϕ	12	4.52 cm ²	@ 10.00 cm
<i>No Cumple</i>					

- Ramas Largas:

h''	59.00 cm
-----	----------

$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$	
Ash2	3.54 cm ² @ 10.00 cm

Ascolocado	2	ϕ	12	2.26 cm ²	@ 10.00 cm
<i>No Cumple</i>					

# de espacios	3
Cortes	hx
	7.00 cm

Espaciamiento de As Vertical hx

$h_x \leq 35 \text{ cm}, \frac{2}{3} \cdot b$

En la columna

Esp. real	27.67 cm
<i>Cumple</i>	

En el alma

hx	7.00 cm
<i>Cumple</i>	

Diseño a Corte

5) Corte

Vu1	1074.184 T
Vu2	1063.237 T

$\Omega_1 = \frac{M_{pr1}}{M_u} \geq 1.5$	
Ω_1	2.55
<i>Cumple</i>	

$\Omega_2 = \frac{M_{pr2}}{M_u} \geq 1.5$	
Ω_1	1.96
<i>Cumple</i>	

Ω que gobierna	2.55
---	------

$W_v = 1.3 + \frac{\text{No. pisos}}{30}$	
Wv	1.97

$n_s \geq 0.28 \cdot h$	
ns	7.84

$\Omega_v \cdot W_v$	
5.02	

$V_{uDIS} = V_E = \Omega_v \cdot W_v \cdot V_u \leq 3 \cdot V_u$	
VE	5388.45 T

$V_E \leq 2.65 \sqrt{f'c} bw d$	
d	0.61
Comprob.	<i>Cumple</i>

$V_E \leq \phi \cdot V_n = 0.75 \cdot A_{cv} \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'c} + \rho_s \cdot fy)$	
ρ_s	0.030179485

Área estribos:

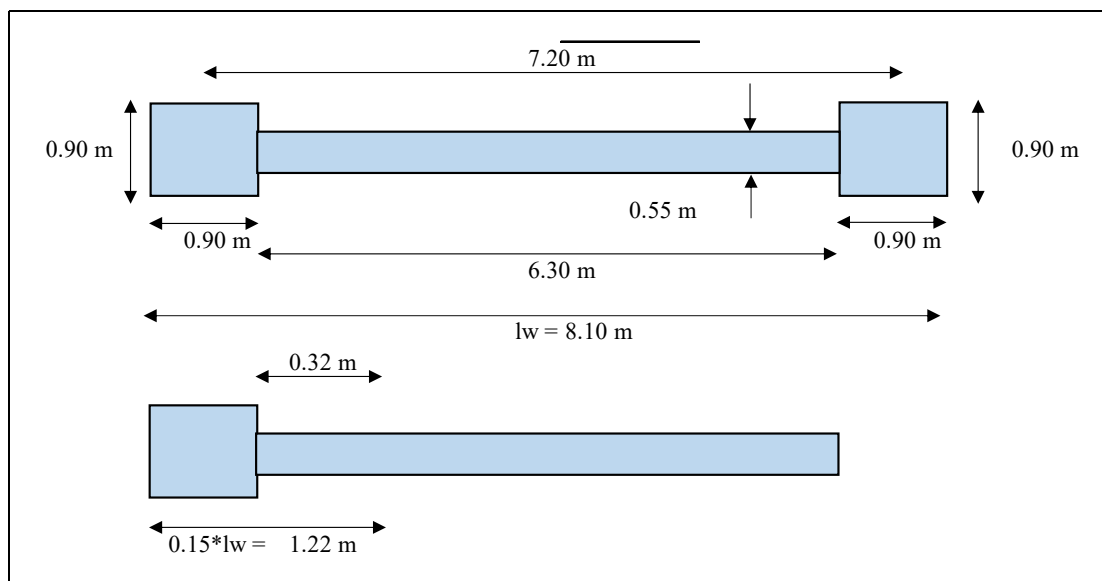
Si:	s=	15.00 cm
	Av	29.42 cm ²

Ascolocado	5	ϕ	28	30.79 cm ²	@ 15.00 cm
<i>Cumple</i>					

Modelo de hormigón liviano y acero G80

- ✓ Dimensiones del muro: cabezal 0.90 m y alma de 0.55 m
- ✓ Ubicación del muro: muro en sentido y de la PB.

Geometría del muro



Acero mínimo longitudinal en 0.15*lw

$\rho_{min} = \frac{1.6 \cdot \sqrt{f'c}}{f_y}$ $A_{smin} = \rho_{min} \cdot (b_{cabezal} \cdot h_{cabezal} + h_{alma} \cdot l_{walma})$	
ρmin	0.004868
Asmin	48.00 cm ²

Cabezal	Colocar	18	φ	18	45.80 cm ²
Alma	En 0.15*lw	2	φ	22	7.60 cm ²
Total Colocado					53.40 cm ²

Ascolocado	>	Asmin
Ok		

Acero mínimo longitudinal en el alma

ρmin	0.002500
------	----------

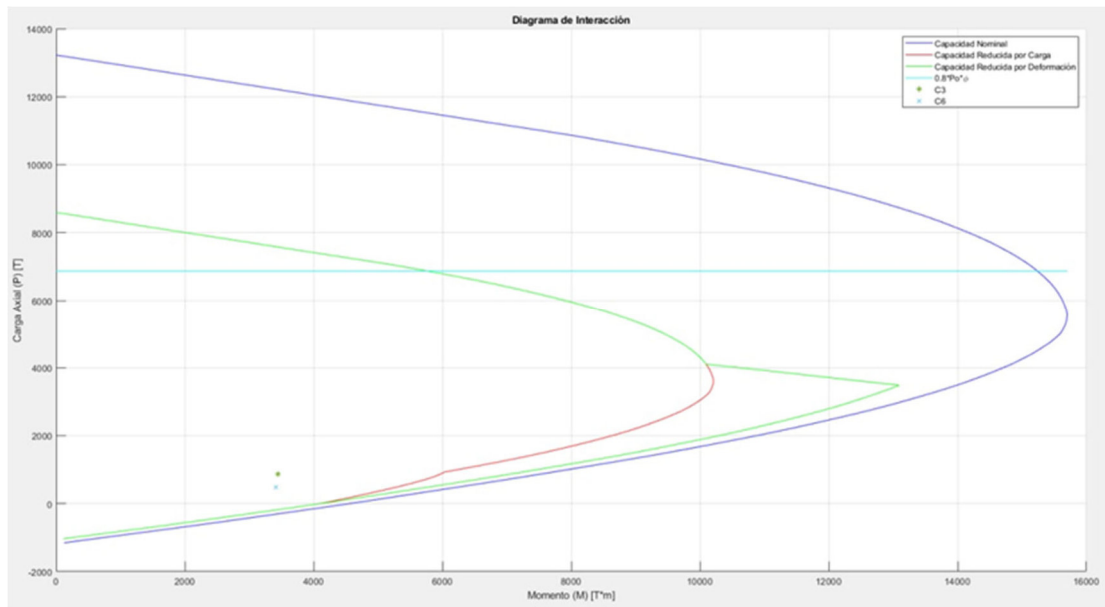
Ascolocado	2	φ	22	7.60 cm ²	@ 40.00 cm
-------------------	---	---	----	----------------------	------------

Asmin	0.0038 cm ²
-------	------------------------

Solicitaciones de carga

Carga	Axial (T)	Momento (T*m)	Cortante (T)
D	586.97	8.86	4
L	112.36	11.2	3.16
S	57.48	3423.87	988.1
C1	821.758	12.404	5.6
C2	884.14	28.552	9.856
C3	874.204	3445.702	996.06
C4	759.244	3402.038	980.14
C5	585.753	3431.844	991.7
C6	470.793	3415.896	984.5

Diagrama de interacción



Verificación a flexo – compresión

Cabezal	Ascolocado	18	φ	18	45.80 cm ²	
Alma	Ascolocado	2	φ	22	7.60 cm ²	@ 40.00 cm

		C3		C6			
		Pu	874.204 T	Pu	470.793 T		
		Mu	3445.7 T*m	Mu	3415.9 T*m		
		Programa		Programa			
		c	110.00 cm	c	76.00 cm		
φ	0.6711	φ Pn	875	φ Pn	481	φ	0.7935
		φ Mn	5976 T*m	φ Mn	5282 T*m		
		Mn	8904.8 T*m	Mn	6656.6 T*m		
		Mpr	10241 T*m	Mpr	7655.1 T*m		
		Ok		Ok			

Comprobación de requerimiento de cabezales especiales

6) Diseño de Cabezales Especiales (18.10.6.3)

Se requiere cabezales si: $\sigma > 0.2 \cdot f'c$

Pu	874.204 T
Mu	3445.7 T*m

$\sigma = \frac{P_u}{A} + \frac{6 \cdot M_u}{b \cdot l_w^2}$	
σ	76.92 kg/cm ²
Si se requiere cabezales	

Verificación de las propiedades del muro

a) Longitud

$Longitud \geq c - 0.1 \cdot l_w ; c/2$	
$c-0.1 \cdot l_w$	29.00 cm
$c/2$	55.00 cm
Gobierna	55.00 cm
<i>Cumple</i>	

b) Ancho mínimo en la longitud (a)

$b \geq \frac{h}{16}$	
$h/16$	34.38 cm
<i>Cumple</i>	

c) Para muros largos

$b \geq 30$	
<i>Cumple</i>	

$\frac{h_w}{l_w} > 2$		$\frac{c}{l_w} > \frac{3}{8}$	
h_w/l_w	13.5802469	c/l_w	0.13580247
<i>Cumple</i>		<i>No Cumple</i>	

d) En secciones T o en cabezales, el ancho requerido se debe incluir ≥ 30 cm en el muro

e) Refuerzo transversal en el cabezal

Refuerzo transversal del cabezal

En la columna:

$s \leq \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6 \cdot \phi, 10cm$	
s	10.00 cm

$\frac{A_g}{A_c} - 1$	
0.1480	

$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$		
A_{sh2}	3.85 cm ²	@ 10.00 cm

Ascolocado	6	ϕ	12	6.79 cm ²	@ 10.00 cm
<i>Cumple</i>					

En el alma:

$s \leq \frac{b}{3}, \frac{h}{3}, 6 \cdot \phi, 10 \text{ cm}$	
s	10.00 cm

- Ramas Cortas:

h"	82.00 cm
----	----------

$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$	
Ash2	4.92 cm ² @ 10.00 cm

Ascolocado	4	φ	12	4.52 cm ²	@ 10.00 cm
<i>No Cumple</i>					

- Ramas Largas:

h"	59.00 cm
----	----------

$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'c}{f_y}$	
Ash2	3.54 cm ² @ 10.00 cm

Ascolocado	2	φ	12	2.26 cm ²	@ 10.00 cm
<i>No Cumple</i>					

# de espacios	3
Cortes	hx
	7.00 cm

Espaciamiento de As Vertical hx

$h_x \leq 35 \text{ cm}, \frac{2}{3} \cdot b$

En la columna

Esp. real	27.67 cm
<i>Cumple</i>	

En el alma

hx	7.00 cm
<i>Cumple</i>	

Diseño a Corte

5) Corte

Vu1	1074.184 T
Vu2	1063.237 T

$\Omega_1 = \frac{M_{pr1}}{M_u} \geq 1.5$	
Ω1	2.55
<i>Cumple</i>	

$\Omega_2 = \frac{M_{pr2}}{M_u} \geq 1.5$	
Ω1	1.96
<i>Cumple</i>	

Ω que gobierna	2.55
----------------	------

$W_v = 1.3 + \frac{\text{No. pisos}}{30}$		$n_s \geq 0.28 \cdot h$			
Wv	1.97	ns	7.84		
$\Omega_v \cdot W_v$					
5.02					
$V_{uDIS} = V_E = \Omega_v \cdot W_v \cdot V_u \leq 3 \cdot V_u$					
VE	5388.45 T				
$V_E \leq 2.65 \sqrt{f'c} bw d$					
d	0.61				
Comprob.	Cumple				
$V_E \leq \phi \cdot V_n = 0.75 \cdot A_{cv} \cdot (0.53 \cdot \sqrt{f'c} + \rho_s \cdot fy)$					
ρ_s	0.030179485				
Área estribos:					
Si:	s=	15.00 cm			
Av	29.42 cm ²				
Ascolocado	5	ϕ	28	30.79 cm ²	@ 15.00 cm
Cumple					

3.12.2.3. Diseño de losas

Se empleará el método de los coeficientes, el cual es un método simplificado a la hora de obtener las acciones a las que estará sometido el panel. Se utilizan tablas con coeficientes de distribución de carga y momento para las distintas condiciones que se pueden presentar a lo largo de los paneles de la losa de un edificio. A pesar de que la deducción de estos coeficientes se basa en métodos elásticos, también toma una redistribución inelástica al momento de aplicación de las solicitaciones.

Los momentos de diseño se determinan de la siguiente forma.

$$Ma = Ca \cdot w \cdot la^2$$

$$Mb = Cb \cdot w \cdot la^2$$

Donde, los términos se encuentran especificados en la tabla 60.

Tabla 60. Terminología diseño de losas.

Simbología	Descripción
<i>Ca y Cb</i>	Coefficientes de momento
<i>w</i>	Carga uniformemente distribuida
<i>la, lb</i>	Luz libre en las direcciones corta y larga, respectivamente.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Este método se diseña para la franja central, en la cual se asume que se obtendrá el valor máximo de momento y disminuye hacia los bordes llegando a ser de hasta 1/3 del valor inicial. Por otra parte, la magnitud de las acciones a flexión depende directamente de las condiciones de continuidad y apoyo en cada uno de sus bordes.

En caso de los paneles rectangulares muy alargados, este método no ofrece una buena estimación de distribución de cargas debido a que por su geometría la luz de la dirección larga tiende a asumir la mayor parte de los esfuerzos, es decir, casi un 100%, mientras que, el lado corto tiende a no deformarse.

Además, el método de coeficientes asume que las vigas de borde son rígidas a flexión y flexibles a torsión, cuando en realidad existe la presencia de giros y no se encuentran totalmente restringidas, por lo que, en el presente trabajo de titulación se procede a utilizar valores intermedios entre los casos más críticos, con la finalidad de simular las condiciones de apoyo reales de la losa.

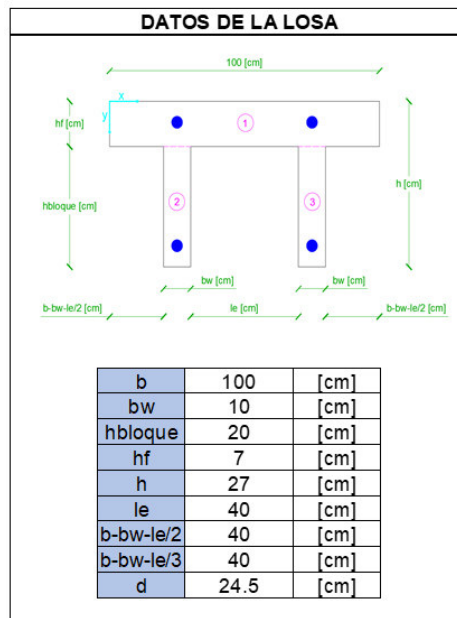
Acero de refuerzo longitudinal

Se utiliza el especificado anteriormente en el diseño de vigas. Por otro lado, para losas se establece un acero mínimo de temperatura especificado en el ACI - 318 (2019) sección 24.4.3.2, en la que se define que, para valores de $f_y \geq 420$ MPa, el acero mínimo por retracción y temperatura debe ser el mayor entre $0.0014 b d$ y $0.0018 \cdot \frac{420}{f_y} \cdot b \cdot d$.

Ejemplos de cálculo.

Modelo de hormigón convencional y acero G60

Datos de la losa



Panel a diseñar

Se muestra un ejemplo de diseño de la losa del subsuelo, en el cual cada uno de los paneles de losa se presenta el valor de m (relación lado largo y lado corto).

LUZ					
5	$m = 0.960$	$m = 0.769$	$m = 0.625$	$m = 0.769$	$m = 0.960$
7.2	$m = 0.667$	$m = 0.903$	$m = 0.900$	$m = 0.903$	$m = 0.667$
6.5	$m = 0.738$	$m = 1.000$	$m = 0.813$	$m = 1.000$	$m = 0.738$
6.5	$m = 0.738$	$m = 1.000$	$m = 0.813$		
7.2	$m = 0.667$	$m = 0.903$	$m = 0.900$		
5	$m = 0.960$	$m = 0.769$	$m = 0.625$		
LUZ	4.8	6.5	8	6.5	4.8

Coeficientes de distribución para carga y momentos

Los coeficientes de distribución de carga y momentos fueron obtenidos mediante la interpolación y promedio de dos posibles casos en cada uno de los paneles.

CARGAS				
0.4600 ↑ 0.5400	0.6638 ↑ 0.336	0.8200 ↑ 0.1800	0.6638 ↑ 0.3362	0.4600 ↑ 0.5400
0.2217 ↑ 0.7783	0.4028 ↑ 0.5972	0.8200 ↑ 0.1800	0.4028 ↑ 0.5972	0.2217 ↑ 0.7783
0.3012 ↑ 0.6988	0.5000 ↑ 0.5000	0.6975 ↑ 0.3025	0.5000 ↑ 0.5000	0.3012 ↑ 0.6988
0.3012 ↑ 0.6988	0.5000 ↑ 0.5000	0.6975 ↑ 0.3025		
0.3012 ↑ 0.6988	0.4028 ↑ 0.5972	0.6000 ↑ 0.4000		
0.4600 ↑ 0.5400	0.6638 ↑ 0.3362	0.8200 ↑ 0.1800		

MOMENTO POSITIVO CM				
0.0189 ↑ 0.0245	0.031 ↑ 0.012	0.0395 ↑ 0.0065	0.0308 ↑ 0.0118	0.0189 ↑ 0.0245
0.0080 ↑ 0.0370	0.0141 ↑ 0.0219	0.0220 ↑ 0.0065	0.0141 ↑ 0.0219	0.0080 ↑ 0.0370
0.0105 ↑ 0.0327	0.0180 ↑ 0.0180	0.0255 ↑ 0.0113	0.0180 ↑ 0.0180	0.0105 ↑ 0.0327
0.0105 ↑ 0.0327	0.0180 ↑ 0.0180	0.0255 ↑ 0.0113		
0.0080 ↑ 0.0327	0.0141 ↑ 0.0219	0.0220 ↑ 0.0140		
0.0189 ↑ 0.0245	0.0308 ↑ 0.0118	0.0395 ↑ 0.0065		

MOMENTO POSITIVO CV				

MOMENTO NEGATIVO				

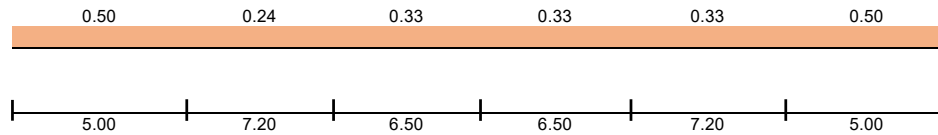
FRANJA 1

Distribución de cargas

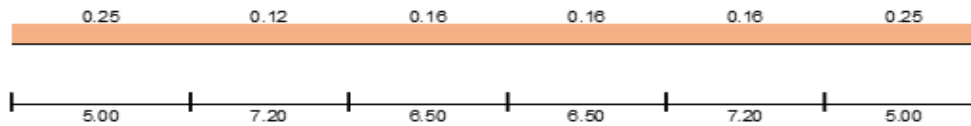
$$Carga = Wu \cdot Coef \text{ de carga}$$

$$Carga_{nervio} = Wu \cdot \frac{Coef\ de\ carga}{2}$$

Cargas
Franja de Diseño 1



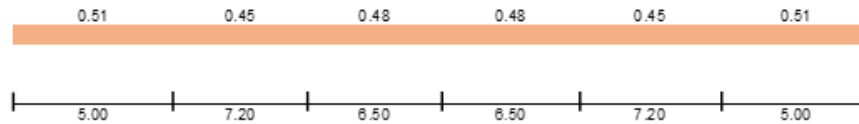
Carga por nervio
Franja de Diseño 1



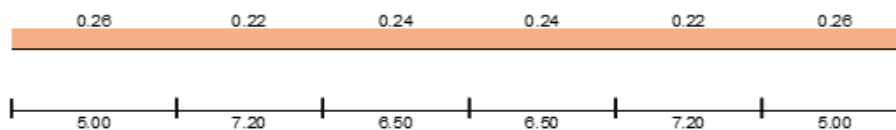
Distribución de momentos positivos por carga viva y carga muerta

$$Momento = Wu \cdot L^2 \cdot Coef\ de\ momento$$

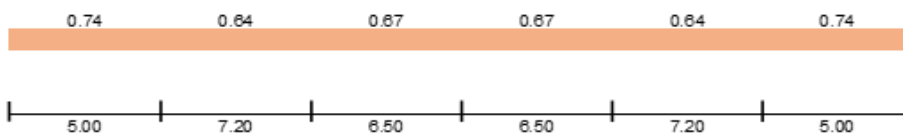
Momento positivo CM
Franja de Diseño 1



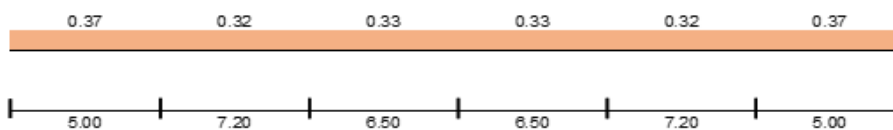
Momento positivo por nervio CM
Franja de Diseño 1



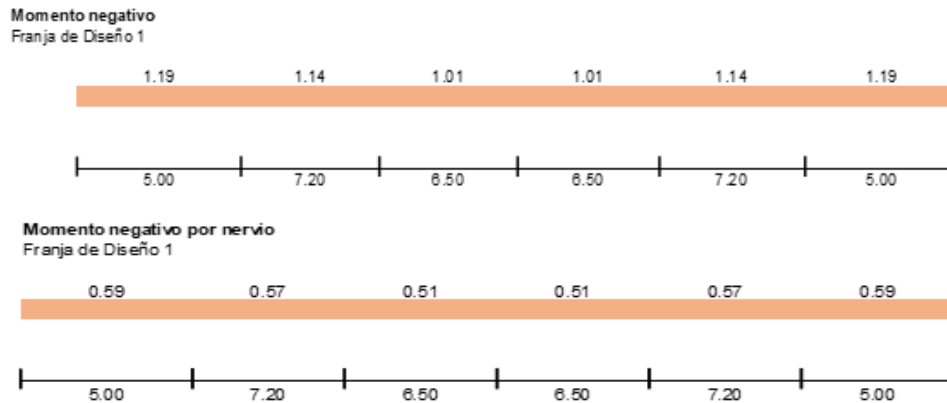
Momento positivo CV
Franja de Diseño 1



Momento positivo por nervio CV
Franja de Diseño 1



Distribución de momentos negativos

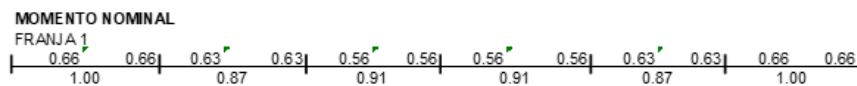


Momento nominal

El momento nominal se determina de la siguiente forma.

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

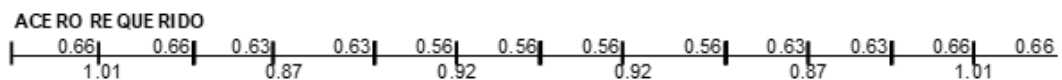
$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$



Acero requerido

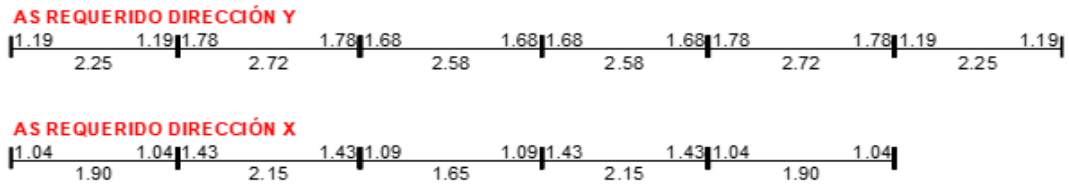
El acero se determina mediante el momento nominal como se indica a continuación.

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1.7 \cdot f'_c \cdot b} \right)$$

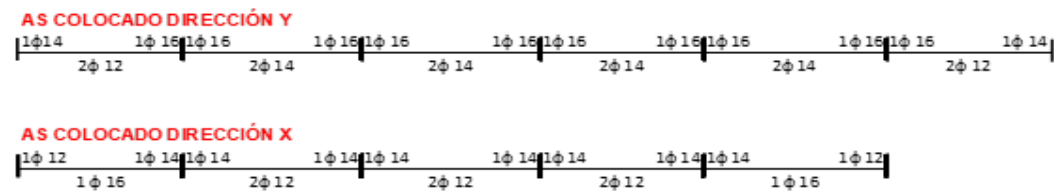


Se diseñan las demás franjas de la misma manera y se elige los valores más críticos para realizar el diseño.

Valores de acero requerido para el diseño en las dos direcciones



Acero colocado en las dos direcciones



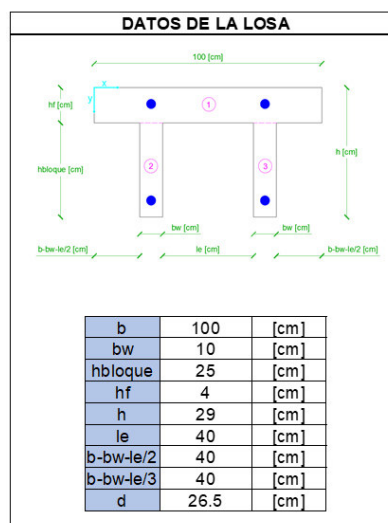
Malla electrosoldada colocada

As temp.	1.260	[cm ²]
φ M.E.S	4.00	[mm]
Espaciam.	10.00	[cm]
As	1.260	[cm ²]
OK		

Se usa: φ 4.00 mm @ 10 cm

Modelo de hormigón convencional y acero G80

Datos de la losa



Panel a diseñar

LUZ					
5	m= 0.960	m= 0.769	m= 0.625	m= 0.769	m= 0.960
7.2	m= 0.667	m= 0.903	m= 0.900	m= 0.903	m= 0.667
6.5	m= 0.738	m= 1.000	m= 0.813	m= 1.000	m= 0.738
6.5	m= 0.738	m= 1.000	m= 0.813		
7.2	m= 0.667	m= 0.903	m= 0.900		
5	m= 0.960	m= 0.769	m= 0.625		
LUZ	4.8	6.5	8	6.5	4.8

Coefficientes de distribución para carga y momentos

CARGAS				
0.4600 0.5400	0.6638 0.336	0.8200 0.1800	0.6638 0.3362	0.4600 0.5400
0.2217 0.7783	0.4028 0.5972	0.8200 0.1800	0.4028 0.5972	0.2217 0.7783
0.3012 0.6988	0.5000 0.5000	0.6975 0.3025	0.5000 0.5000	0.3012 0.6988
0.3012 0.6988	0.5000 0.5000	0.6975 0.3025		
0.3012 0.6988	0.4028 0.5972	0.6000 0.4000		
0.4600 0.5400	0.6638 0.3362	0.8200 0.1800		

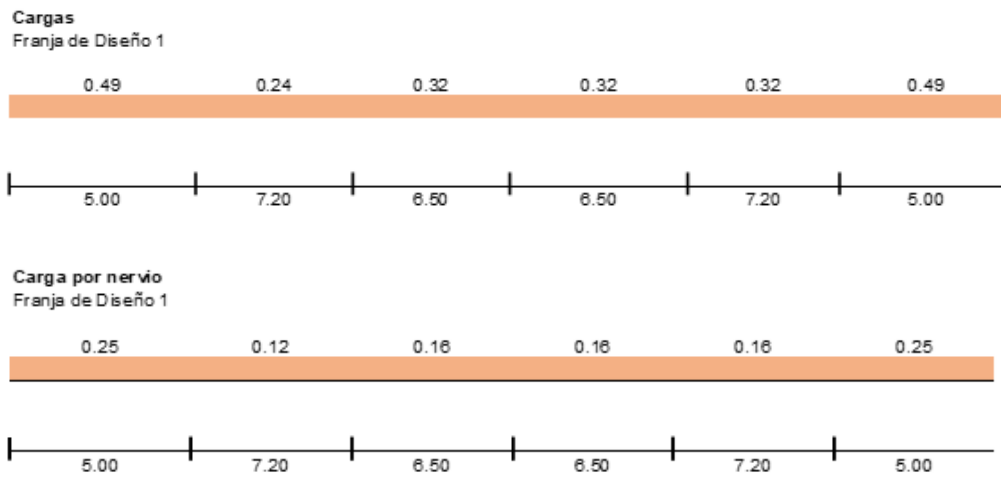
MOMENTO POSITIVO CM				

MOMENTO POSITIVO CV				

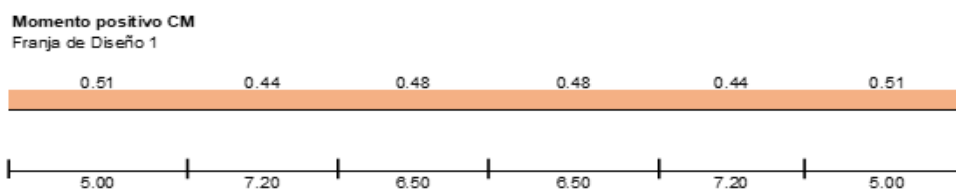
MOMENTO NEGATIVO				
0.0439 0.0430	0.063 0.031	0.0780 0.0165	0.0631 0.0309	0.0439 0.0430
0.0203 0.0740	0.0372 0.0547	0.0550 0.0165	0.0372 0.0547	0.0203 0.0740
0.0221 0.0720	0.0450 0.0450	0.0638 0.0280	0.0450 0.0450	0.0221 0.0720
0.0221 0.0720	0.0450 0.0450	0.0638 0.0280		
0.0203 0.0720	0.0372 0.0547	0.0550 0.0370		
0.0439 0.0430	0.0631 0.0309	0.0780 0.0165		

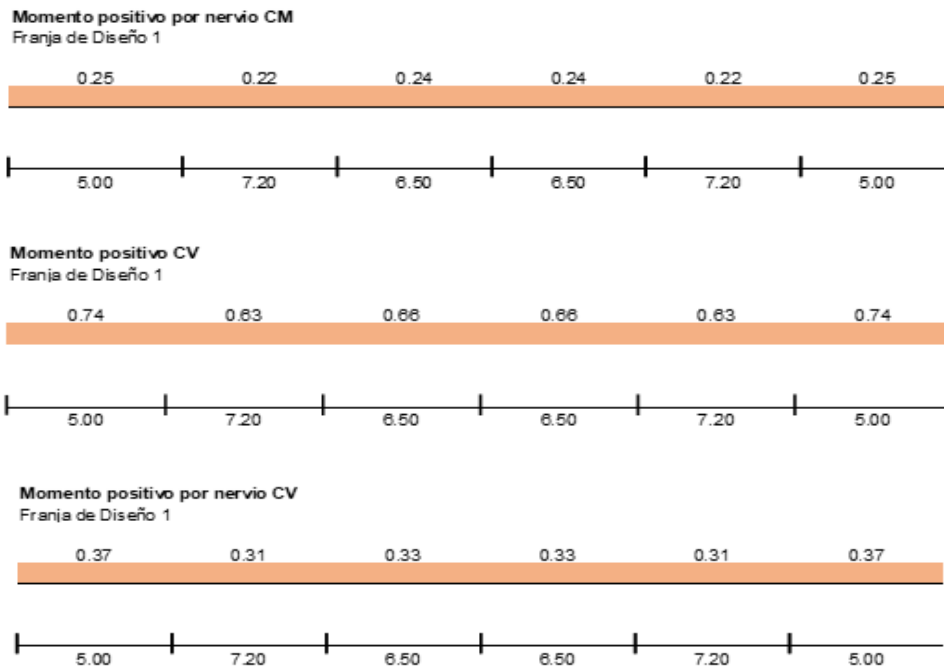
FRANJA 1

Distribución de cargas

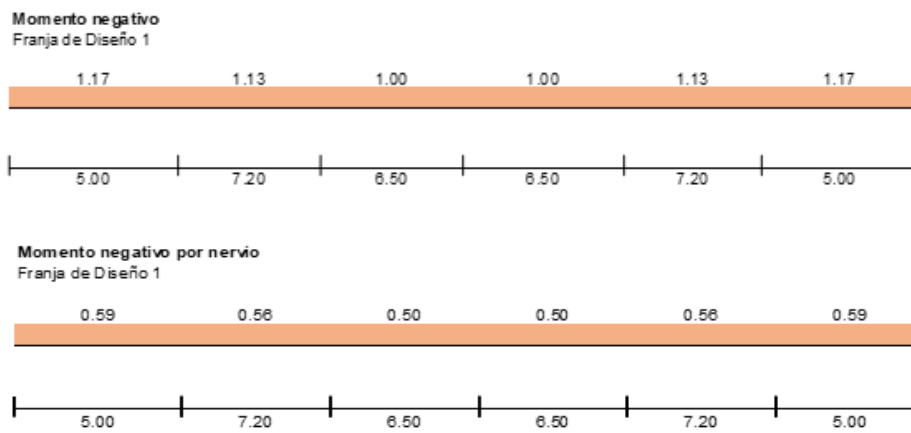


Distribución de momentos positivos por carga viva y carga muerta

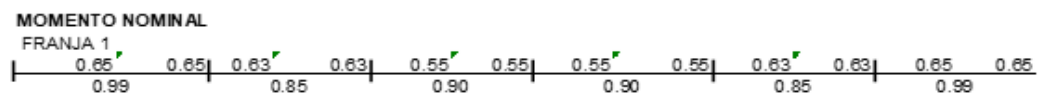




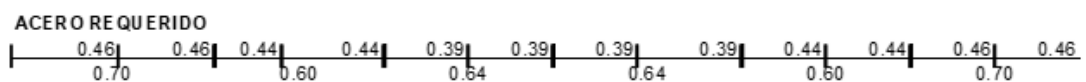
Distribución de momentos negativos



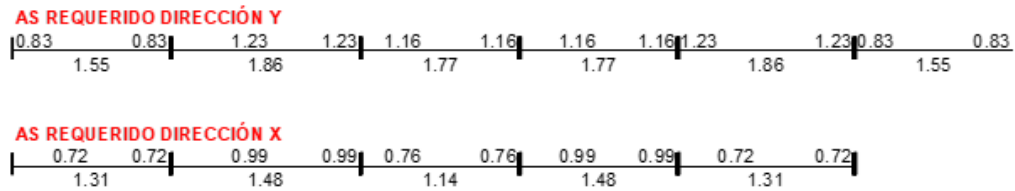
Momento nominal



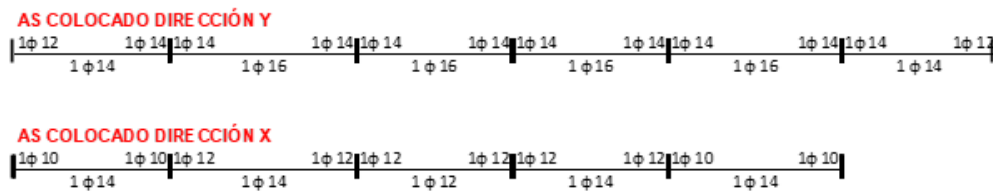
Acero requerido



Valores de acero requerido para el diseño en las dos direcciones



Acero colocado en las dos direcciones



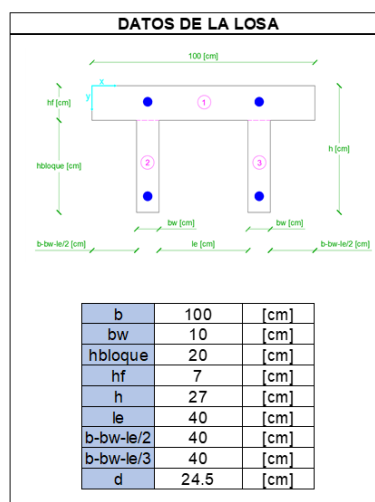
Malla electrosoldada colocada

As temp.	0.720	[cm ²]
φ M.E.S	4.00	[mm]
Espaciam.	10.00	[cm]
As	1.260	[cm ²]
Ok		

Se usa: φ 4.00 mm @ 10 cm

Modelo de hormigón liviano y acero G60

Datos de la losa





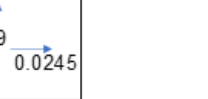
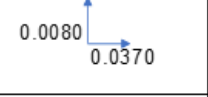
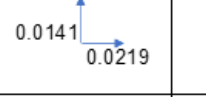
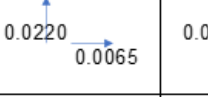
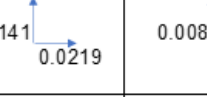
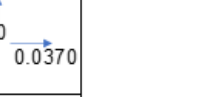

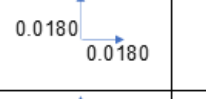
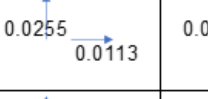
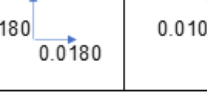
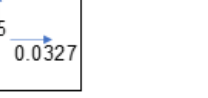

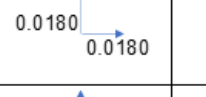



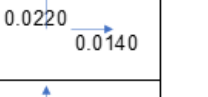


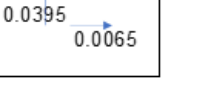










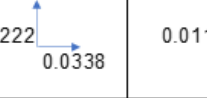
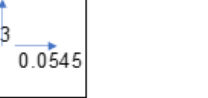

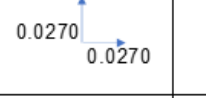

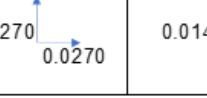
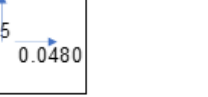

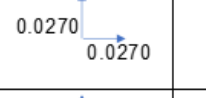
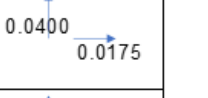


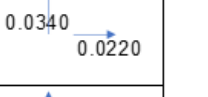

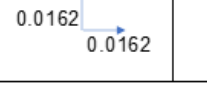
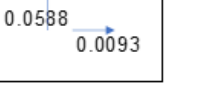
Panel a diseñar

LUZ					
5	m= 0.960	m= 0.769	m= 0.625	m= 0.769	m= 0.960
7.2	m= 0.667	m= 0.903	m= 0.900	m= 0.903	m= 0.667
6.5	m= 0.738	m= 1.000	m= 0.813	m= 1.000	m= 0.738
6.5	m= 0.738	m= 1.000	m= 0.813		
7.2	m= 0.667	m= 0.903	m= 0.900		
5	m= 0.960	m= 0.769	m= 0.625		
LUZ	4.8	6.5	8	6.5	4.8

Coefficientes de distribución para carga y momentos

CARGAS				
0.4600 ↑ 0.5400 →	0.6638 ↑ 0.336 →	0.8200 ↑ 0.1800 →	0.6638 ↑ 0.3362 →	0.4600 ↑ 0.5400 →
0.2217 ↑ 0.7783 →	0.4028 ↑ 0.5972 →	0.8200 ↑ 0.1800 →	0.4028 ↑ 0.5972 →	0.2217 ↑ 0.7783 →
0.3012 ↑ 0.6988 →	0.5000 ↑ 0.5000 →	0.6975 ↑ 0.3025 →	0.5000 ↑ 0.5000 →	0.3012 ↑ 0.6988 →
0.3012 ↑ 0.6988 →	0.5000 ↑ 0.5000 →	0.6975 ↑ 0.3025 →		
0.3012 ↑ 0.6988 →	0.4028 ↑ 0.5972 →	0.6000 ↑ 0.4000 →		
0.4600 ↑ 0.5400 →	0.6638 ↑ 0.3362 →	0.8200 ↑ 0.1800 →		

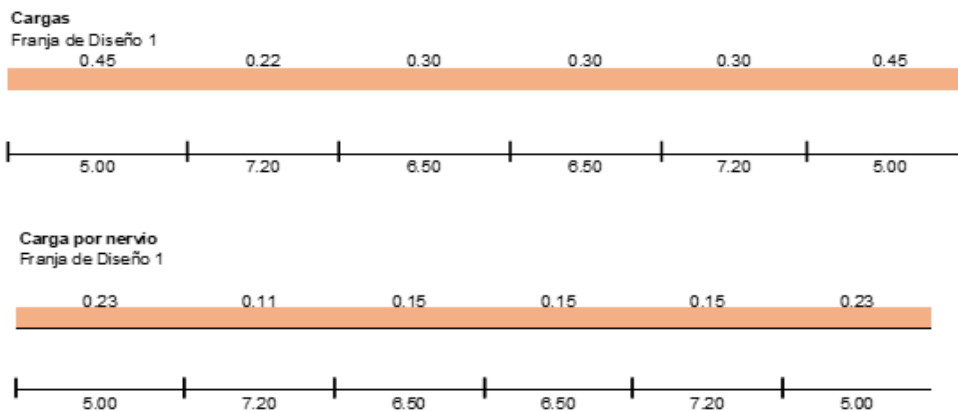
MOMENTO POSITIVO CM				
				
				
				
				
				
				

MOMENTO POSITIVO CV				
				
				
				
				
				
				

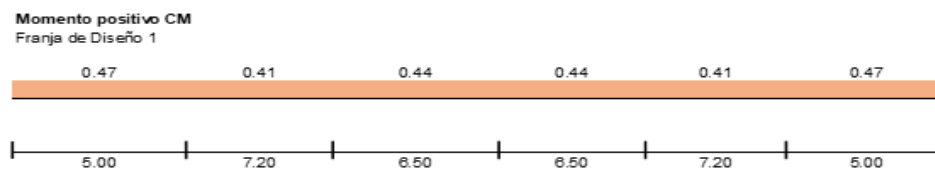
MOMENTO NEGATIVO					
0.0439 0.0430	0.063 0.031	0.0780 0.0165	0.0631 0.0309	0.0439 0.0430	
0.0203 0.0740	0.0372 0.0547	0.0550 0.0165	0.0372 0.0547	0.0203 0.0740	
0.0221 0.0720	0.0450 0.0450	0.0638 0.0280	0.0450 0.0450	0.0221 0.0720	
0.0221 0.0720	0.0450 0.0450	0.0638 0.0280			
0.0203 0.0720	0.0372 0.0547	0.0550 0.0370			
0.0439 0.0430	0.0631 0.0309	0.0780 0.0165			

FRANJA 1

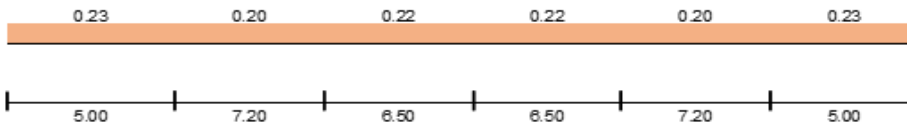
Distribución de cargas



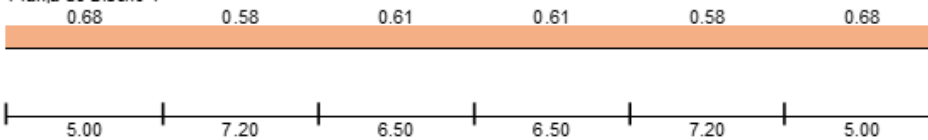
Distribución de momentos positivos por carga viva y carga muerta



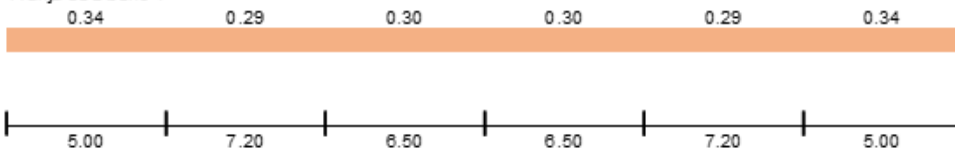
Momento positivo por nervio CM
Franja de Diseño 1



Momento positivo CV
Franja de Diseño 1

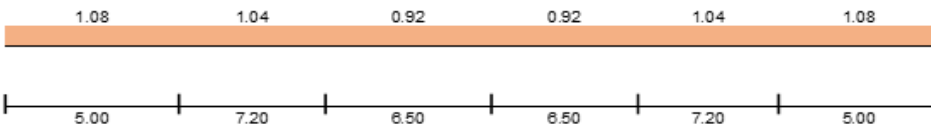


Momento positivo por nervio CV
Franja de Diseño 1

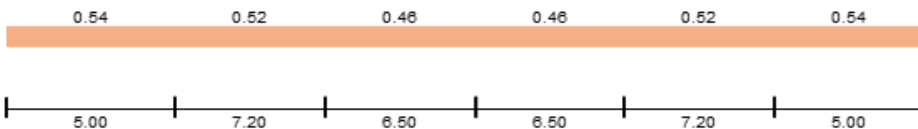


Distribución de momentos negativos

Momento negativo
Franja de Diseño 1

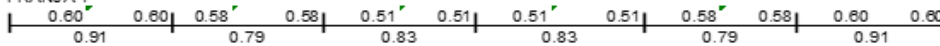


Momento negativo por nervio
Franja de Diseño 1



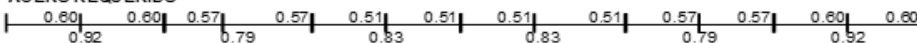
Momento nominal

MOMENTO NOMINAL
FRANJA 1

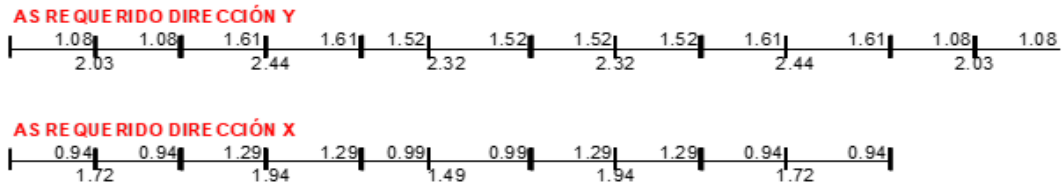


Acero requerido

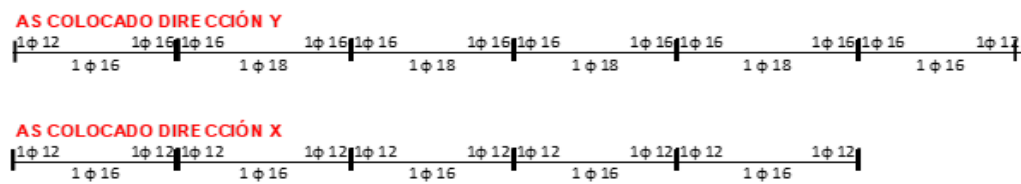
ACERO REQUERIDO



Valores de acero requerido para el diseño en las dos direcciones



Acero colocado en las dos direcciones



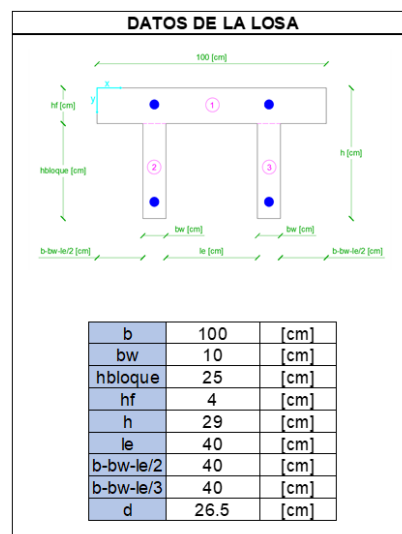
Malla electrosoldada colocada

As temp.	1.260	[cm ²]
φ M.E.S	4.00	[mm]
Espaciam.	10.00	[cm]
As	1.260	[cm ²]
Ok		

Se usa: φ 4.00 mm @ 10 cm

Modelo de hormigón liviano y acero G80

Datos de la losa

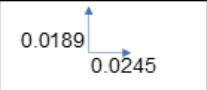



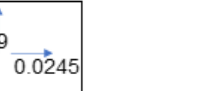

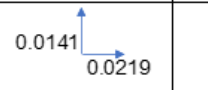
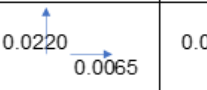
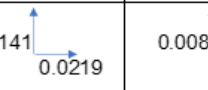
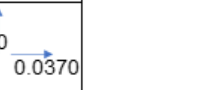

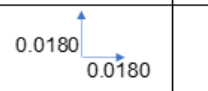

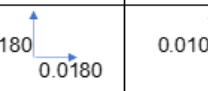
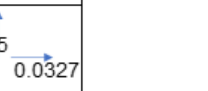

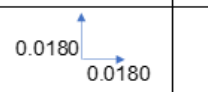

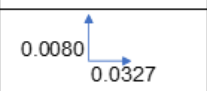
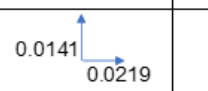
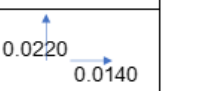

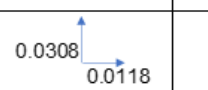




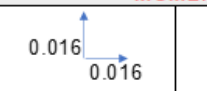

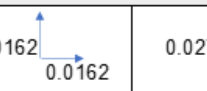
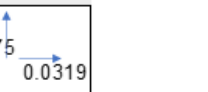


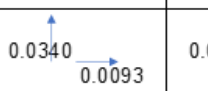
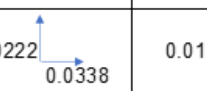
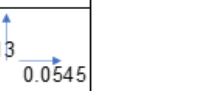
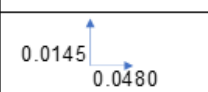
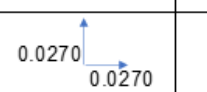

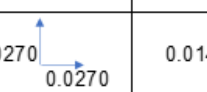
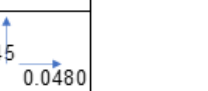

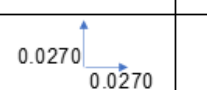


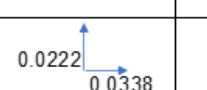
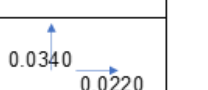



Panel a diseñar

LUZ					
5	m= 0.960	m= 0.769	m= 0.625	m= 0.769	m= 0.960
7.2	m= 0.667	m= 0.903	m= 0.900	m= 0.903	m= 0.667
6.5	m= 0.738	m= 1.000	m= 0.813	m= 1.000	m= 0.738
6.5	m= 0.738	m= 1.000	m= 0.813		
7.2	m= 0.667	m= 0.903	m= 0.900		
5	m= 0.960	m= 0.769	m= 0.625		
LUZ	4.8	6.5	8	6.5	4.8

Coefficientes de distribución para carga y momentos

CARGAS				
0.4600 ↑ 0.5400 →	0.6638 ↑ 0.336 →	0.8200 ↑ 0.1800 →	0.6638 ↑ 0.3362 →	0.4600 ↑ 0.5400 →
0.2217 ↑ 0.7783 →	0.4028 ↑ 0.5972 →	0.8200 ↑ 0.1800 →	0.4028 ↑ 0.5972 →	0.2217 ↑ 0.7783 →
0.3012 ↑ 0.6988 →	0.5000 ↑ 0.5000 →	0.6975 ↑ 0.3025 →	0.5000 ↑ 0.5000 →	0.3012 ↑ 0.6988 →
0.3012 ↑ 0.6988 →	0.5000 ↑ 0.5000 →	0.6975 ↑ 0.3025 →		
0.3012 ↑ 0.6988 →	0.4028 ↑ 0.5972 →	0.6000 ↑ 0.4000 →		
0.4600 ↑ 0.5400 →	0.6638 ↑ 0.3362 →	0.8200 ↑ 0.1800 →		

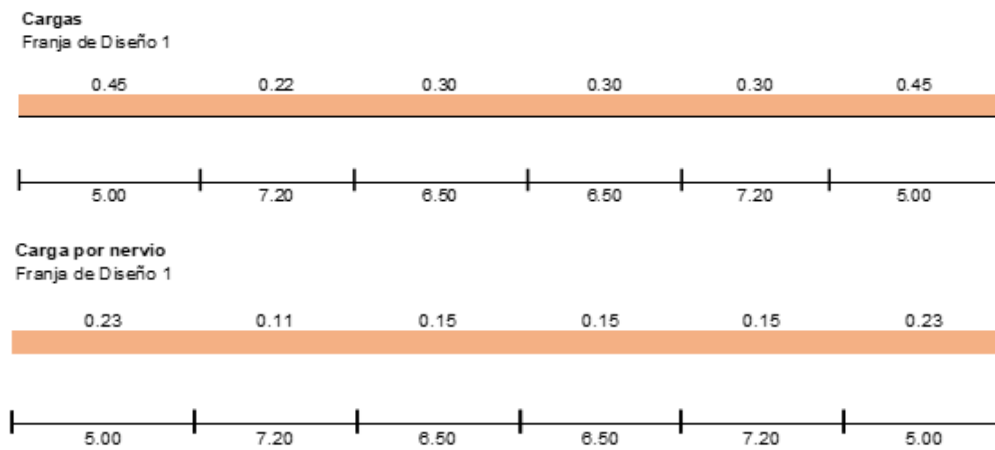
MOMENTO POSITIVO CM				
				
				
				
				
				
				

MOMENTO POSITIVO CV				
				
				
				
				
				
				

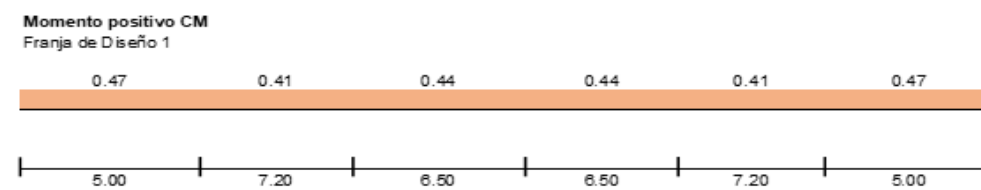
MOMENTO NEGATIVO				
0.0439 ↑ 0.0430	0.063 ↑ 0.031	0.0780 ↑ 0.0165	0.0631 ↑ 0.0309	0.0439 ↑ 0.0430
0.0203 ↑ 0.0740	0.0372 ↑ 0.0547	0.0550 ↑ 0.0165	0.0372 ↑ 0.0547	0.0203 ↑ 0.0740
0.0221 ↑ 0.0720	0.0450 ↑ 0.0450	0.0638 ↑ 0.0280	0.0450 ↑ 0.0450	0.0221 ↑ 0.0720
0.0221 ↑ 0.0720	0.0450 ↑ 0.0450	0.0638 ↑ 0.0280		
0.0203 ↑ 0.0720	0.0372 ↑ 0.0547	0.0550 ↑ 0.0370		
0.0439 ↑ 0.0430	0.0631 ↑ 0.0309	0.0780 ↑ 0.0165		

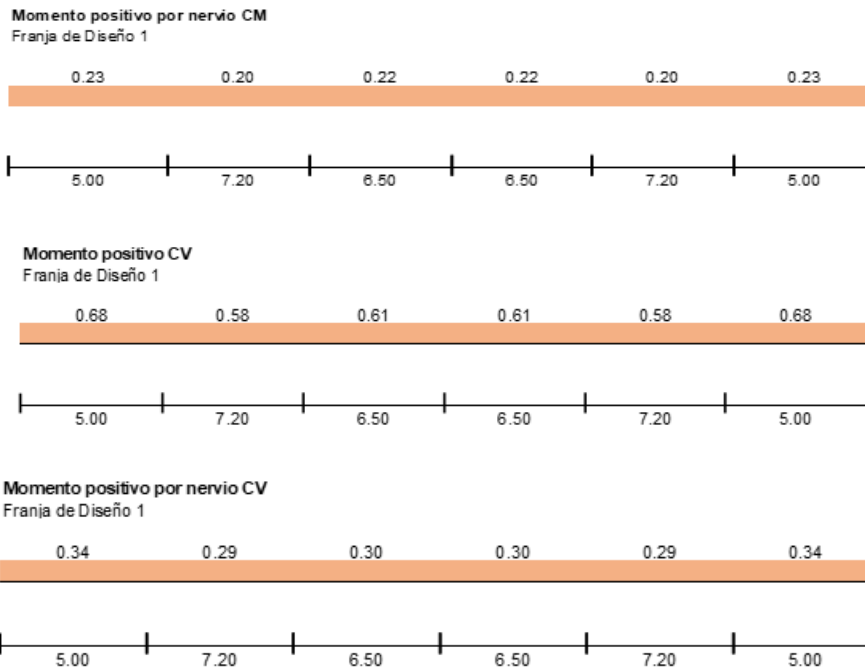
FRANJA 1

Distribución de cargas

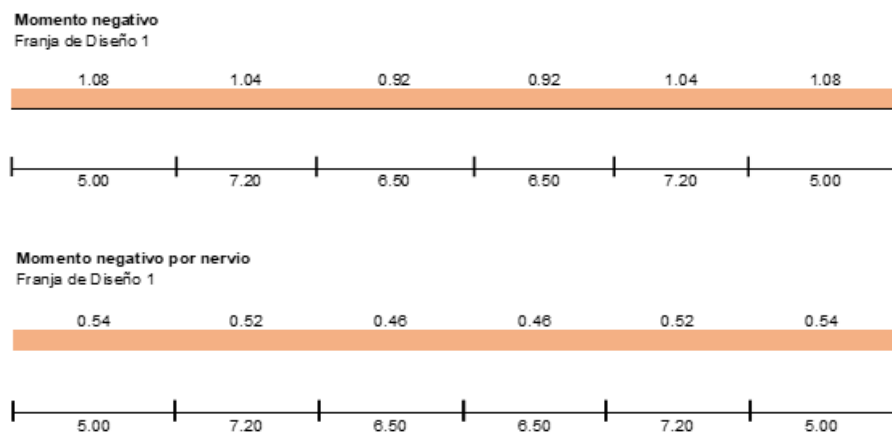


Distribución de momentos positivos por carga viva y carga muerta

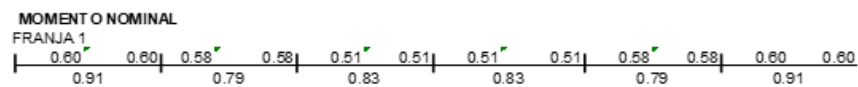




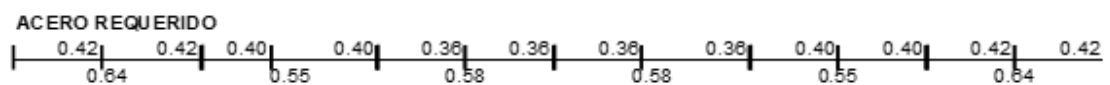
Distribución de momentos negativos



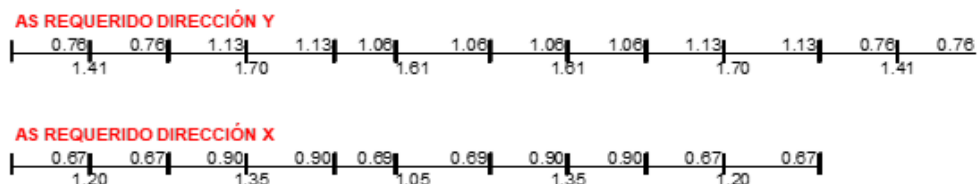
Momento nominal



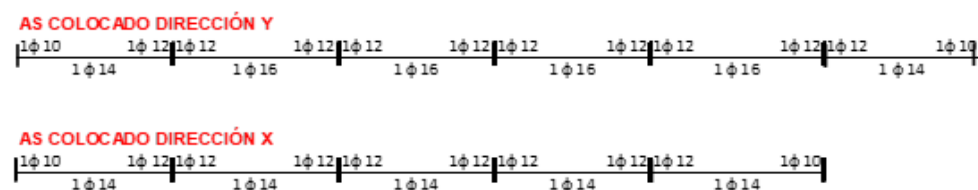
Acero requerido



Valores de acero requerido para el diseño en las dos direcciones



Acero colocado en las dos direcciones



Malla electrosoldada colocada

As temp.	0.720	[cm ²]
----------	-------	--------------------

φ M.E.S	3.50	[mm]
Espaciam.	10.00	[cm]
As	0.970	[cm ²]
Ok		

Se usa: φ 3.50 mm @ 10 cm

Se diseñan las demás franjas de la misma manera y se elige los valores más críticos para realizar el diseño.

3.12.2.4. Conexión viga columna

La relevancia de diseñar conexiones viga – columna, se debe principalmente a que mediante esta es posible garantizar el cumplimiento de la filosofía sismorresistente, columna fuerte y viga débil. El ACI 352RS – 02 (2010), clasifica las conexiones viga columna en Tipo 1 y Tipo 2, tomando en consideración el tipo de esfuerzos al que se encontrará sometida la conexión. El presente trabajo de titulación utilizará las conexiones Tipo 2 al estar sometidas a fuerzas laterales sísmicas.

Deterioro de Adherencia

Un correcto control de adherencia permite asegurar un comportamiento estable con rigidez estable, por lo tanto, el ACI 352RS – 02 (2010) establece la siguiente condición.

$$hc \geq 20 \cdot \phi_{viga}$$

$$hv \geq 20 \cdot \phi_{columna}$$

Donde, los términos se especifican en la tabla 61.

Tabla 61. Terminología deterioro de adherencia.

Simbología	Descripción
hc	Altura de la columna en la dirección en la que se considera el cortante.
ϕ_{viga}	Diámetro de la menor varilla longitudinal de la viga.
$\phi_{columna}$	Diámetro de la menor varilla longitudinal de la columna.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Resistencia al corte

Para conexiones Tipo 2 el ACI 352RS – 02 (2010) establece que se debe determinar una fuerza cortante en ambas direcciones y se debe cumplir con:

$$\phi \cdot Vn \geq Vu$$

$$Vn = \gamma \cdot \sqrt{f'c} \cdot bj \cdot hc$$

Donde.

- ✓ Vn = cortante nominal [T].
- ✓ Vu = cortante último [T].
- ✓ ϕ = Factor de reducción de resistencia, toma un valor de 0.85 de acuerdo con el ACI 352RS – 02 (2010) sección 4.3.1.
- ✓ γ = constante que se determina de acuerdo con el tipo de conexión como se indica en la tabla 62.

- ✓ hc = altura de la columna en la dirección en la que se considera el cortante.
- ✓ bj = ancho efectivo del nudo y no debe exceder con:

$$bb + \frac{bb + bc}{2} + \sum \frac{m \cdot hc}{2}$$

$$bc$$

El término bb corresponde al ancho de la viga longitudinal. Cuando la excentricidad entre la viga y la columna excede $\frac{bc}{8}$ se debe utilizar un valor de $m = 0.3$ y para casos diferentes $m = 0.5$. Además, si existe una sola viga en la dirección de la carga bb debe ser tomado como el ancho de dicha viga. Por otro lado, si se unen dos vigas de diferente ancho en la columna en una misma dirección bb debe ser tomado como el promedio de los anchos de dichas vigas (ACI Committee 352, 2010).

Tabla 62. Valores de γ para conexiones viga – columna.

Clasificación	Tipo de conexión	
	1	2
A. Nudos con columna continua		
A.1 Nudos confinados efectivamente en todas las cuatro caras verticales.	24	20
A.2 Nudos confinados efectivamente en tres caras verticales o en dos caras verticales opuestas.	20	15
A.3 Otros casos	15	12
B. Nudos con columna discontinua		
B.1 Nudos confinados efectivamente en todas las cuatro caras verticales	20	15
B.2 Nudos confinados efectivamente en tres caras verticales o en dos caras verticales opuestas.	15	12
B.3 Otros casos	12	8

Fuente. (ACI Committee 352, 2010).

El procedimiento para obtener V_u consiste en realizar un análisis de fuerzas en cada una de las direcciones tanto para vigas como columnas que llegan a un mismo nudo.

Confinamiento

Un elemento se encuentra correctamente confinado si al menos $\frac{3}{4}$ partes de la cara del nudo están cubiertas por el elemento que llega al nudo. Por otro lado, la

cantidad de refuerzo por confinamiento se determina conforme lo establecido en el ACI 352RS – 02 (2010) sección 4.2.2.2. como el mayor valor entre:

$$0.3 \cdot \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \cdot \frac{f'_c}{f_{yt}} \cdot s \cdot h''$$

$$0.09 \cdot \frac{s \cdot h'' \cdot f'_c}{f_y}$$

Donde:

- ✓ h'' = longitud de lecho confinado [cm].
- ✓ s = espaciamiento de estribos [cm].
- ✓ A_g = área bruta de la sección [cm²].
- ✓ A_{ch} = área de confinamiento de la sección [cm²].

Anclaje

La revisión de anclaje se la realiza únicamente para nudos exteriores y esquineros, de acuerdo con el ACI 352RS – 02 (2010) sección 4.5.2, la longitud de desarrollo para para garantizar un correcto anclaje se lo determina a continuación.

$$l_{dh} = \frac{f_y \cdot \phi_{varilla}}{17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c}}$$

Donde.

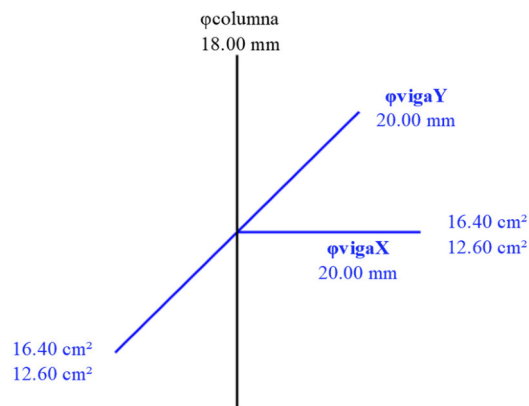
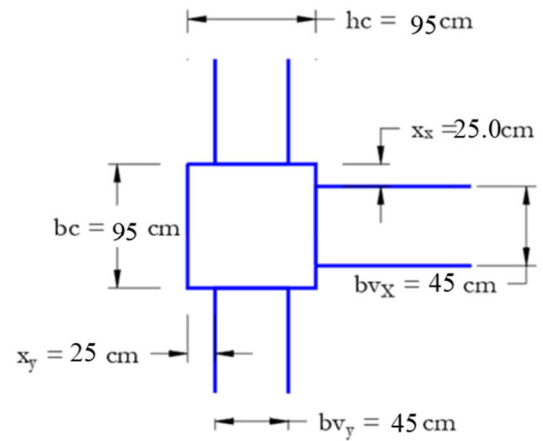
- ✓ λ = factor que depende del tipo de hormigón.

Ejemplos de Cálculo.

Modelo de hormigón convencional y acero G60

Conexión del piso 3 de la columna D2.

DATOS			
hc	95.00 cm	ϕ vigaX	20.00 mm
bc	95.00 cm	ϕ vigaY	20.00 mm
hvX	60.00 cm	ϕ columna	18.00 mm
bvX	45.00 cm	f'c	280.00 kg/cm ²
dX	54.00 cm	fy	4200.00 kg/cm ²
xX	25.00 cm	As losa	8.00 cm ²
hvY	60.00 cm	As1X	16.40 cm ²
bvY	45.00 cm	As2X	12.60 cm ²
dY	54.00 cm	As1Y	16.40 cm ²
xY	25.00 cm	As2Y	12.60 cm ²
Hcol	3.00 m	Pu	500
rec	3.00 cm	nl	36



Deterioro de adherencia

Se verifica que las medidas de la columna sean mayores o iguales a 20 veces el diámetro de la varilla longitudinal más pequeña de la viga.

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
$hc \geq 20 \phi$ viga		$hc \geq 20 \phi$ viga	
hc	95.00 cm	hc	95.00 cm
20 ϕ viga	40.00 cm	20 ϕ viga	40.00 cm
<i>Cumple</i>		<i>Cumple</i>	

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
$hv \geq 20 \phi$ columna		$hv \geq 20 \phi$ columna	
hv	60.00 cm	hv	60.00 cm
20 ϕ columna	36.00 cm	20 ϕ columna	36.00 cm
<i>Cumple</i>		<i>Cumple</i>	

Resistencia al corte

α	1.25
----------	------

DIRECCIÓN X	
$M_1 = A_{s1} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s1} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'c * b} \right)$	
M1	43.03 T.m
$M_2 = A_{s2} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s2} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'c * b} \right)$	
M2	33.68 T.m

DIRECCIÓN Y	
$M_1 = A_{s1} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s1} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'c * b} \right)$	
M1	43.03 T.m
$M_2 = A_{s2} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s2} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'c * b} \right)$	
M2	33.68 T.m

$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H_{col}}$	
Vcol	25.57 T

$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H_{col}}$	
Vcol	25.57 T

$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y$	
T1	86.10 T

$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y$	
T1	86.10 T

$C_2 = A_{s2} * \alpha * f_y$	
C2	66.15 T

$C_2 = A_{s2} * \alpha * f_y$	
C2	66.15 T

$V_j = T_1 - V_{col}$	
Vj	60.53 T

$V_j = T_1 + C_2 - V_{col}$	
Vj	126.68 T

$b_j \leq \left\{ \begin{array}{l} bv+h \\ bv+2*x \end{array} \right\}$	
bv+h	140.00 cm
bv+2*x	95.00 cm
bj	95.00 cm

$b_j \leq \left\{ \begin{array}{l} bv+h \\ bv+2*x \end{array} \right\}$	
bv+h	140.00 cm
bv+2*x	95.00 cm
bj	95.00 cm

$A_j = b_j * h_c$	
Aj	9025.00 cm ²

$A_j = b_j * h_c$	
Aj	9025.00 cm ²

Columna	γ	Condición	
Interior	5.3	4 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	4		$bv < 0.75 * bc$
Exterior	4	3 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	3.2		$bv < 0.75 * bc$
Esquinera	3.2		

Columna	γ	Condición	
Interior	5.3	4 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	4		$bv < 0.75 * bc$
Exterior	4	3 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	3.2		$bv < 0.75 * bc$
Esquinera	3.2		

Tipo Columna	Exterior
bv	45.00 cm
0.75*bc	71.25 cm
γ	3.2

Tipo Columna	Exterior
bv	45.00 cm
0.75*bc	71.25 cm
γ	3.2

$\phi V_n = \gamma * \sqrt{f'c} * A_j * \phi$	
ϕ	0.85
ϕV_n	410.77 T

$\phi V_n = \gamma * \sqrt{f'c} * A_j * \phi$	
ϕ	0.85
ϕV_n	410.77 T

$V_j \leq \phi V_n$	
Vj	60.53 T
ϕV_n	410.77 T
Cumple	

$V_j \leq \phi V_n$	
Vj	126.68 T
ϕV_n	410.77 T
Cumple	

Confinamiento

Se estima la cantidad de acero requerida en el nudo de refuerzo transversal, con el fin de garantizar confinamiento.

- Un nudo esta totalmente confinado si los elementos que llegan al nudo llegan a todas las caras.
- Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal.

s	11.25 cm
h''	89.00 cm
f _c	280.00 kg/cm ²
f _y	4200.00 kg/cm ²
A _g	9025.00 cm ²
A _c	7921.00 cm ²

$0.3 * A_g * f_c$	758.10 T
-------------------	----------

$Ash_1 = 0.3 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$	
Ash1	2.79 cm ²

$Ash_2 = 0.09 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y}$	
Ash2	6.01 cm ²

$Ash_3 = 0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u * s * h''}{f_y * A_c}$	
P_u	500.00 T
k_f	1
k_n	1.06
Ash3	3.19 cm ²

$P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c \rightarrow Ash = \max(Ash_1, Ash_2)$	
$P_u > 0.3 * A_g * f'_c \rightarrow Ash = \max(Ash_1, Ash_2, Ash_3)$	
Ash	6.01 cm ²

$\#Ramales = \frac{Asreq}{Aestribo}$	
φ Estribo	12.00 mm
Área Estribo	1.13 cm ²
#Ramales	6

Refuerzo:	Ø 12	@ 11.00 cm
------------------	------	------------

- Todos los elementos que convergen en el nodo deben confinarse en una longitud L_o.

$l_o \geq (bc, hc, \frac{L}{6}, 45cm)$	
bc	95.00 cm
hc	95.00 cm
L/6	50.00 cm
l_o	95.00 cm

Anclaje

Se verifica que las secciones de los elementos sean adecuadas para garantizar una longitud de anclaje mínima.

• Esta revisión aplica en nudos exteriores y esquineros.

Longitud requerida de anclaje (Ldh)

λ	1
-----------	---

$l_{dh} = \frac{f_y * \phi_{varilla}}{17 * \lambda * \sqrt{f'_c}}$	
ldh	29.53 cm

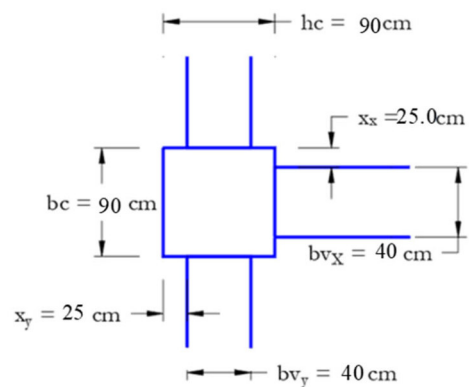
ldh disp	89.00 cm
----------	----------

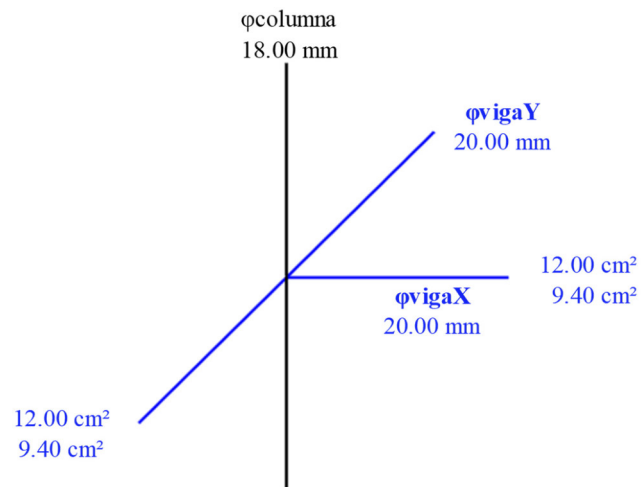
$l_{dh} < l_{dh\ disp}$	
Cumple	

Modelo de hormigón convencional y acero G80

Conexión del piso 3 de la columna D2.

DATOS			
hc	90.00 cm	ϕ_{vigaX}	20.00 mm
bc	90.00 cm	ϕ_{vigaY}	20.00 mm
lvX	60.00 cm	$\phi_{columna}$	18.00 mm
bvX	40.00 cm	f_c	280.00 kg/cm ²
dX	54.00 cm	f_y	5500.00 kg/cm ²
xX	25.00 cm	As losa	8.00 cm ²
lvY	60.00 cm	As1X	12.00 cm ²
bvY	40.00 cm	As2X	9.40 cm ²
dY	54.00 cm	As1Y	12.00 cm ²
xY	25.00 cm	As2Y	9.40 cm ²
Hcol	3.00 m	Pu	473
rec	3.00 cm	nl	34





Deterioro de adherencia

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
$hc \geq 20 \phi \text{ viga}$		$hc \geq 20 \phi \text{ viga}$	
hc	90.00 cm	hc	90.00 cm
20 ϕ viga	40.00 cm	20 ϕ viga	40.00 cm
<i>Cumple</i>		<i>Cumple</i>	

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
$h_v \geq 20 \phi \text{ columna}$		$h_v \geq 20 \phi \text{ columna}$	
h _v	60.00 cm	h _v	60.00 cm
20 ϕ columna	36.00 cm	20 ϕ columna	36.00 cm
<i>Cumple</i>		<i>Cumple</i>	

Resistencia al corte

α	1.25
----------	------

DIRECCIÓN X	
$M_1 = A_{s1} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s1} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$	
M1	40.98 T.m
$M_2 = A_{s2} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s2} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$	
M2	32.70 T.m

DIRECCIÓN Y	
$M_1 = A_{s1} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s1} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$	
M1	40.98 T.m
$M_2 = A_{s2} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s2} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$	
M2	32.70 T.m

$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$	
Vcol	24.56 T

$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y$	
T1	82.50 T

$C_2 = A_{s2} * \alpha * f_y$	
C2	64.63 T

$V_j = T_1 - V_{col}$	
Vj	57.94 T

$b_j \leq \left\{ \begin{array}{l} bv + h \\ bv + 2 * x \end{array} \right\}$	
bv+h	130.00 cm
bv+2*x	90.00 cm
bj	90.00 cm

$A_j = b_j * h_c$	
Aj	8100.00 cm ²

$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$	
Vcol	24.56 T

$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y$	
T1	82.50 T

$C_2 = A_{s2} * \alpha * f_y$	
C2	64.63 T

$V_j = T_1 + C_2 - V_{col}$	
Vj	122.57 T

$b_j \leq \left\{ \begin{array}{l} bv + h \\ bv + 2 * x \end{array} \right\}$	
bv+h	130.00 cm
bv+2*x	90.00 cm
bj	90.00 cm

$A_j = b_j * h_c$	
Aj	8100.00 cm ²

Columna	γ	Condición	
Interior	5.3	4 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	4		$bv < 0.75 * bc$
Exterior	4	3 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	3.2		$bv < 0.75 * bc$
Esquinera	3.2		

Columna	γ	Condición	
Interior	5.3	4 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	4		$bv < 0.75 * bc$
Exterior	4	3 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	3.2		$bv < 0.75 * bc$
Esquinera	3.2		

Tipo Columna	Exterior
bv	40.00 cm
0.75*bc	67.50 cm
γ	3.2

Tipo Columna	Exterior
bv	40.00 cm
0.75*bc	67.50 cm
γ	3.2

$\phi V_n = \gamma * \sqrt{f'c} * A_j * \phi$	
ϕ	0.85
ϕV_n	368.67 T

$\phi V_n = \gamma * \sqrt{f'c} * A_j * \phi$	
ϕ	0.85
ϕV_n	368.67 T

$V_j \leq \phi V_n$	
Vj	57.94 T
ϕV_n	368.67 T
Cumple	

$V_j \leq \phi V_n$	
Vj	122.57 T
ϕV_n	368.67 T
Cumple	

Confinamiento

• Un nudo esta totalmente confinado si los elementos que llegan al nudo llegan a todas las caras.

• Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal.

s	10.00 cm
h''	84.00 cm
f _c	280.00 kg/cm ²
f _y	4200.00 kg/cm ²
A _g	8100.00 cm ²
A _c	7056.00 cm ²

$0.3 * A_g * f_c$	680.40 T
-------------------	----------

$A_{sh1} = 0.3 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$	
Ash1	2.49 cm ²

$A_{sh2} = 0.09 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y}$	
Ash2	5.04 cm ²

$A_{sh3} = 0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u * s * h''}{f_y * A_c}$	
P_u	473.00 T
k_f	1
k_n	1.06
Ash3	2.18 cm ²

$P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c \rightarrow Ash = \max(A_{sh1}, A_{sh2})$	
$P_u > 0.3 * A_g * f'_c \rightarrow Ash = \max(A_{sh1}, A_{sh2}, A_{sh3})$	
Ash	5.04 cm ²

$\# \text{Ramales} = \frac{A_{sreq}}{A_{estribo}}$	
φ Estribo	14.00 mm
Área Estribo	1.54 cm ²
#Ramales	4

Refuerzo:	Ø 14	@ 11.00 cm
------------------	------	------------

• Todos los elementos que convergen en el nudo deben confinarse en una longitud L_o.

$l_o \geq \left(bc, hc, \frac{L}{6}, 45cm \right)$	
bc	90.00 cm
hc	90.00 cm
L/6	50.00 cm
l_o	90.00 cm

Anclaje

• Esta revisión aplica en nudos exteriores y esquineros.

Longitud requerida de anclaje (Ldh)

λ	1
-----------	---

$$l_{dh} = \frac{f_y * \phi_{varilla}}{17 * \lambda * \sqrt{f'c}}$$

ldh	38.67 cm
-----	----------

ldh disp	84.00 cm
----------	----------

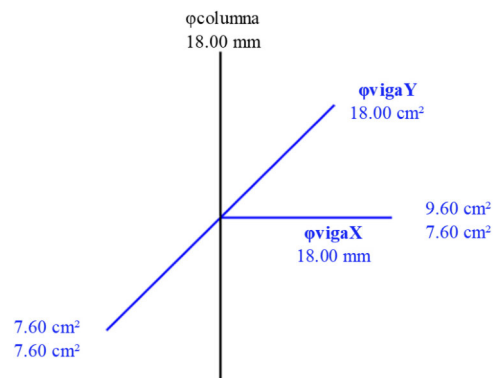
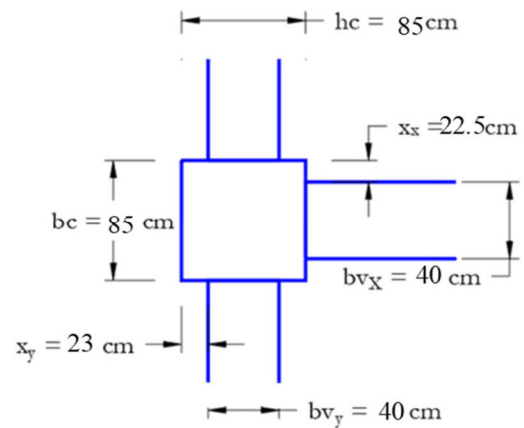
$$l_{dh} < l_{dh\ disp}$$

Cumple

Modelo de hormigón liviano y acero G60

Conexión del piso 3 de la columna D2.

DATOS			
hc	85.00 cm	ϕ_{vigaX}	18.00 mm
bc	85.00 cm	ϕ_{vigaY}	18.00 mm
lvX	55.00 cm	$\phi_{columna}$	18.00 mm
bvX	40.00 cm	f _c	280.00 kg/cm ²
dX	49.20 cm	f _y	4200.00 kg/cm ²
xX	22.50 cm	As losa	8.00 cm ²
lvY	55.00 cm	As1X	9.60 cm ²
bvY	40.00 cm	As2X	7.60 cm ²
dY	49.20 cm	As1Y	7.60 cm ²
xY	22.50 cm	As2Y	7.60 cm ²
Hcol	3.00 m	Pu	388
rec	3.00 cm	nl	30



Deterioro de adherencia

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
$hc \geq 20 \varnothing \text{ viga}$		$hc \geq 20 \varnothing \text{ viga}$	
hc	85.00 cm	hc	85.00 cm
20 \varnothing viga	36.00 cm	20 \varnothing viga	36.00 cm
Cumple		Cumple	

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
$hv \geq 20 \varnothing \text{ columna}$		$hv \geq 20 \varnothing \text{ columna}$	
hv	55.00 cm	hv	55.00 cm
20 \varnothing columna	36.00 cm	20 \varnothing columna	36.00 cm
Cumple		Cumple	

Resistencia al corte

α	1.25
----------	------

DIRECCIÓN X	
$M_1 = A_{s1} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s1} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'c * b} \right)$	
M1	23.46 T.m
$M_2 = A_{s2} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s2} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'c * b} \right)$	
M2	18.79 T.m

DIRECCIÓN Y	
$M_1 = A_{s1} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s1} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'c * b} \right)$	
M1	18.79 T.m
$M_2 = A_{s2} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s2} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'c * b} \right)$	
M2	18.79 T.m

$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H_{col}}$	
Vcol	14.09 T

$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H_{col}}$	
Vcol	12.53 T

$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y$	
T1	50.40 T

$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y$	
T1	39.90 T

$C_2 = A_{s2} * \alpha * f_y$	
C2	39.90 T

$C_2 = A_{s2} * \alpha * f_y$	
C2	39.90 T

$V_j = T_1 - V_{col}$	
Vj	36.31 T

$V_j = T_1 + C_2 - V_{col}$	
Vj	67.27 T

$b_j \leq \left\{ \begin{array}{l} bv + h \\ bv + 2 * x \end{array} \right\}$	
bv+h	125.00 cm
bv+2*x	85.00 cm
bj	85.00 cm

$b_j \leq \left\{ \begin{array}{l} bv + h \\ bv + 2 * x \end{array} \right\}$	
bv+h	125.00 cm
bv+2*x	85.00 cm
bj	85.00 cm

$A_j = b_j * hc$	
Aj	7225.00 cm ²

$A_j = b_j * hc$	
Aj	7225.00 cm ²

Columna	γ	Condición	
Interior	5.3	4 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	4		$bv < 0.75 * bc$
Exterior	4	3 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	3.2		$bv < 0.75 * bc$
Esquinera	3.2		

Columna	γ	Condición	
Interior	5.3	4 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	4		$bv < 0.75 * bc$
Exterior	4	3 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	3.2		$bv < 0.75 * bc$
Esquinera	3.2		

Tipo Columna	Exterior
bv	40.00 cm
0.75*bc	63.75 cm
γ	3.2

$\phi Vn = \gamma * \sqrt{f'c} Aj \phi$	
ϕ	0.85
ϕVn	328.84 T

$Vj \leq \phi Vn$	
Vj	36.31 T
ϕVn	328.84 T
Cumple	

Tipo Columna	Exterior
bv	40.00 cm
0.75*bc	63.75 cm
γ	3.2

$\phi Vn = \gamma * \sqrt{f'c} Aj \phi$	
ϕ	0.85
ϕVn	328.84 T

$Vj \leq \phi Vn$	
Vj	67.27 T
ϕVn	328.84 T
Cumple	

Confinamiento

- Un nudo esta totalmente confinado si los elementos que llegan al nudo llegan a todas las caras.
- Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal.

s	10.00 cm
h''	79.00 cm
f _c	280.00 kg/cm ²
f _y	4200.00 kg/cm ²
A _g	7225.00 cm ²
A _c	6241.00 cm ²

0.3 * A _g * f _c	606.90 T
---------------------------------------	----------

$Ash_1 = 0.3 * s * h'' * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$	
Ash1	2.49 cm ²

$Ash_2 = 0.09 * s * h'' * \frac{f'c}{fy}$	
Ash2	4.74 cm ²

$Ash_3 = 0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u * s * h''}{fy * Ac}$	
P_u	388.00 T
k_f	1
k_n	1.07
Ash3	2.51 cm ²

$P_u \leq 0.3 * A_g * f'c \rightarrow Ash = \max(Ash_1, Ash_2)$	
$P_u > 0.3 * A_g * f'c \rightarrow Ash = \max(Ash_1, Ash_2, Ash_3)$	
Ash	4.74 cm ²

$\#Ramales = \frac{Asreq}{Aestribo}$	
ϕ Estribo	14.00 mm
Área Estribo	1.54 cm ²
#Ramales	4

Refuerzo:	Ø 14	@ 11.00 cm
------------------	------	------------

- Todos los elementos que convergen en el nodo deben confinarse en una longitud L_o.

$l_o \geq \left(bc, hc, \frac{L}{6}, 45cm \right)$	
bc	85.00 cm
hc	85.00 cm
L/6	50.00 cm
l_o	85.00 cm

Anclaje

• Esta revisión aplica en nudos exteriores y esquineros.

Longitud requerida de anclaje (L_{dh})

λ	1
-----------	---

$l_{dh} = \frac{f_y * \phi_{varilla}}{17 * \lambda * \sqrt{f'_c}}$	
ldh	26.58 cm

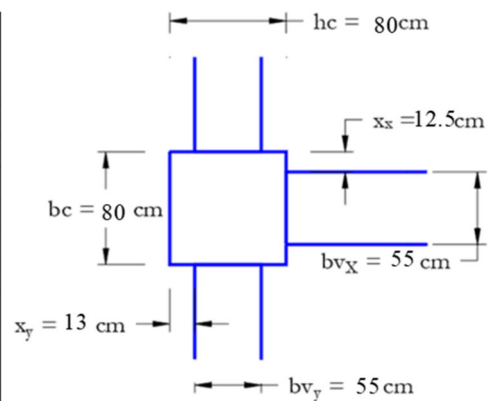
ldh disp	79.00 cm
----------	----------

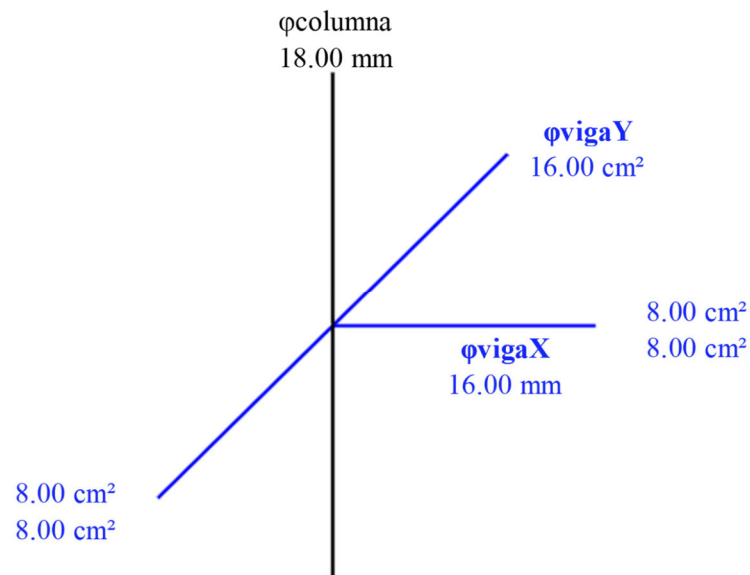
$l_{dh} < l_{dh\,disp}$	
Cumple	

Modelo de hormigón liviano y acero G80

Conexión del piso 3 de la columna D2

DATOS			
hc	80.00 cm	ϕ_{vigaX}	16.00 mm
bc	80.00 cm	ϕ_{vigaY}	16.00 mm
lvX	60.00 cm	$\phi_{columna}$	18.00 mm
bvX	55.00 cm	f _c	280.00 kg/cm ²
dX	54.40 cm	f _y	5500.00 kg/cm ²
xX	12.50 cm	As losa	8.00 cm ²
lvY	55.00 cm	As1X	8.00 cm ²
bvY	55.00 cm	As2X	8.00 cm ²
dY	49.40 cm	As1Y	8.00 cm ²
xY	12.50 cm	As2Y	8.00 cm ²
Hcol	3.00 m	Pu	394
rec	3.00 cm	nl	28





Deterioro de adherencia

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
$h_c \geq 20 \phi_{\text{viga}}$		$h_c \geq 20 \phi_{\text{viga}}$	
hc	80.00 cm	hc	80.00 cm
20 ϕ_{viga}	32.00 cm	20 ϕ_{viga}	32.00 cm
<i>Cumple</i>		<i>Cumple</i>	

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
$h_v \geq 20 \phi_{\text{columna}}$		$h_v \geq 20 \phi_{\text{columna}}$	
h _v	60.00 cm	h _v	55.00 cm
20 ϕ_{columna}	36.00 cm	20 ϕ_{columna}	36.00 cm
<i>Cumple</i>		<i>Cumple</i>	

Resistencia al corte

α	1.25
----------	------

DIRECCIÓN X	
$M_1 = A_{s1} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s1} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$	
M1	28.76 T.m
$M_2 = A_{s2} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s2} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$	
M2	28.76 T.m

DIRECCIÓN Y	
$M_1 = A_{s1} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s1} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$	
M1	26.01 T.m
$M_2 = A_{s2} * \alpha * f_y * \left(d - A_{s2} * \alpha * \frac{f_y}{1.7 * f'_c * b} \right)$	
M2	26.01 T.m

$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$	
Vcol	19.18 T

$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y$	
T1	55.00 T

$C_2 = A_{s2} * \alpha * f_y$	
C2	55.00 T

$V_j = T_1 - V_{col}$	
Vj	35.82 T

$b_j \leq \begin{cases} bv + h \\ bv + 2 * x \end{cases}$	
bv+h	135.00 cm
bv+2*x	80.00 cm
bj	80.00 cm

$A_j = b_j * h_c$	
Aj	6400.00 cm ²

$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H_{col}}$	
Vcol	17.34 T

$T_1 = A_{s1} * \alpha * f_y$	
T1	55.00 T

$C_2 = A_{s2} * \alpha * f_y$	
C2	55.00 T

$V_j = T_1 + C_2 - V_{col}$	
Vj	92.66 T

$b_j \leq \begin{cases} bv + h \\ bv + 2 * x \end{cases}$	
bv+h	135.00 cm
bv+2*x	80.00 cm
bj	80.00 cm

$A_j = b_j * h_c$	
Aj	6400.00 cm ²

Columna	γ	Condición	
Interior	5.3	4 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	4		$bv < 0.75 * bc$
Exterior	4	3 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	3.2		$bv < 0.75 * bc$
Esquinera	3.2		

Tipo Columna	Exterior
bv	55.00 cm
0.75*bc	60.00 cm
γ	3.2

$\phi V_n = \gamma * \sqrt{f'c} * A_j * \phi$	
ϕ	0.85
ϕV_n	291.29 T

$V_j \leq \phi V_n$	
V_j	35.82 T
ϕV_n	291.29 T
Cumple	

Columna	γ	Condición	
Interior	5.3	4 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	4		$bv < 0.75 * bc$
Exterior	4	3 vigas	$bv \geq 0.75 * bc$
	3.2		$bv < 0.75 * bc$
Esquinera	3.2		

Tipo Columna	Exterior
bv	55.00 cm
0.75*bc	60.00 cm
γ	3.2

$\phi V_n = \gamma * \sqrt{f'c} * A_j * \phi$	
ϕ	0.85
ϕV_n	291.29 T

$V_j \leq \phi V_n$	
V_j	92.66 T
ϕV_n	291.29 T
Cumple	

Confinamiento

- Un nudo esta totalmente confinado si los elementos que llegan al nudo llegan a todas las caras.
- Dentro del nudo deben colocarse estribos cerrados de confinamiento como refuerzo transversal.

s	13.60 cm
h''	74.00 cm
f _c	280.00 kg/cm ²
f _y	4200.00 kg/cm ²
A _g	6400.00 cm ²
A _c	5476.00 cm ²

$0.3 * A_g * f_c$	537.60 T
-------------------	----------

$Ash_1 = 0.3 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$	
Ash1	3.40 cm ²

$Ash_2 = 0.09 * s * h'' * \frac{f'_c}{f_y}$	
Ash2	6.04 cm ²

$Ash_3 = 0.2 * k_f * k_n * \frac{P_u * s * h''}{f_y * A_c}$	
P_u	394.00 T
k_f	1
k_n	1.08
Ash3	2.84 cm ²

$P_u \leq 0.3 * A_g * f'_c \rightarrow Ash = \max(Ash_1, Ash_2)$	
$P_u > 0.3 * A_g * f'_c \rightarrow Ash = \max(Ash_1, Ash_2, Ash_3)$	
Ash	6.04 cm ²

$\#Ramales = \frac{Asreq}{Aestribo}$	
φ Estribo	14.00 mm
Área Estribo	1.54 cm ²
#Ramales	4

Refuerzo:	Ø 14	@ 11.00 cm
------------------	------	------------

• Todos los elementos que convergen en el nodo deben confinarse en una longitud l_o .

$$l_o \geq \left(bc, hc, \frac{L}{6}, 45cm \right)$$

bc	80.00 cm
hc	80.00 cm
L/6	50.00 cm
l_o	80.00 cm

Anclaje

• Esta revisión aplica en nudos exteriores y esquineros.

Longitud requerida de anclaje (l_{dh})

λ	1
-----------	---

$$l_{dh} = \frac{f_y * \phi_{varilla}}{17 * \lambda * \sqrt{f'_c}}$$

ldh	30.94 cm
-----	----------

ldh disp	74.00 cm
----------	----------

$$l_{dh} < l_{dh\,disp}$$

Cumple

3.12.2. REVISIÓN DE DEFLEXIONES Y DEFORMACIONES

Realizar una evaluación de deflexión y deformación de la estructura ante las condiciones de carga gravitacional de servicio y dependientes del tiempo es de gran importancia al momento de realizar un óptimo diseño debido a que, mediante este parámetro se puede garantizar una adecuada funcionalidad y resistencia de los elementos no estructurales soportados o ligados a la edificación. De acuerdo con el literal 24.2.2. del ACI - 318 – 19 (2019), las deflexiones calculadas para la estructura deben ser inferiores a los límites determinados en la siguiente tabla.

Tabla 63. Deflexión máxima admisible calculada

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales		Deflexión inmediata debida a L, S y R	$\frac{l}{180}$
Entrepisos	susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. Deflexión inmediata debida a L.			$\frac{l}{360}$
Techos 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 que los elementos no estructurales se ligan (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional.	$\frac{l}{480}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\frac{l}{240}$

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

Para los elementos a analizar corresponde a miembros de techos o entrepisos que soporten o están ligados a elementos no estructurales y son susceptibles a sufrir daños debido a grandes deflexiones, por lo tanto, el límite de deflexión adoptado corresponde a $L/480$ (ACI Committee 318, 2019).

Deflexiones dependientes del tiempo

La incidencia de la retracción y el flujo plástico generan deflexiones adicionales a través del tiempo. Dichas deflexiones dependen de varios factores como son las condiciones de curado del hormigón, la edad de este al momento de aplicación de la carga, temperatura, humedad, la cantidad de acero de refuerzo a compresión y las condiciones de carga. De acuerdo con el literal 24.2.4.1.1. ACI - 318 – 19 (2019) la deflexión inmediata debido a la carga sostenida debe ser calculada con el factor $\lambda_{\Delta} =$

$\frac{\xi}{1+50\rho'}$, donde ρ' representa la relación de A_s' (acero de refuerzo a compresión) con $b \cdot d$, en la mitad de la luz para vanos simples y continuos, y, en el apoyo para voladizos.

Este factor se encuentra definido en la tabla 24.2.4.1.3 ACI - 318 – 19 (2019) presentada a continuación.

Tabla 64. Factor en función del tiempo para cargas sostenidas

Duración de la carga sostenida, meses	Factor dependiente del tiempo, ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 o más	2.0

Fuente: (ACI Committee 318, 2019)

Debido a que vida útil del hormigón es de 40 años se procede a definir un factor de duración de carga sostenida para 60 meses o más correspondiente a 2 valor que de acuerdo con el literal R.24.2.4.1 del ACI - 318 – 19 (2019) representa un factor nominal de permanencia de la carga para este periodo de tiempo. Además, al no tener refuerzos a compresión el factor ρ' es igual a 0. Por lo tanto, el factor λ_{Δ} se calcula de la siguiente manera:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50 \cdot \rho'}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} < \frac{L}{480}$$

$$\lambda_{\Delta} = \frac{2}{1 + 0}$$

$$\delta_{total} = 2 \cdot \delta_D + \delta_L < \frac{L}{480}$$

Donde:

✓ δ_D = deflexión máxima por carga muerta.

✓ δ_L = deflexión máxima por carga viva.

Ejemplo de cálculo.

Modelo de hormigón convencional y acero Grado 60

Viga: piso 8, entre columnas C3 y C4

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\delta_D = 0.004273 \text{ m}$$

$$\delta_L = 0.001073 \text{ m}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{8}{480} = 0.0167 \text{ m}$$

$$\delta_{total} = 2 \cdot \delta_D + \delta_L$$

$$\delta_{total} = 2 \cdot (0.004273) + 0.001073$$

$$\delta_{total} = 0.009619 \text{ m}$$

$$\delta_{total} < 0.0167 \therefore OK$$

Modelo de hormigón convencional y acero Grado 80

Viga: piso 8, entre columnas C3 y C4

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\delta_D = 0.004172 \text{ m}$$

$$\delta_L = 0.001135 \text{ m}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{8}{480} = 0.0167 \text{ m}$$

$$\delta_{total} = 2 \cdot \delta_D + \delta_L$$

$$\delta_{total} = 2 \cdot (0.004172) + 0.001135$$

$$\delta_{total} = 0.009479 \text{ m}$$

$$\delta_{total} < 0.0167 \therefore OK$$

Modelo de hormigón liviano y acero Grado 60

Viga: piso 8, entre columnas C3 y C4

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\delta_D = 0.006268 \text{ m}$$

$$\delta_L = 0.001979 \text{ m}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{8}{480} = 0.0167 \text{ m}$$

$$\delta_{total} = 2 \cdot \delta_D + \delta_L$$

$$\delta_{total} = 2 \cdot (0.006268) + 0.001979$$

$$\delta_{total} = 0.0145 \text{ m}$$

$$\delta_{total} < 0.0167 \therefore OK$$

Modelo de hormigón liviano y acero Grado 80

Viga: piso 8, entre columnas C3 y C4

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\delta_D = 0.004222 \text{ m}$$

$$\delta_L = 0.001352 \text{ m}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{8}{480} = 0.0167 \text{ m}$$

$$\delta_{total} = 2 \cdot \delta_D + \delta_L$$

$$\delta_{total} = 2 \cdot (0.004222) + 0.001352$$

$$\delta_{total} = 0.009796 \text{ m}$$

$$\delta_{total} < 0.0167 \therefore OK$$

3.13. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (ANL O PUSHOVER)

El análisis “Pushover” o “Paso a paso” es un tipo ANL que permite identificar el desempeño de una edificación fuera del rango lineal ante la eventual aparición de un evento sísmico desarrollado por A. K. Chopra y R. K. Goel (Chopra & Goel, 2001).

Este análisis se basa en pequeños incrementos permanentes de carga lateral aplicados en la estructura bajo la suposición que la respuesta de la estructura ante solicitaciones externas se encuentra controlada principalmente por el modo de vibración fundamental y la forma de este no se modifica una vez que la estructura incursiona dentro del rango inelástico, es decir, cuando sus elementos alcanzan la fluencia. Sin embargo, en el caso de estructuras que llegan a presentar mayor flexibilidad, la respuesta estructural no se encuentra determinada únicamente por el primer modo de vibración, por lo que, se debe realizar un análisis más extenso que involucre a cada uno de los modos que se consideren estructuralmente necesarios realizar el análisis.

El análisis se realiza con los dos primeros modos de vibración para cada uno de los modelos, cuyo comportamiento es traslacional y donde se concentra el mayor porcentaje de masa modal efectiva.

Además, de este análisis se obtiene la curva de capacidad, donde, los puntos son determinados hasta llegar a un desplazamiento máximo, mismo que se encuentra

definido por el diseñador, cuyo rango se encuentra entre el 2% y 5% de la altura total del edificio.

Con la finalidad de realizar un control de desplazamientos más riguroso, para el análisis del presente estudio se planteará el 2% de la altura total de la edificación, correspondiente a 0.91 m.

Por otra parte, este tipo de análisis no resulta el más adecuado cuando la estructura analizada se deforma muy lejos del rango inelástico o cuando su resistencia lateral se reduce significativamente ante la acción sísmica.

Curva de capacidad

Dentro del análisis paso a paso se determina un desplazamiento para cada uno de los incrementos de carga que se imponen sobre la estructura a lo largo del proceso iterativo, los cuales consideran el desempeño de la estructura en la no linealidad. Al relacionar las fuerzas cortantes en la base de la edificación y el desplazamiento del último nivel correspondiente a cada incremento, se genera la curva de capacidad de la edificación analizada, para determinar los desplazamientos o fuerzas en los cuales se presenta la fluencia de los elementos, y, de ser el caso, el colapso.

Punto de Desempeño

La respuesta estructural se encuentra determinada por el punto en el cual se da la intersección de la curva de capacidad y el espectro de respuesta no reducido ($R=1$), es decir, el punto de desempeño representa el máximo desplazamiento esperado en la edificación ante un evento sísmico.

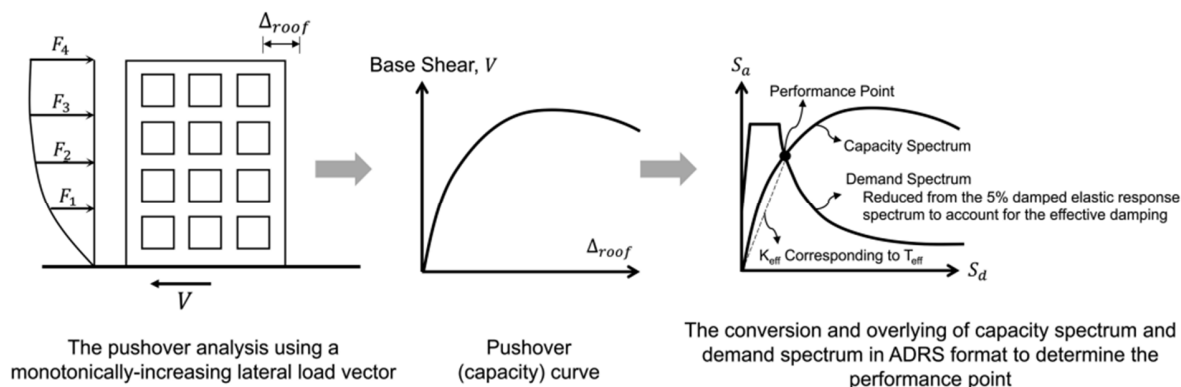


Figura 52. Proceso global del método del espectro de capacidad.

Fuente: (Najam, 2018)

Ductilidad en el punto de desempeño

De acuerdo con el FEMA 356 (2000), capítulo 6 literal 6.4.2.4 se establecen tres niveles de demanda de ductilidad para procedimientos no lineales, el de baja, moderada y alta demanda de ductilidad de acuerdo con los siguientes rangos, basándose en el valor máximo de la relación de capacidad de demanda (DCR), o en la ductilidad de desplazamiento calculada para los procedimientos no lineales.

Tabla 65. Clasificación de los niveles de demanda de ductilidad para procedimientos no lineales

Componentes de demanda de ductilidad	
Máximo valor de DCR o desplazamiento de ductilidad.	Descripción.
< 2	Baja demanda de ductilidad
2 a 4	Moderada demanda de ductilidad
> 4	Alta demanda de ductilidad

Fuente. (AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, 2000)

Niveles de desempeño

El ATC 40 (1996) describe que los niveles de desempeño representan el estado límite de daño con relación a las afectaciones físicas que alcanza la edificación, por lo que, es posible identificar el deterioro de la estructura y la funcionalidad de la misma

una vez suscitado un evento sísmico y la amenaza existente sobre la integridad de los ocupantes.

Se clasifican según el ASCE 41 (2017) tal como se describe en el literal 2.5 del presente trabajo.

De acuerdo con el análisis estructural realizado en software de modelación, las cuatro edificaciones se encuentran dentro del nivel de B, ocupación inmediata u operacional.

Definición de Pushover

Se realiza una combinación de acciones gravitacionales y sísmicas diferente a la empleada para el diseño de los elementos, debido a que, se utiliza el método de los esfuerzos admisibles para realizar el análisis no lineal, estas combinaciones se encuentran definidas en la NEC – SE – RE (2015a), donde se especifica que la que deberá ser usada corresponde a la que ocasiona el efecto más desfavorable en la edificación.

$$1.1 \cdot (D + 0.25 \cdot L) + E$$

$$0.9 \cdot (D + 0.25 \cdot L) + E$$

Donde:

- ✓ D = carga muerta.
- ✓ L = carga viva.
- ✓ E = carga sísmica.

ET Load Case Data [X]

General

Load Case Name: CGNL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1.1
Load Pattern	Live	0.275

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 53. Caso de cargas gravitacionales no lineales

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

A continuación, se define un caso de carga para el análisis Pushover, en el que se debe especificar el modo de vibración al cual se le va a aplicar los incrementos de carga, en este caso el modo de vibración fundamental y el segundo modo; y a su vez, este caso debe empezar con condiciones iniciales diferentes de cero, es decir, cuando se haya concluido el análisis de las cargas gravitacionales no lineales.

Además, en cada caso de carga no lineal se especifica el punto de control de desplazamientos en el último piso, cuyo valor corresponde a 0.91 m como se describió anteriormente, y, a su vez, debe coincidir con la dirección del modo de vibración.

ET Load Case Data X

General

Load Case Name: PUSHOVER Y Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode 1	1	1

1 Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

OK Cancel

ET Load Case Data X

General

Load Case Name: PUSHOVER X Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: MsSrc1

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CGNL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Mode 2	1	1

1 Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control Modify/Show...

Results Saved: Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

OK Cancel

Figura 54. Casos de carga no lineal o pushover

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

ET Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load
 Displacement Control
 Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement
 Load to a Monitored Displacement Magnitude of mm

Monitored Displacement

DOF/Joint
 Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

ET Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load
 Displacement Control
 Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement
 Use Monitored Displacement
 Load to a Monitored Displacement Magnitude of mm

Monitored Displacement

DOF/Joint
 Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Figura 55. Punto de control de desplazamiento
Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

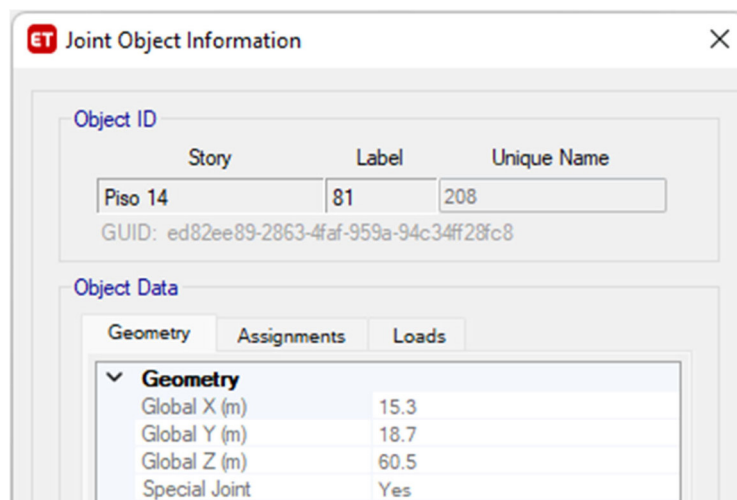
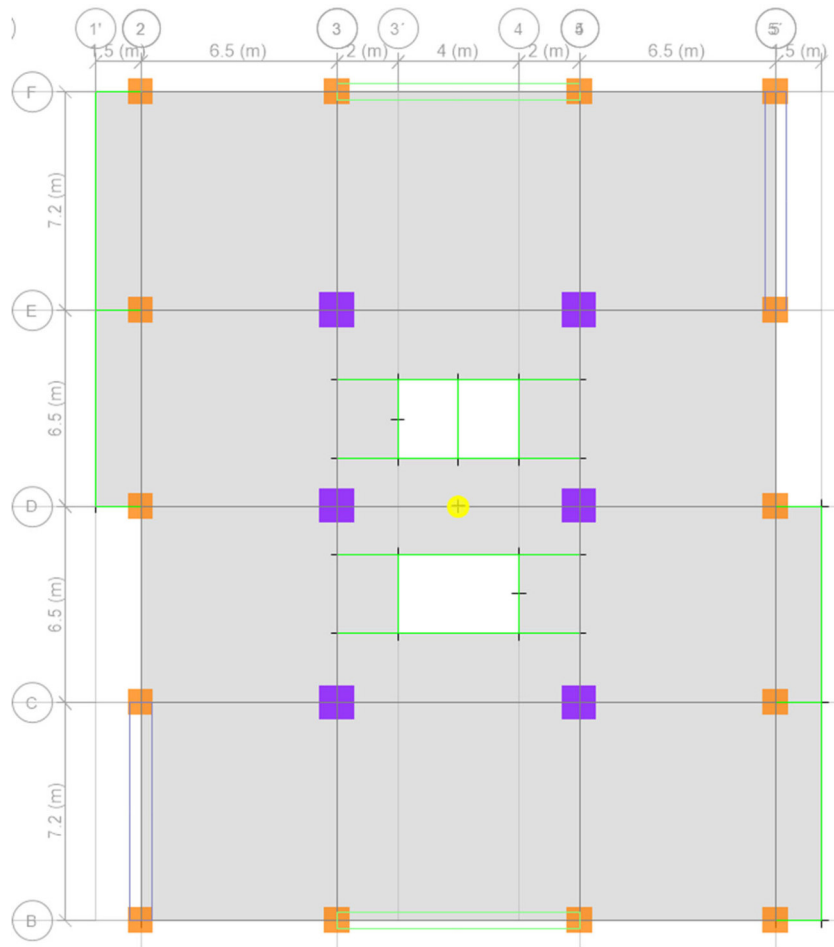


Figura 56. Punto del centro de masas para control de desplazamiento

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

En el caso de que el programa computacional no encuentre el punto de desempeño, es recomendable incrementar el número de pasos y revisar la rigidez de la estructura. Para el presente trabajo se ha utilizado un rango de pasos guardados de 50 a 150.

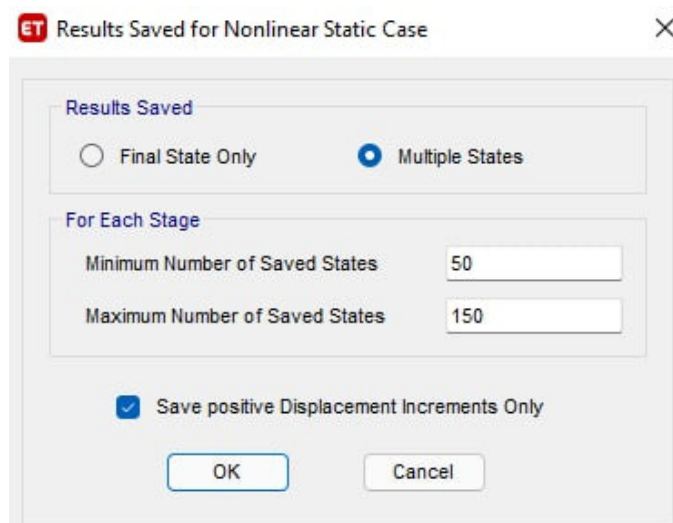
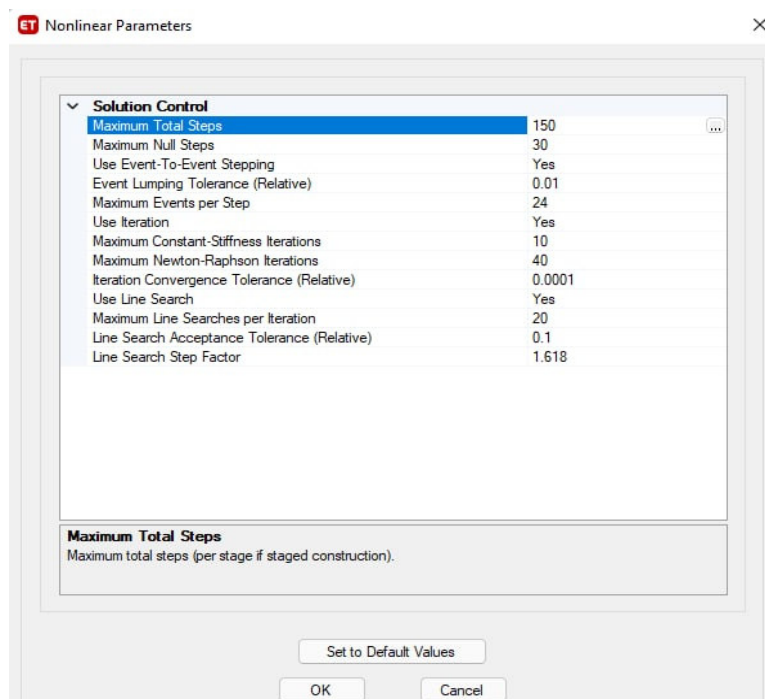
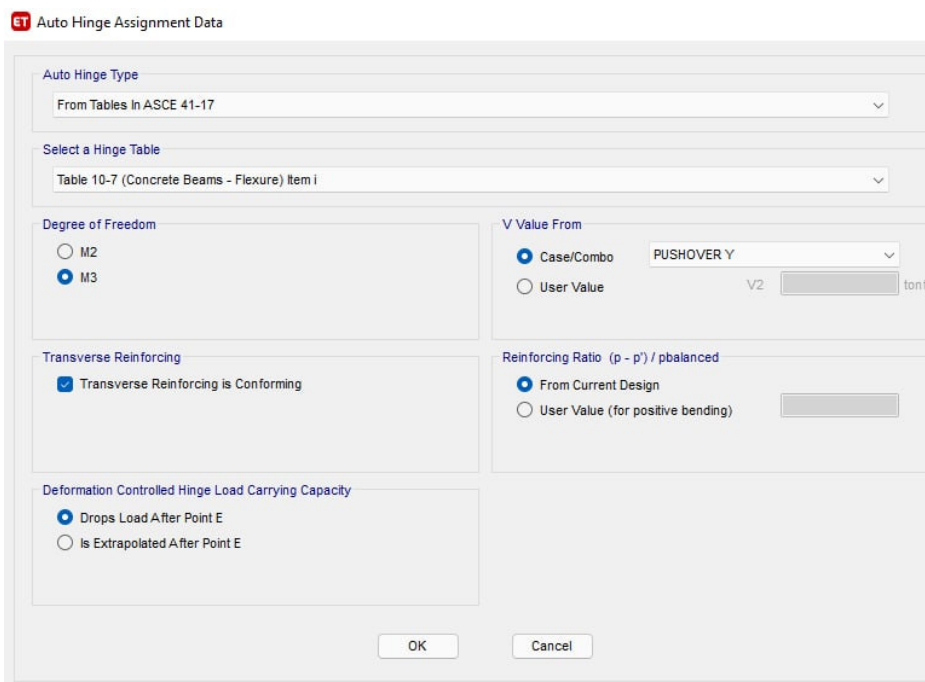
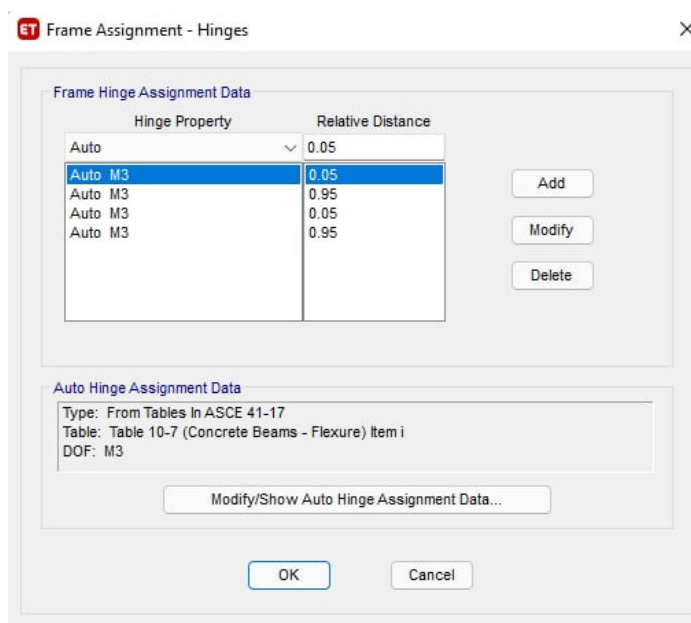


Figura 57. Número de pasos a ser analizados

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Definición de rótulas

Son aplicadas en vigas y columnas, al inicio y final del elemento, es decir, a una distancia relativa del 5% y 95% de la distancia total del elemento, debido a que, estas son las zonas de potencial plastificación. Se obtiene un total de 4 rótulas por elemento, dado que se utilizan dos en cada dirección (x, y).



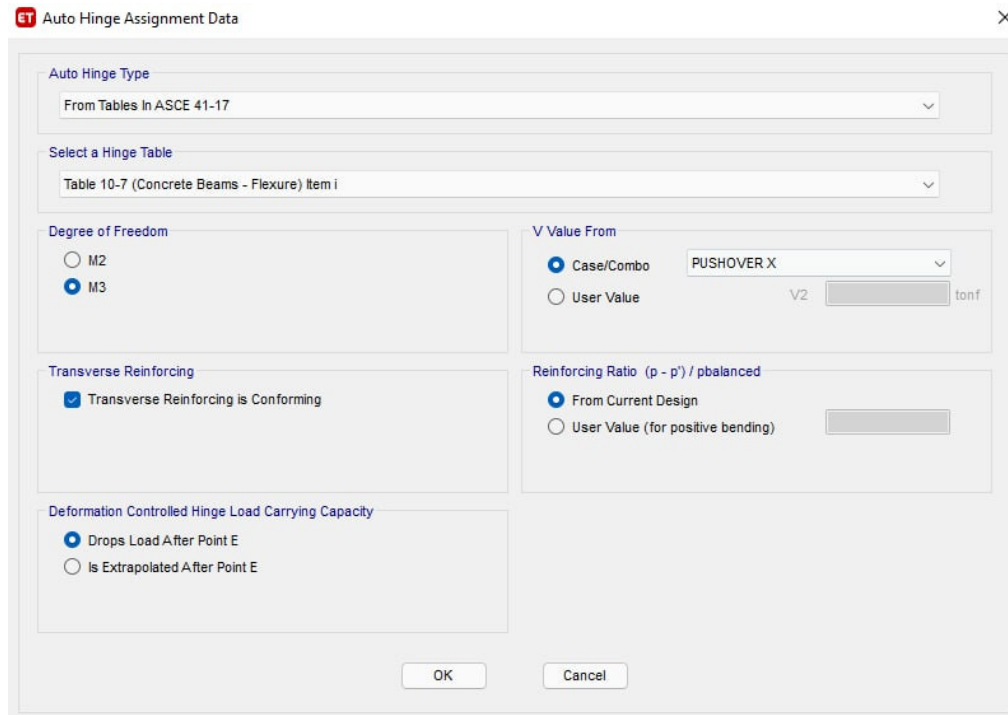
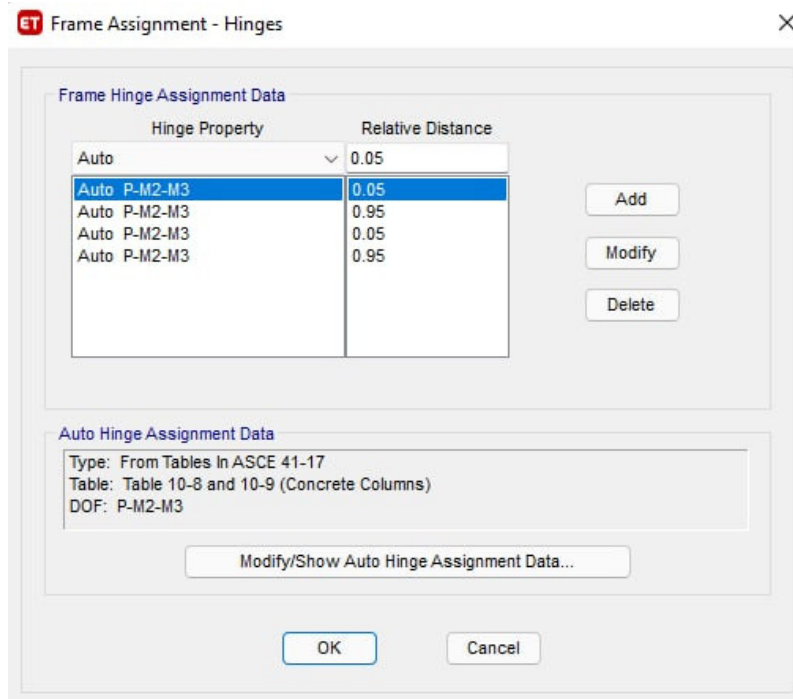


Figura 58. Rótulas en vigas

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.



ET Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table
Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
 M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

Concrete Column Behavior
 Not Controlled by Inadequate Development or Splicing
 Controlled by Inadequate Development or Splicing

Shear Reinforcing Ratio $\rho = A_v / (b_w \cdot s)$
 From Current Design
 User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

P Values From
 Case/Combo User Value
Gravity: D+L
Gravity + Lateral: D+L+Pushover Y

Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (V_yE / V_{colDE})
 Program Calculated
 User-specified Shear Demand, V_yE
V2: V3:

Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d)
 From Current Design
 User Value

OK Cancel

ET Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table
Table 10-8 and 10-9 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
 M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

Concrete Column Behavior
 Not Controlled by Inadequate Development or Splicing
 Controlled by Inadequate Development or Splicing

Shear Reinforcing Ratio $\rho = A_v / (b_w \cdot s)$
 From Current Design
 User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

P Values From
 Case/Combo User Value
Gravity: D+L
Gravity + Lateral: D+L+Pushover X

Shear Demand at Flexural Yielding / Shear Capacity (V_yE / V_{colDE})
 Program Calculated
 User-specified Shear Demand, V_yE
V2: V3:

Shear Reinforcement Spacing Ratio (s/d)
 From Current Design
 User Value

OK Cancel

Figura 59. Rótulas en columnas

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

En el caso de los muros, se debe añadir rótulas debido a que sus propiedades no lineales también deben ser consideradas en el análisis, en este caso se utiliza la herramienta wall hinges que proporciona el ETABS.

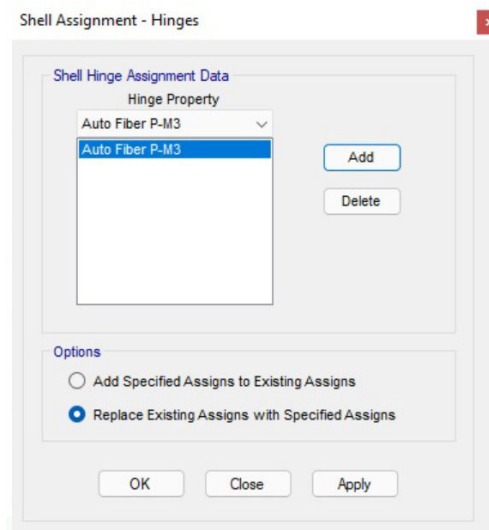


Figura 60. Rótulas en muros

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

Adicional, debido a que el caso analizado por el software utilizado es de gran demanda computacional se debe emplear la opción Multi-threaded Solver, misma que permite hacer uso de más de un núcleo de velocidad en caso de que el equipo utilizado lo posea.

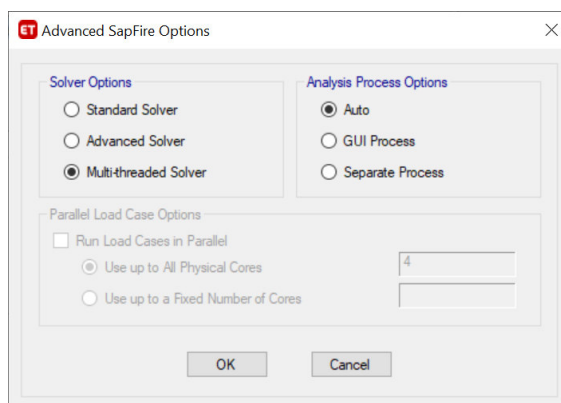


Figura 61. Multi-threaded Solver

Fuente: ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.13.1.1. Modelo de hormigón convencional y acero de refuerzo grado 60

Como resultado del análisis no lineal del caso de carga PUSHOVER Y para el modo de vibración fundamental se encuentra el punto de desempeño al punto 21 (Figura 45). Por otra parte, para el segundo modo de vibración se encuentra en el punto 17 (Figura 48).

De acuerdo con la escala de esfuerzo – desplazamiento de las Figuras 62 y 66, se evidencia que la plastificación únicamente se genera en las vigas y no existe fluencia en las columnas. Por otra parte, la escala de niveles de desempeño de las Figuras 64 y 67 no registra la formación rótulas, por lo tanto, la estructura se encuentra totalmente operacional.

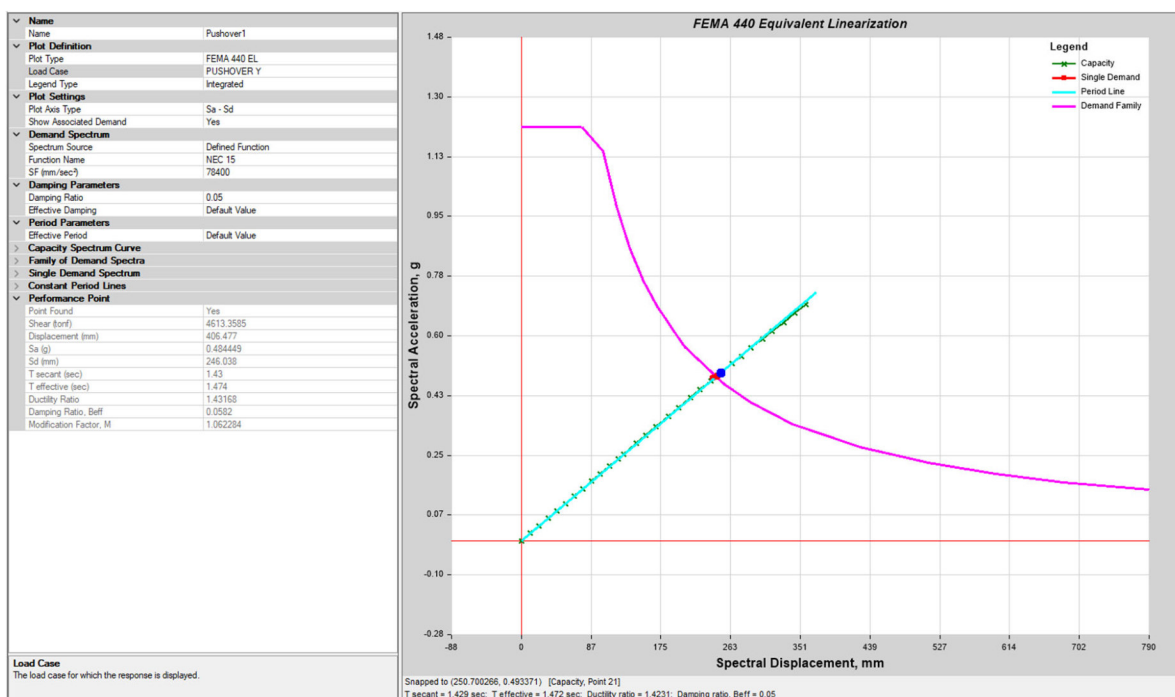


Figura 62. Punto de desempeño modelo HC y A60 – PUSHOVER Y.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

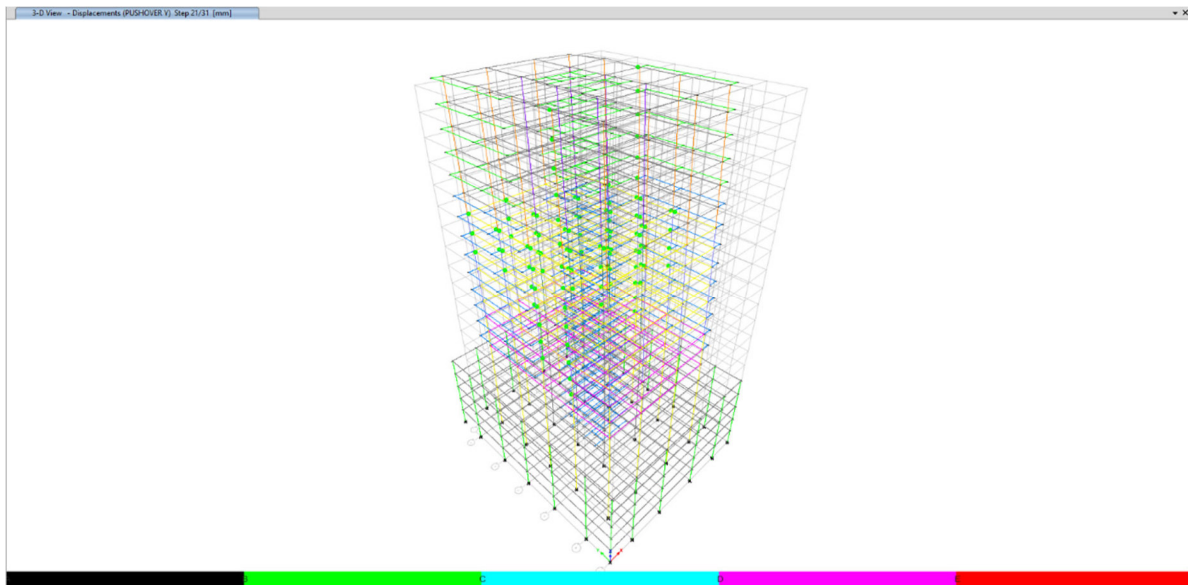


Figura 63. Rótulas plásticas modelo HC y A60 – PUSHOVER Y. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

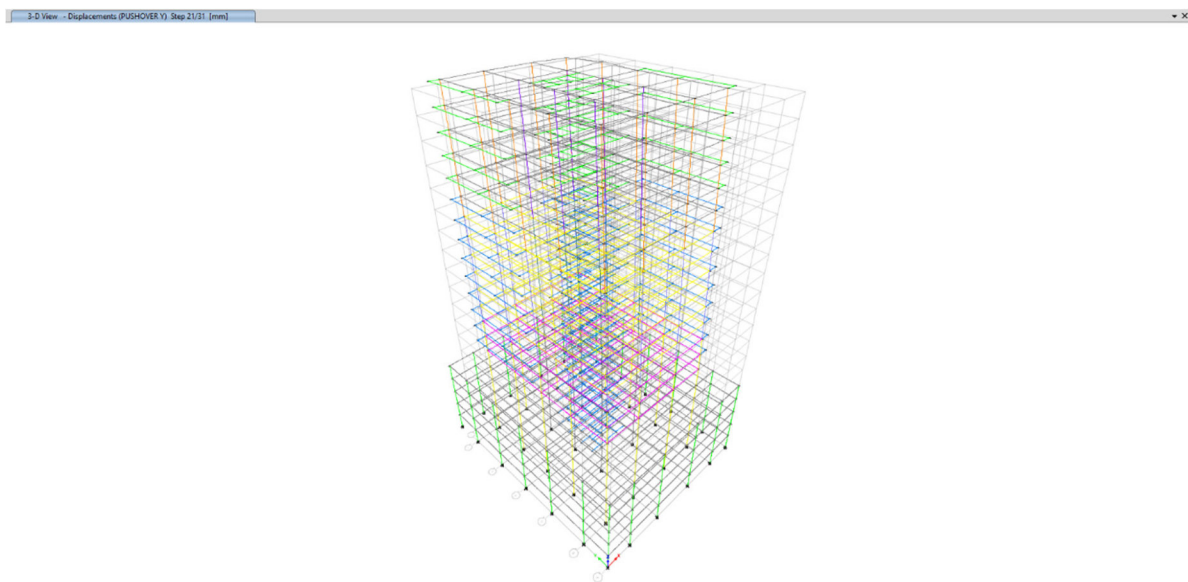


Figura 64. Rótulas plásticas modelo HC y A60 – PUSHOVER Y. Escala de Niveles de Desempeño.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

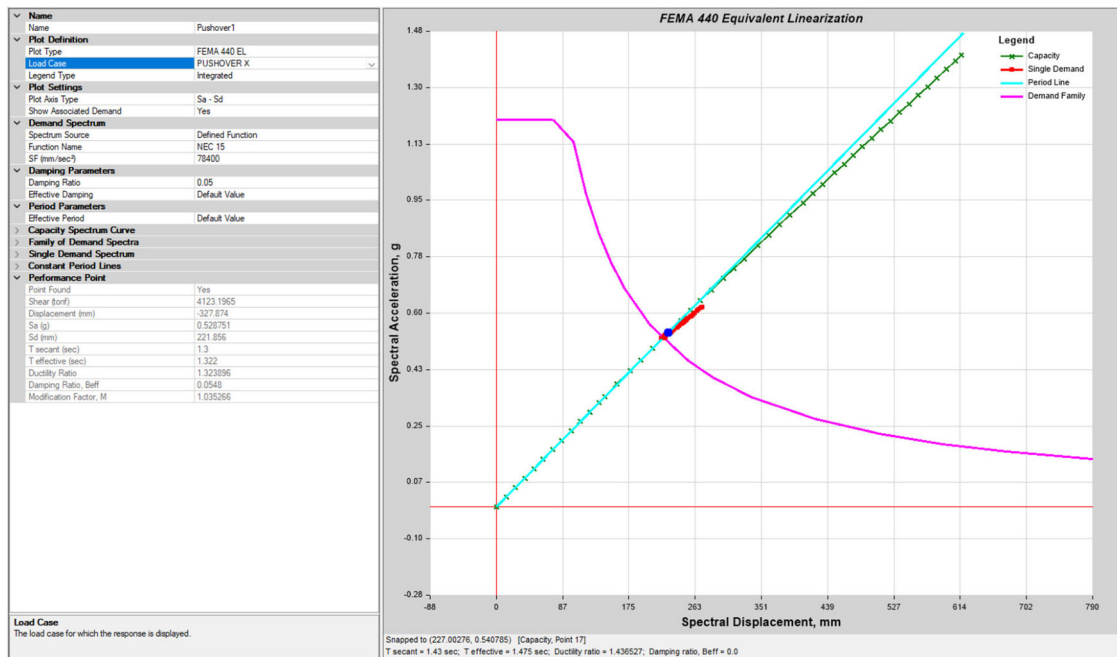


Figura 65. Punto de desempeño modelo HC y A60 – PUSHOVER X.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

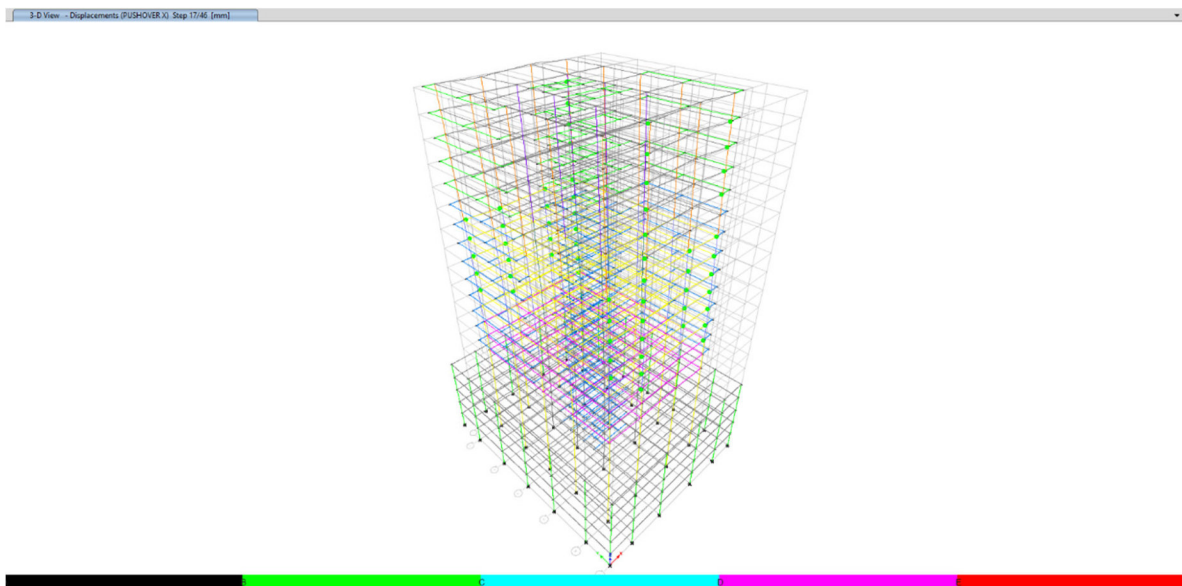


Figura 66. Rótulas plásticas modelo HC y A60 – PUSHOVER X. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

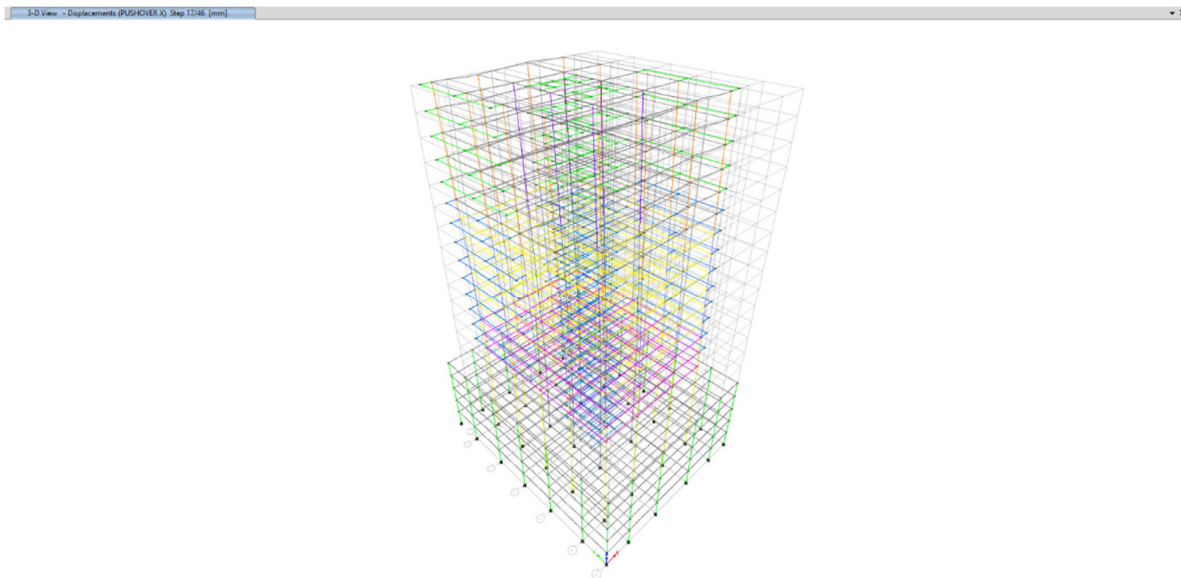


Figura 67. Rótulas plásticas modelo HC y A60 – PUSHOVER X. Escala de Niveles de Desempeño.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

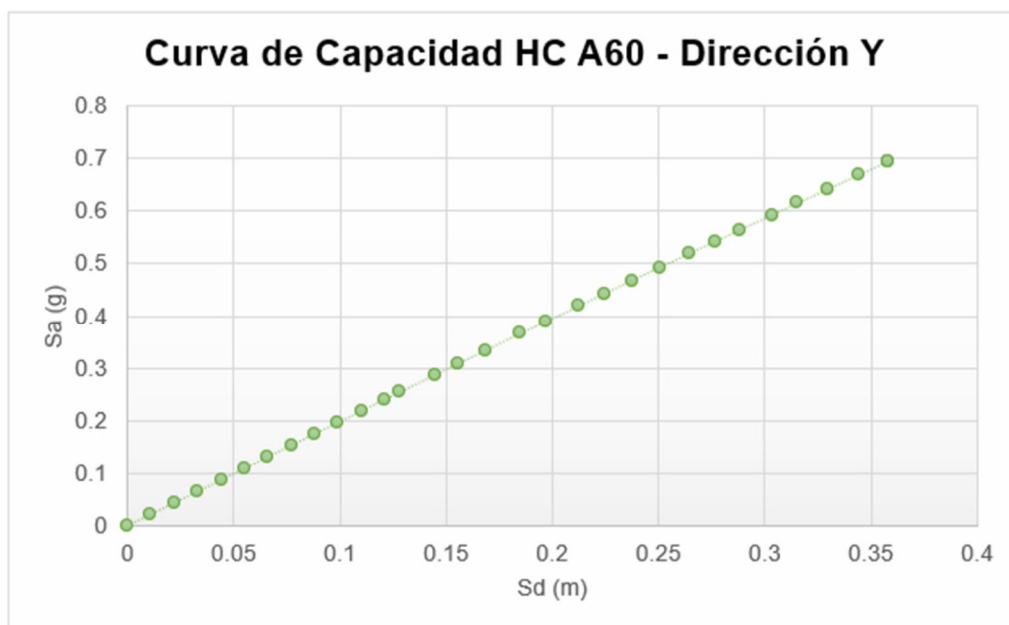


Figura 68. Curva de capacidad HC A60 – Dirección Y

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

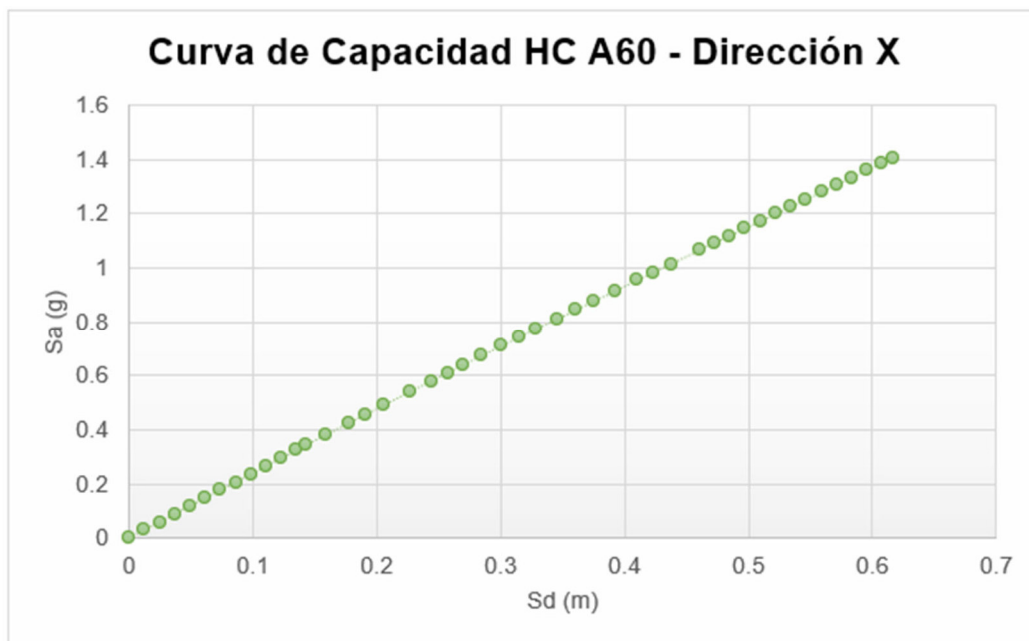


Figura 69. Curva de capacidad HC A60 – Dirección X

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.13.1.2. Modelo de hormigón convencional y acero de refuerzo grado 80

En el caso de carga PUSHOVER Y correspondiente al primer modo de vibración presentado en la Figura 70, se evidencia que el punto de desempeño corresponde al punto 29, y, el caso PUSHOVER X al punto 25 (Figura 54).

Según las Figuras 71 y 74 correspondientes a escala de esfuerzo – desplazamiento, la plastificación se presenta únicamente en las vigas. Por otra parte, en la escala de niveles de desempeño (Figuras 72 y 75) no se evidencia formación rótulas plásticas, por lo tanto, la estructura se encuentra totalmente operacional.

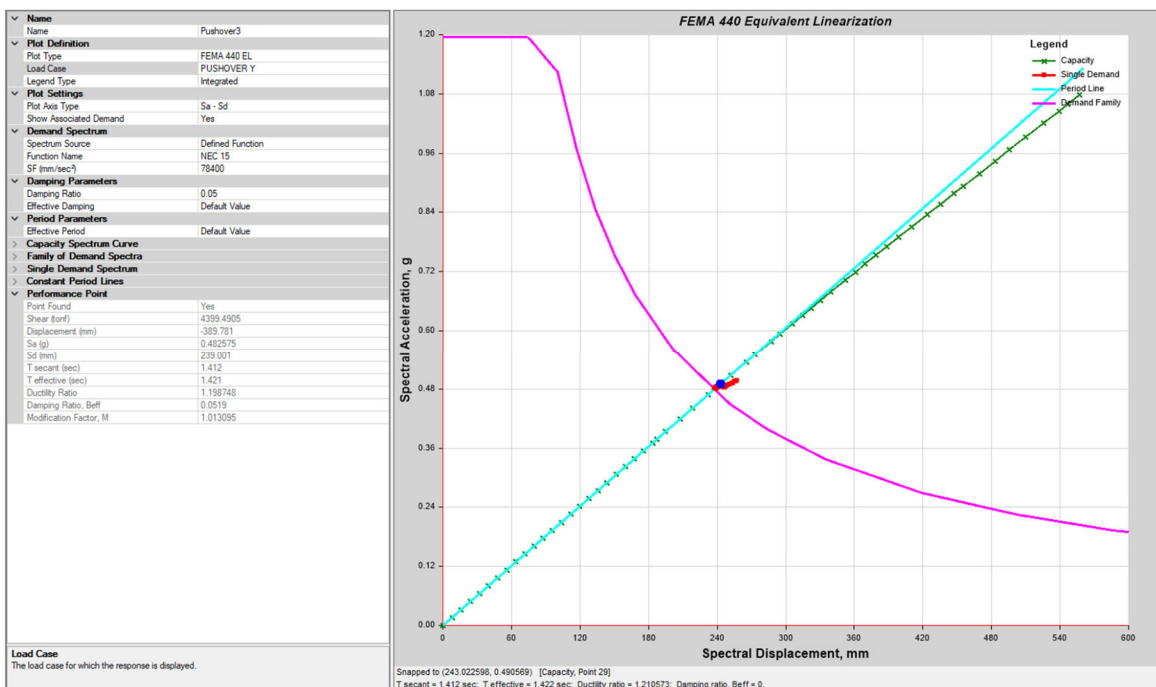


Figura 70. Punto de desempeño modelo HC y A80 – PUSHOVER Y.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

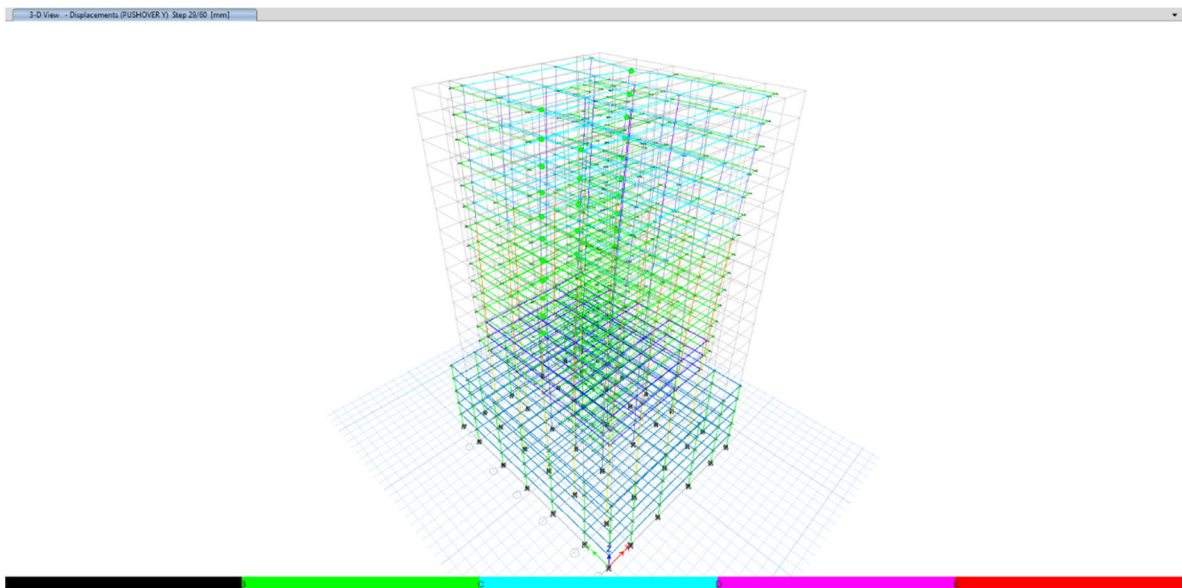


Figura 71. Rótulas plásticas modelo HC y A80 – PUSHOVER Y. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

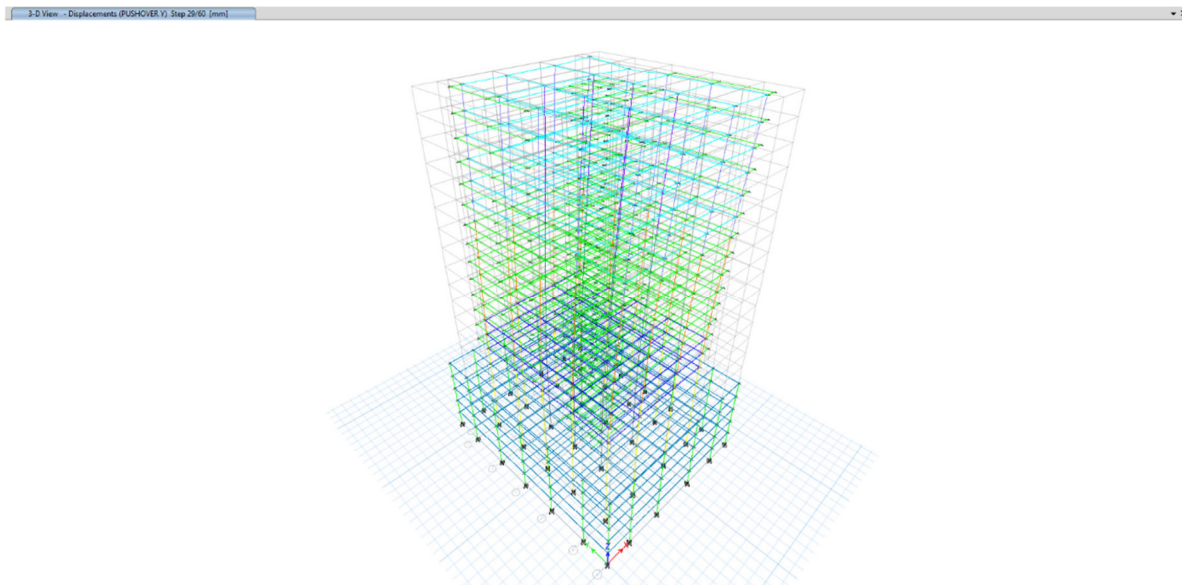


Figura 72. Rótulas plásticas modelo HC y A80 – PUSHOVER Y. Escala de Niveles de Desempeño.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

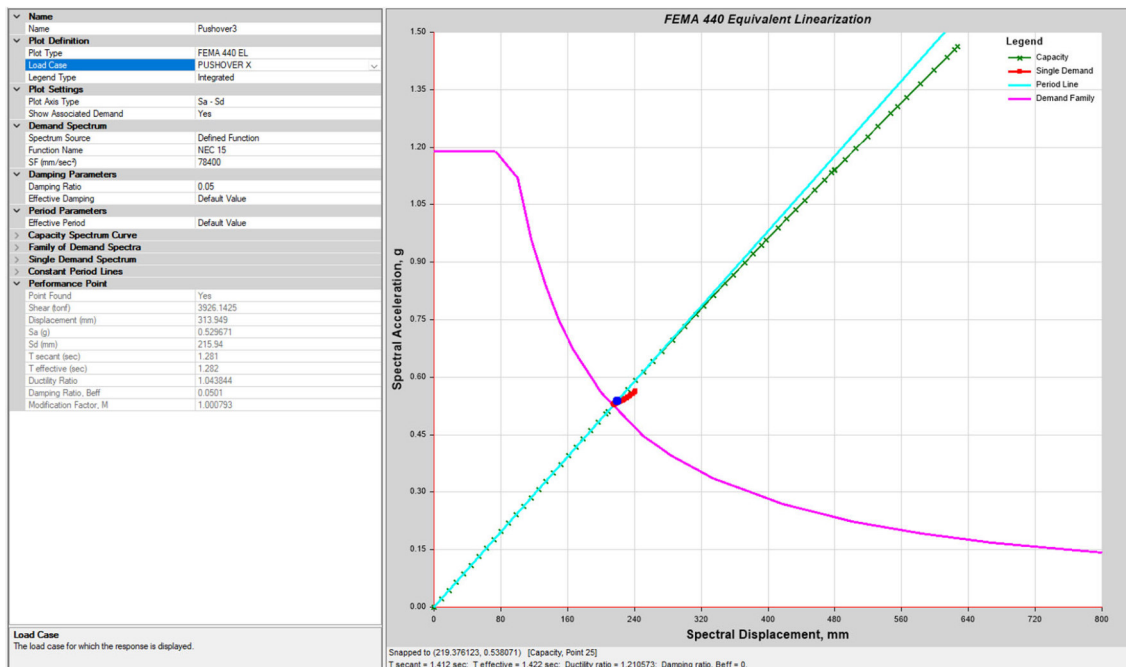


Figura 73. Punto de desempeño modelo HC y A80 – PUSHOVER X.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

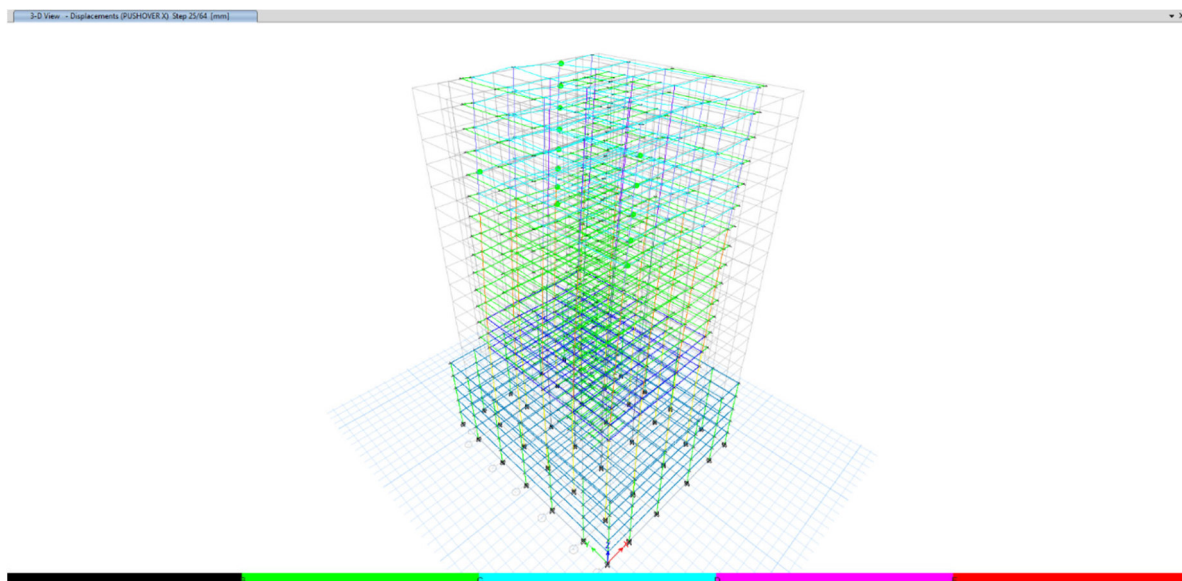


Figura 74. Rótulas plásticas modelo HC y A80 – PUSHOVER X. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

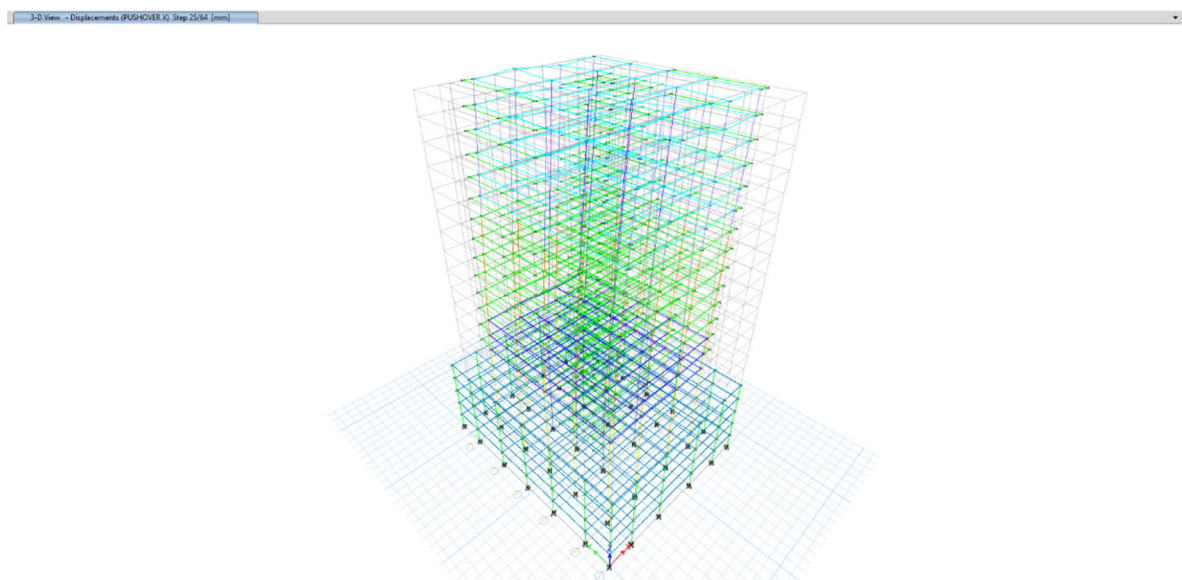


Figura 75. Rótulas plásticas modelo HC y A80 – PUSHOVER X. Escala de Niveles de Desempeño.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

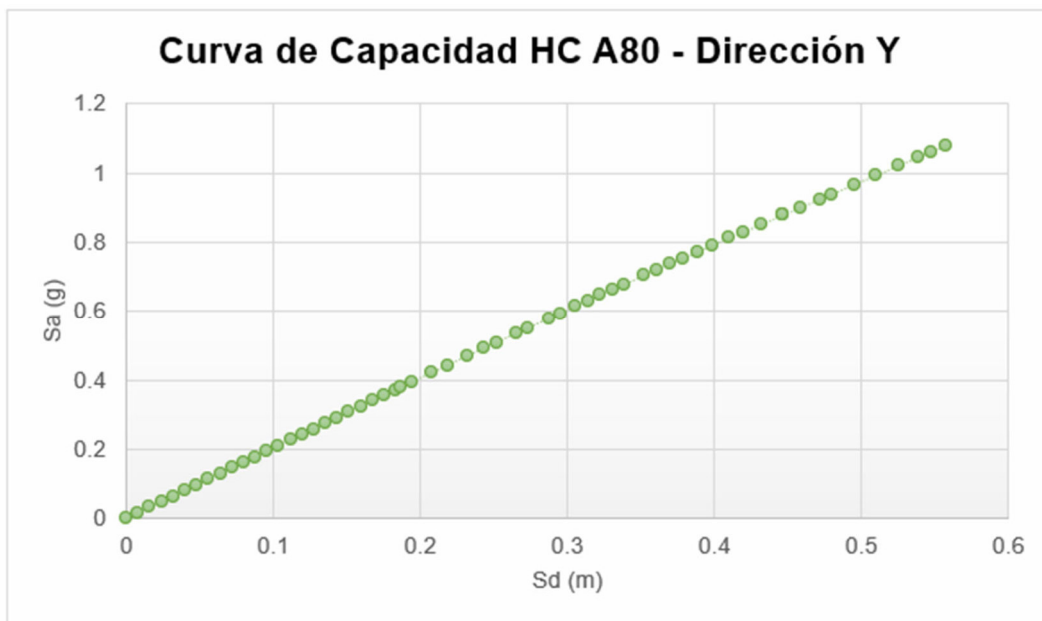


Figura 76. Curva de capacidad HC A80 – Dirección Y

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

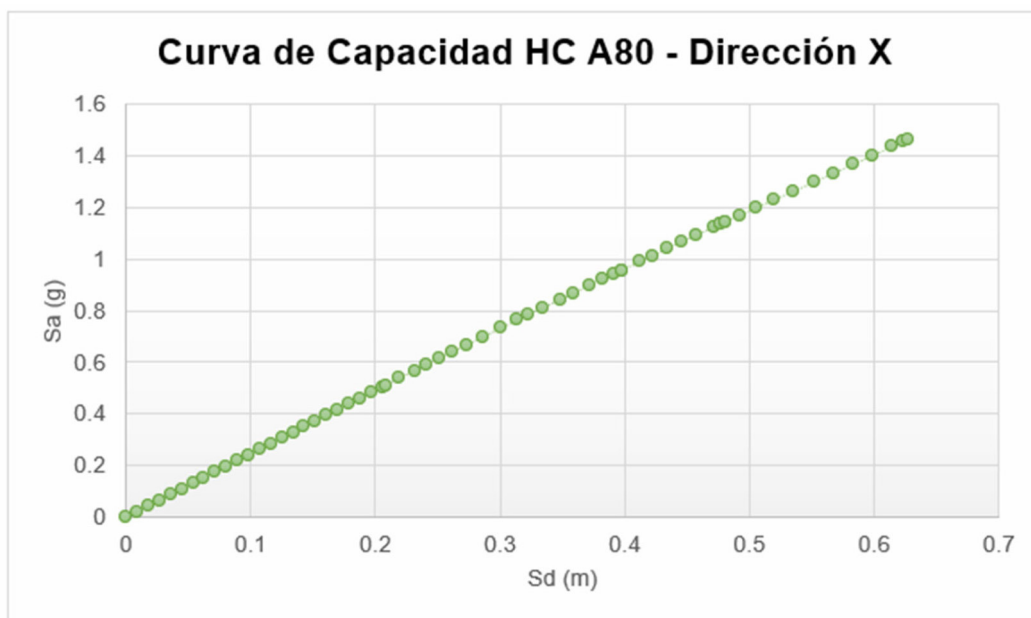


Figura 77. Curva de capacidad HC A80 – Dirección X

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.13.1.3. Modelo de hormigón liviano y acero de refuerzo grado 60

De acuerdo con los resultados, el punto de desempeño del modo de vibración fundamental es el punto 23 (Figura 78) correspondiente al caso PUSHOVER Y, mientras que, para PUSHOVER X el punto 20 (Figura 81).

Para la escala de esfuerzo – desplazamiento ambos casos de carga denotan plastificación en vigas y para los elementos verticales no se evidencia ninguna (Figuras 79 y 82). Por otra parte, no se muestra rótulas plásticas para los casos de carga correspondientes a la escala de niveles de desempeño (Figuras 80 y 83), garantizando que la estructura sea mantenga dentro del rango operacional.

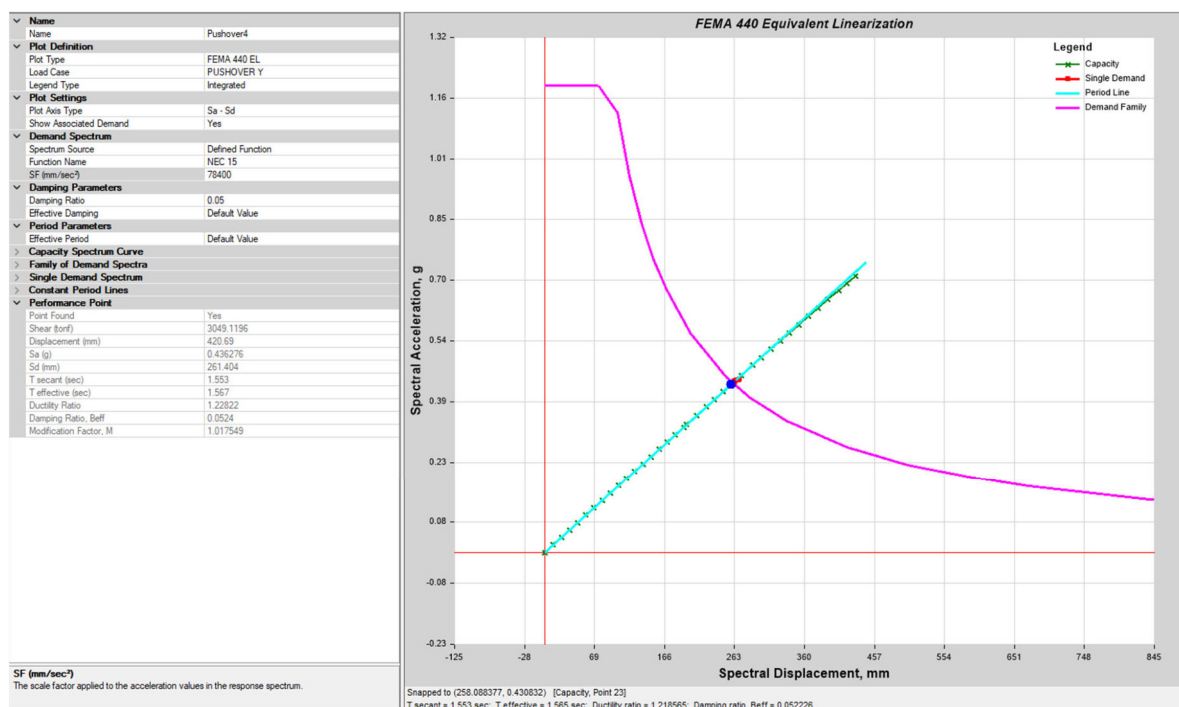


Figura 78. Punto de desempeño modelo HL y A60 – PUSHOVER Y.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

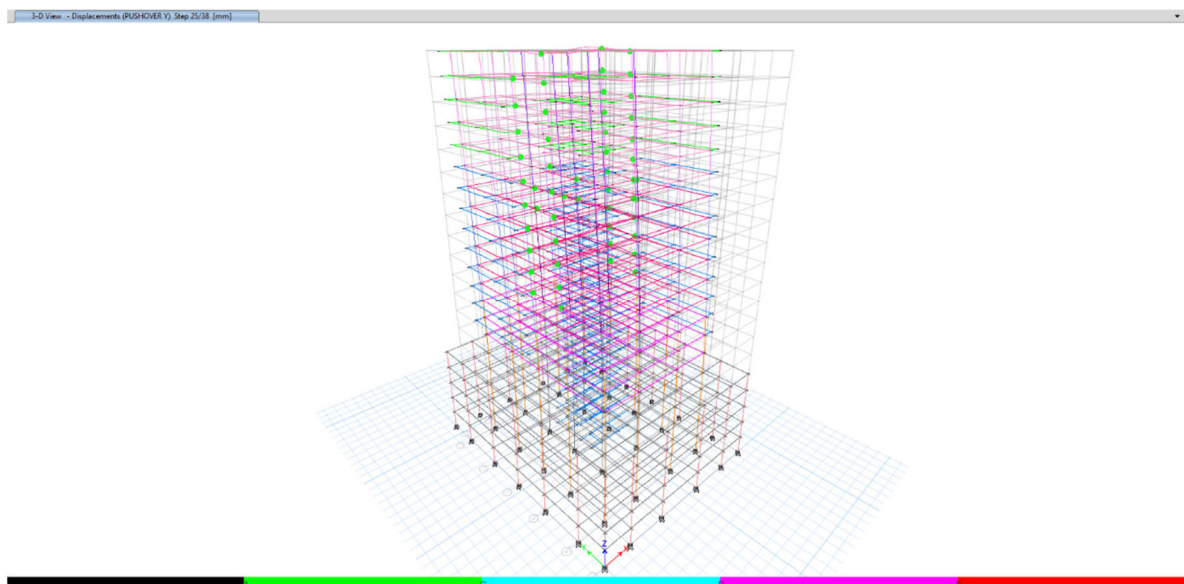


Figura 79. Rótulas plásticas modelo HL y A60 – PUSHOVER Y. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

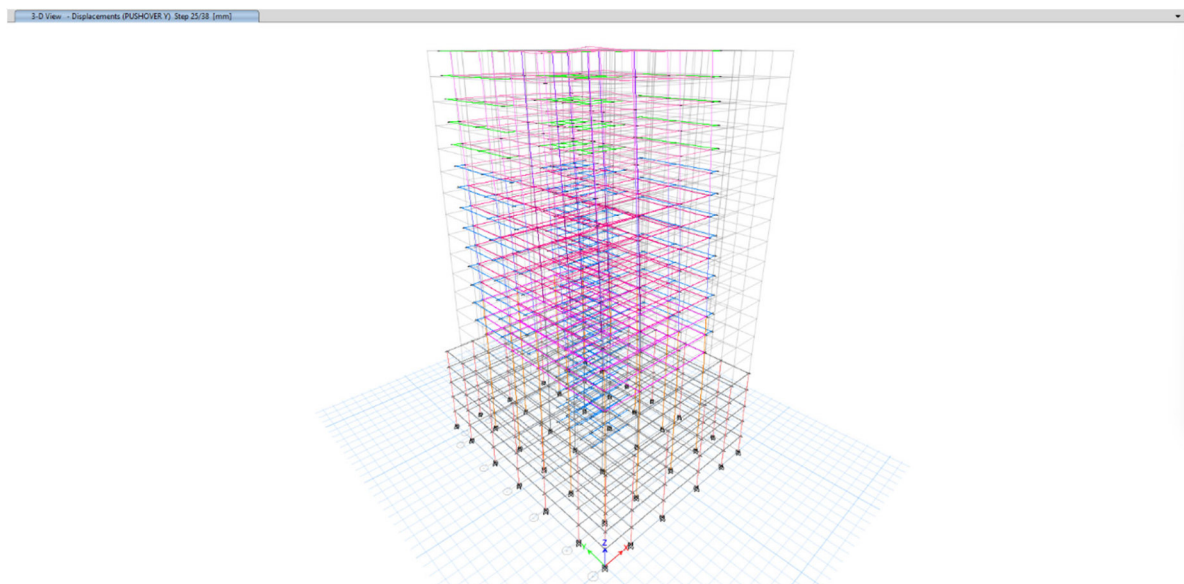


Figura 80. Rótulas plásticas modelo HL y A60 – PUSHOVER Y. Escala de Niveles de Desempeño.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

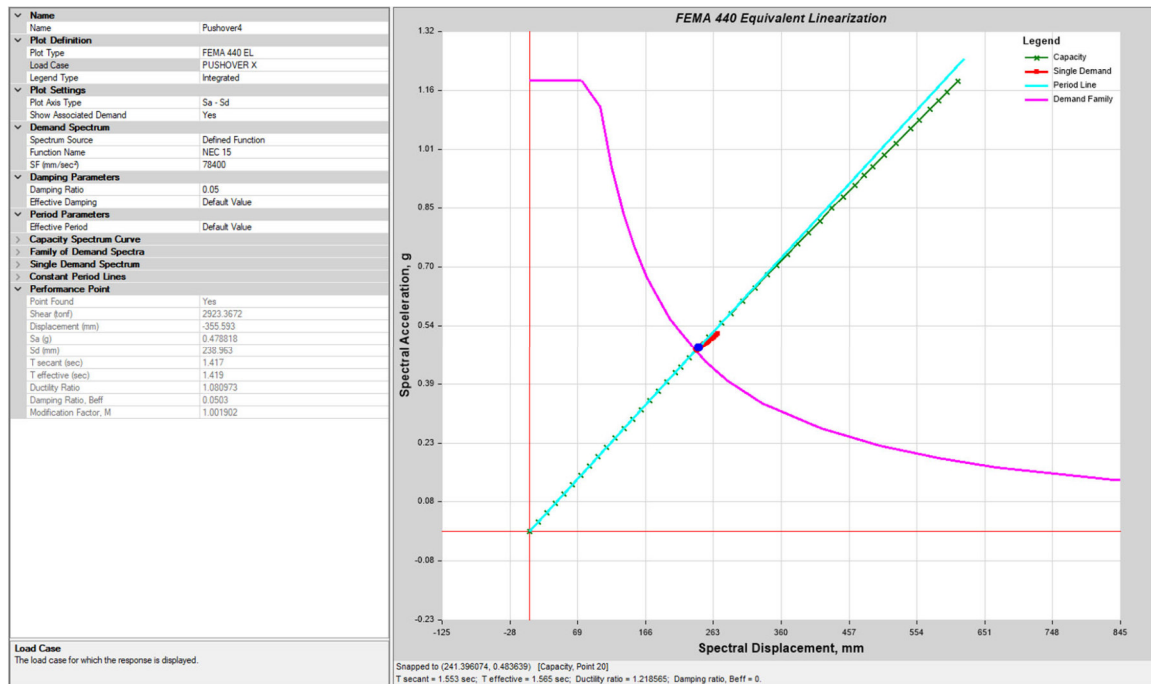


Figura 81. Punto de desempeño modelo HL y A60 – PUSHOVER X.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

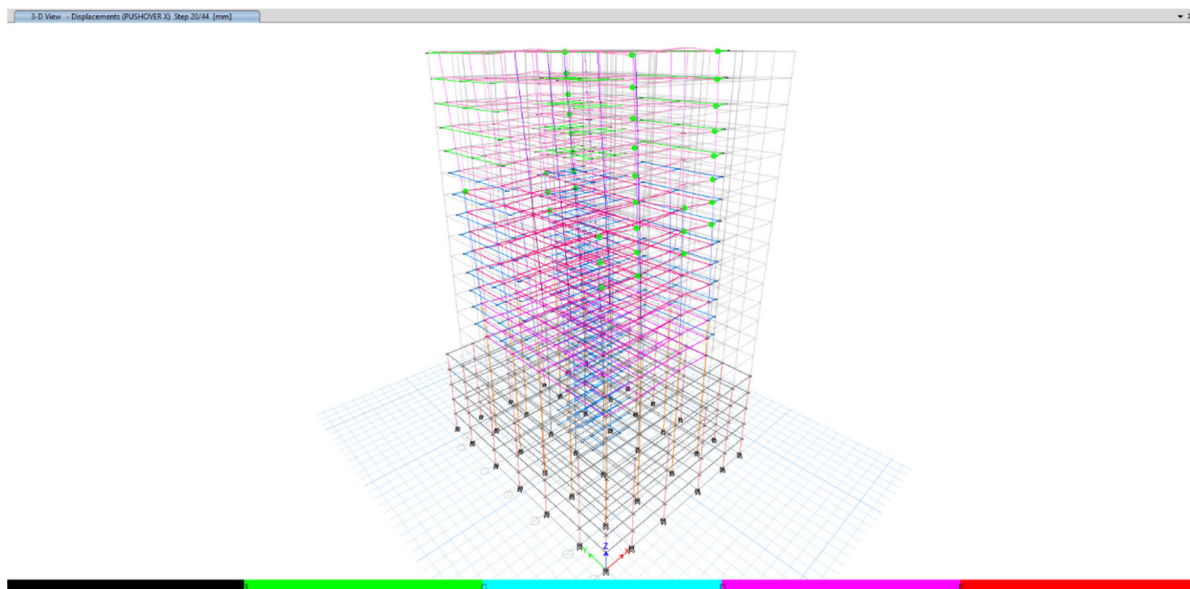


Figura 82. Rótulas plásticas modelo HL y A60 – PUSHOVER X. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

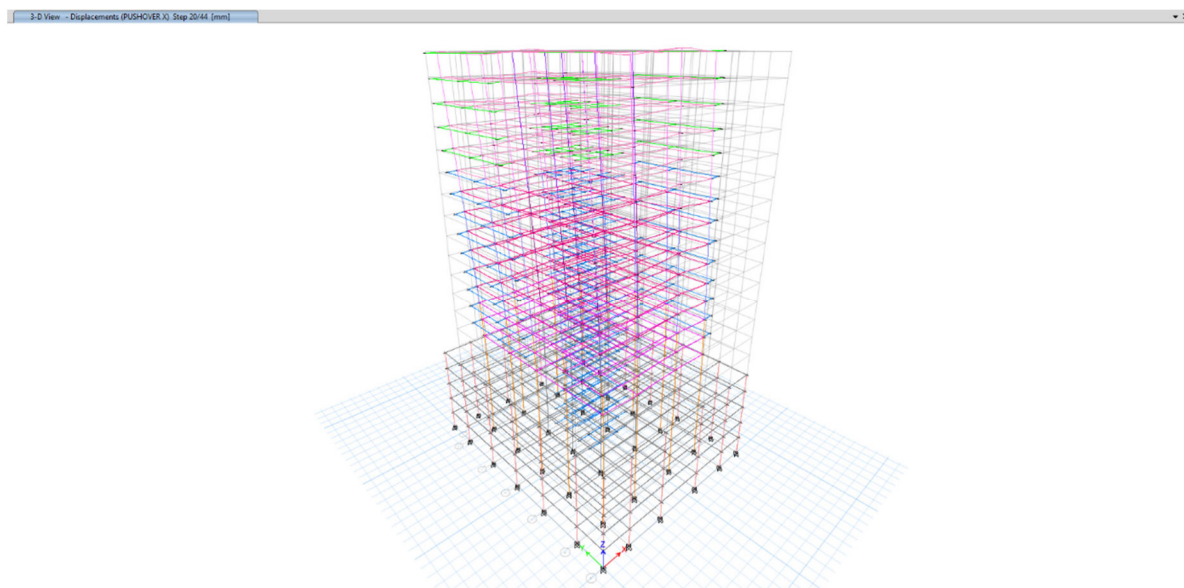


Figura 83. Rótulas plásticas modelo HL y A60 – PUSHOVER X. Escala de Niveles de Desempeño.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

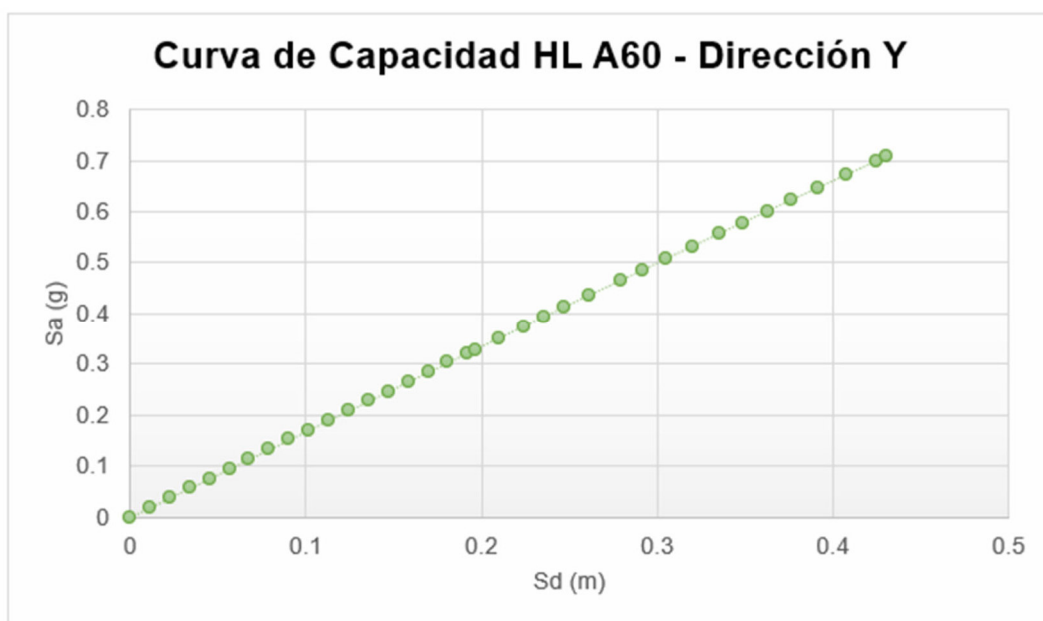


Figura 84. Curva de capacidad HL A60 – Dirección Y

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

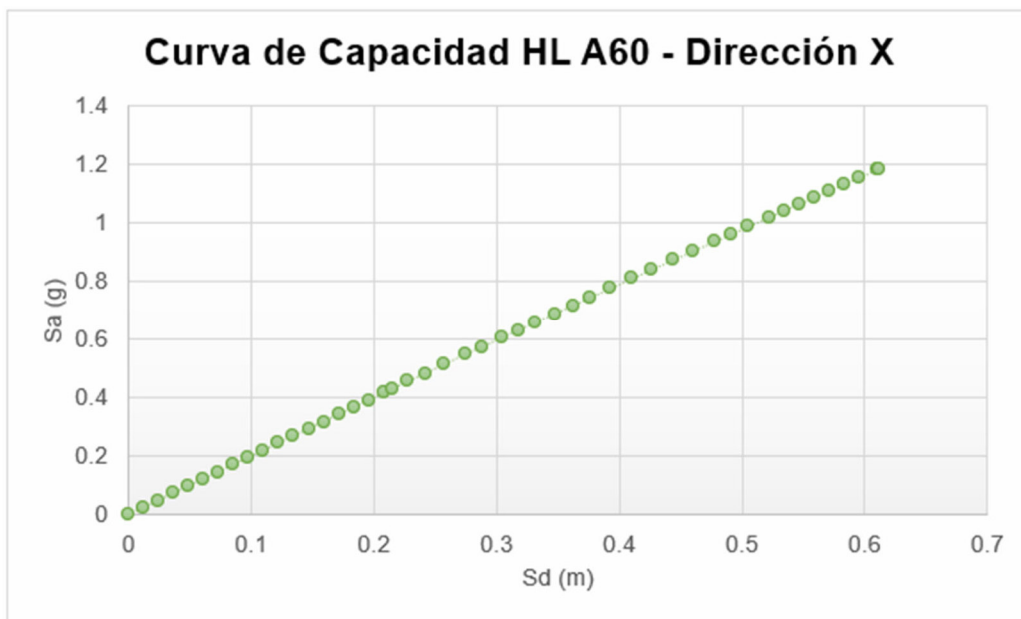


Figura 85. Curva de capacidad HL A60 – Dirección X

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.13.1.4. Modelo de hormigón liviano y acero de refuerzo grado 80

El análisis del modo de vibración fundamental presenta el punto de desempeño en el punto 23 según la Figura 86. Para el caso de carga PUSHOVER X correspondiente al segundo modo de vibración se encuentra en el punto 20 (Figura 89).

De acuerdo con la escala de esfuerzo – desplazamiento para ambos casos de carga (Figuras 87 y 90), se evidencia que las rótulas plásticas han formado únicamente en los elementos horizontales (vigas), mientras que, las columnas no muestran fluencia en ninguno de sus extremos. Finalmente, las Figuras 88 y 91 denotan que para la escala de niveles de desempeño no existe plastificación en ningún elemento de la estructura, garantizando que la edificación se mantenga totalmente operacional.

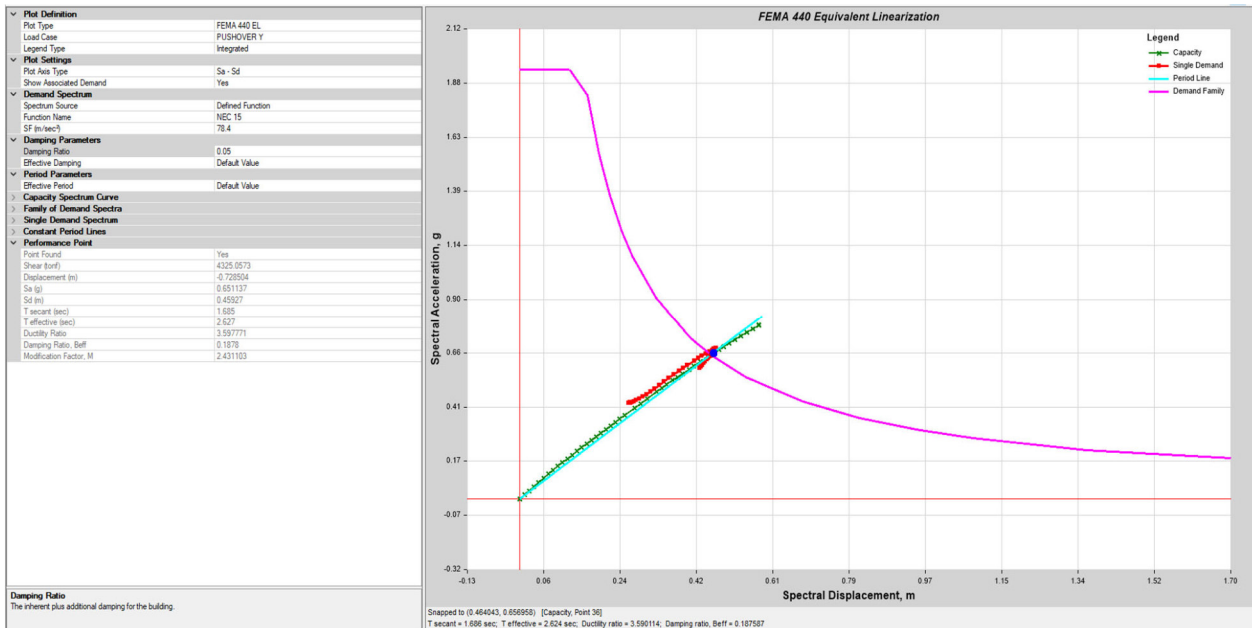


Figura 86. Punto de desempeño modelo HL y A80 – PUSHOVER Y.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

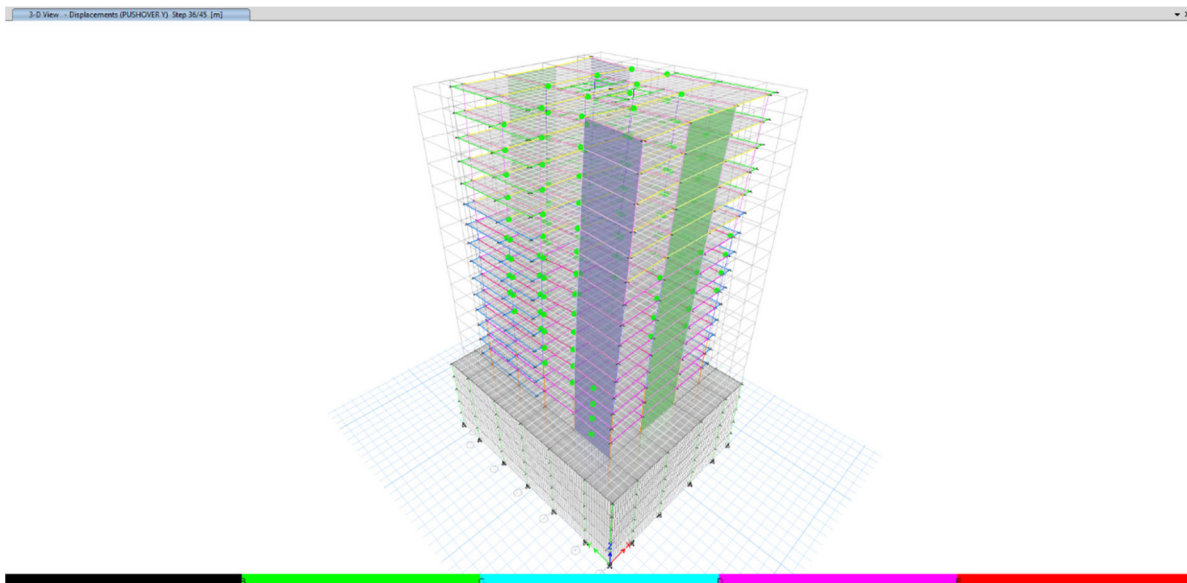


Figura 87. Rótulas plásticas modelo HL y A80 – PUSHOVER Y. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

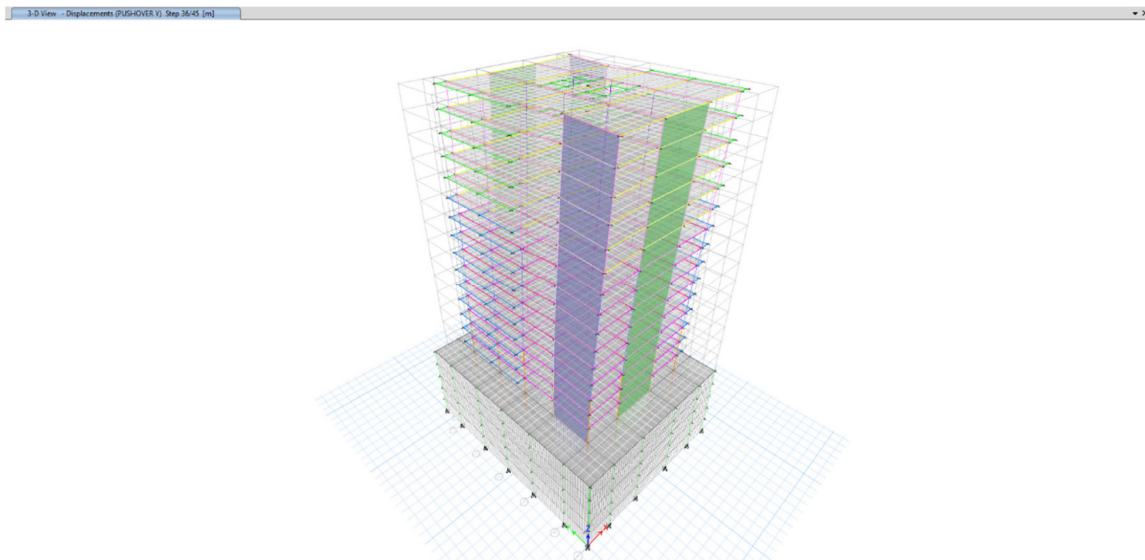


Figura 88. Rótulas plásticas modelo HL y A80 – PUSHOVER Y. Escala de Niveles de Desempeño.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

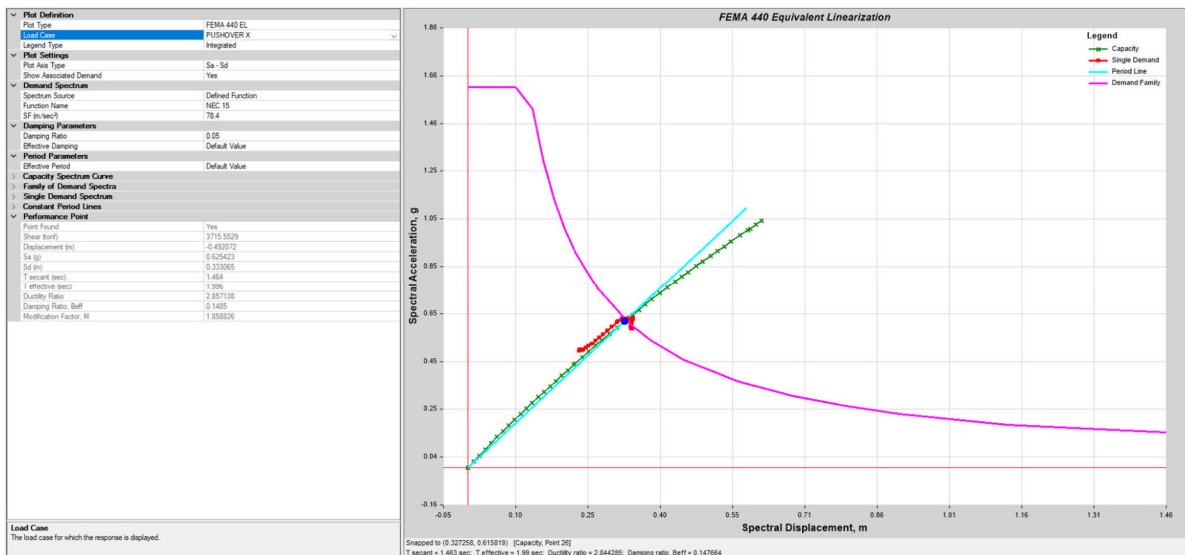


Figura 89. Punto de desempeño modelo HL y A80 – PUSHOVER X.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

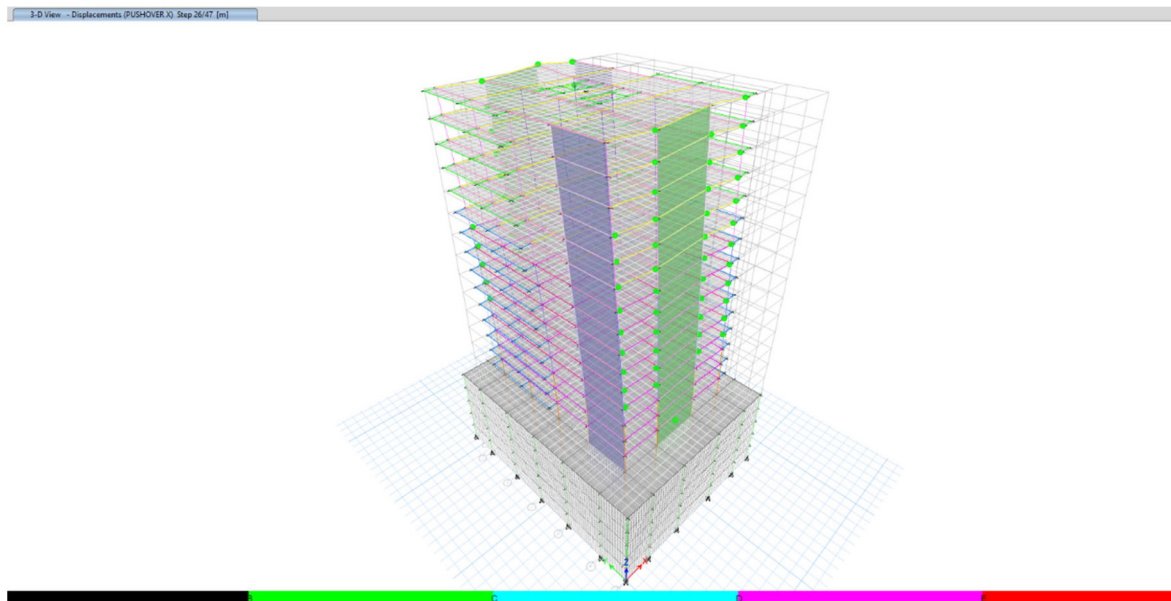


Figura 90. Rótulas plásticas modelo HL y A80 – PUSHOVER X. Escala de Esfuerzo – Desplazamiento.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

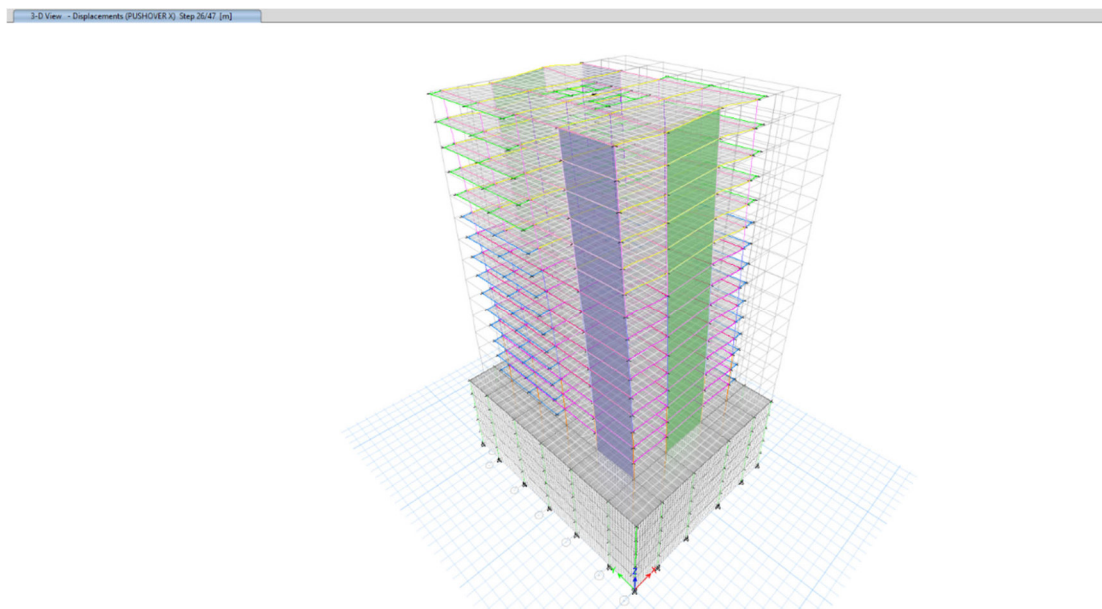


Figura 91. Rótulas plásticas modelo HL y A80 – PUSHOVER X. Escala de Niveles de Desempeño.

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

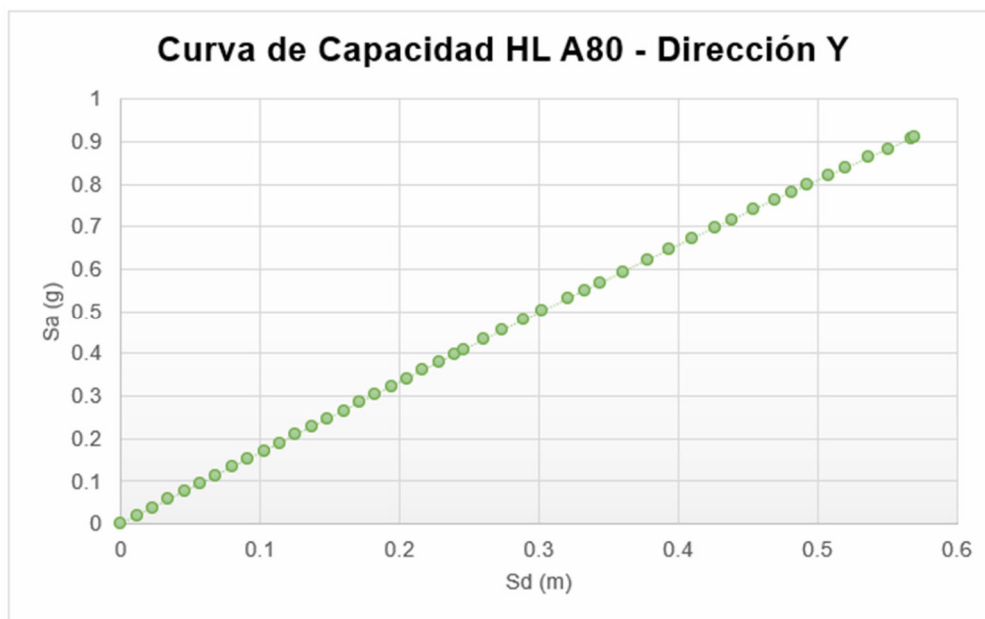


Figura 92. Curva de capacidad HL A80 – Dirección Y

Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

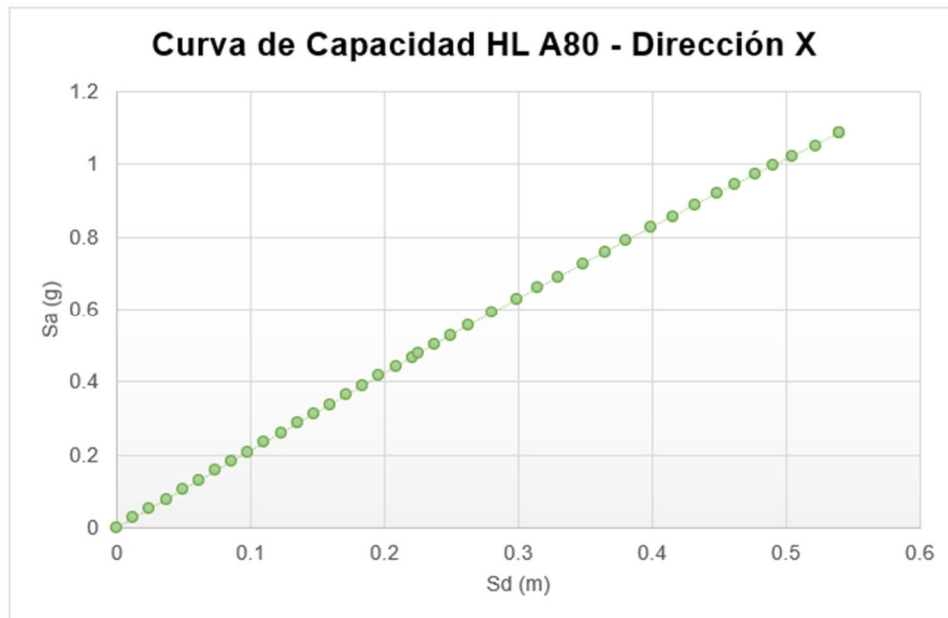


Figura 93. Curva de capacidad HL A80 – Dirección X

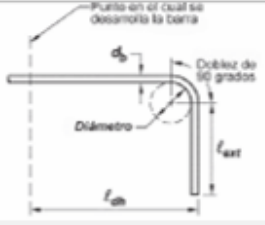
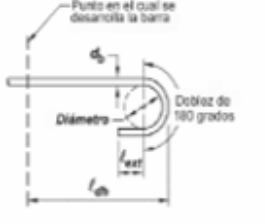
Fuente. ETABS 2018. Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.13. ELABORACIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES.

Geometría de ganchos estándar para barras sometidas a tracción

Se determina en función del diámetro interior de curvatura. El objetivo principal de estas dimensiones mínimas es prevenir el aplastamiento del hormigón dentro del doblez y evitar la rotura del acero al doblarlo. El ACI - 318 (2019) tabla 25.3.1. establece las dimensiones mínimas de los ganchos estándar.

Tabla 66. Geometría gancho estándar para refuerzo a tracción corrugado.

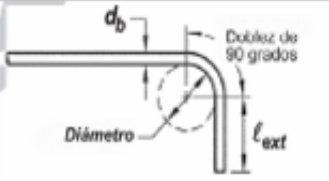
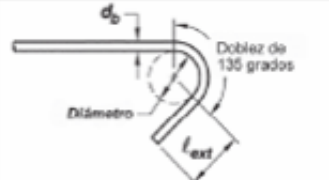
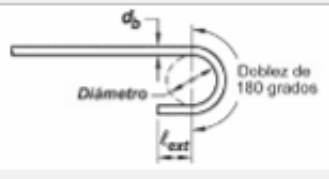
Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado en mm	Extensión recta l_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90°	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180°	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

Fuente: (ACI Committee 318, 2019).

Geometría del gancho estándar refuerzo de confinamiento.

Deben cumplir con el ACI - 318 (2019) tabla 25.3.2, para garantizar que los diámetros de varilla y sus longitudes de gancho no afecten el recubrimiento del elemento cuando es sometido a esfuerzos, y a su vez evitar el enderezamiento del gancho.

Tabla 67. Especificaciones de geometría del gancho estándar para refuerzo de confinamiento.

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado en mm	Extensión recta l_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90°	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 180°	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180°	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

Fuente: (ACI Committee 318, 2019).

Longitud de desarrollo

Es el valor mínimo requerido para que exista una correcta distribución de esfuerzo a través de la barra, esta longitud se extiende desde el punto donde se desarrollan los esfuerzos máximos. El requerimiento de utilizar una longitud de desarrollo mínima en las barras se debe principalmente a la tendencia que presenta. El ACI - 318 (2019) sección 25.4 describe las longitudes de desarrollo mínimas para varillas corrugadas de refuerzo como se indica a continuación.

Barras corrugadas en tracción (l_d)

Debe ser el mayor entre los valores obtenidos mediante la tabla 68 y 300 mm.

Tabla 68. Longitud de desarrollo refuerzo a tracción corrugado

Espaciamiento y recubrimiento	Barras No. 19 o menores	Barras No. 22 y mayores
Espaciamiento libre entre barras o alambres que se están desarrollando o empalmado por traslape no menor que db , recubrimiento libre al menos db , y no menos estribos a lo largo de db que el mínimo del Reglamento o espaciamiento libre entre barras o alambres que están siendo desarrollados o empalmados por traslape no menor que $2db$ y recubrimiento libre no menor que db	$\left(\frac{fy \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{2.1 \lambda \sqrt{f'c}}\right) d_b$	$\left(\frac{fy \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.7 \lambda \sqrt{f'c}}\right) d_b$
Otros casos	$\left(\frac{fy \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.4 \lambda \sqrt{f'c}}\right) d_b$	$\left(\frac{fy \Psi_t \Psi_e \Psi_g}{1.1 \lambda \sqrt{f'c}}\right) d_b$

Fuente: (ACI Committee 318, 2019).

Los factores especificados en la tabla 68 se determinan conforme lo especificado en el ACI - 318 (2019) sección 25.4.2.5 como se indica a continuación.

Tabla 69. Factores para la modificación para l_d en refuerzo corrugado a tracción

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto liviano	0.75
	Concreto convencional	1
Grado de la varilla de refuerzo Ψ_g	Grado 280 o Grado 420	1
	Grado 550	1.15
Epóxico Ψ_e	Refuerzo sin recubrimiento o galvanizado	1
Tamaño Ψ_s	Barras No. 22 y mayores	1
	Barras No. 19 y menores	0.8
Ubicación Ψ_t	Otra	1

Nota. El producto de Ψ_t y Ψ_e no debe exceder 1.7

Fuente: (ACI Committee 318, 2019).

El ACI - 318 (2019) sección 25.4.3.1 establece que la distancia mínima para l_d en tracción que termina con un gancho estándar, debe ser mayor de $8 d_b$, 150 mm y la siguiente expresión.

$$\left(\frac{0.24 \cdot fy \cdot \Psi_e \cdot \Psi_r \cdot \Psi_o \cdot \Psi_c}{\lambda \cdot \sqrt{f'c}} \right) \cdot d_b$$

Donde cada uno de los factores se determinan de acuerdo con el ACI - 318 (2019) sección 25.4.3.2 y descritos en la tabla 70.

Tabla 70. Factores de modificación para l_d de las barras con gancho a tracción.

Factor de modificación	Condición	Valor del factor
Concreto de peso liviano λ	Concreto liviano	0.75
	Concreto convencional	1
Recubrimiento Ψ_c	Otras	1
Epóxico Ψ_e	Refuerzo sin recubrimiento o galvanizado	1
Confinamiento del refuerzo Ψ_o	Otra	0.8
Ubicación Ψ_t	Para $f'c < 42$ MPa	$f'c/105 + 0.6$

Fuente: (ACI Committee 318, 2019).

Para varillas corrugadas a compresión, la longitud l_{dc} es igual al mayor valor según lo especificado en el ACI - 318 (2019) sección 25.4.9.1.

- 200 mm
- $\left(\frac{0.24 \cdot fy \cdot \Psi_r}{\lambda \cdot \sqrt{f'c}} \right) \cdot d_b$
- $0.043 \cdot fy \cdot \Psi_r \cdot d_b$

Donde:

Ψ_r y λ = Son factores cuyo valor puede ser tomado como 1 para ambos en caso de utilizar hormigón convencional, para hormigón liviano λ toma un valor de 1.

Empalmes

El ACI - 318 (2019) sección 25.5 establece las siguientes consideraciones para traslapes o empalmes:

- Las varillas mayores a la No. 36 no se deben utilizar empalmes por traslape.
- No se permite reducir l_d mínimos para determinar las longitudes de traslape.

Para vigas y losas

Para varillas a tracción la longitud del empalme se determina de acuerdo con el ACI - 318 (2019) tabla 25.5.2.1 en la cual se clasifica los empalmes en tipo A y B como se indica a continuación.

Tabla 71. Empalme por traslape de refuerzo longitudinal corrugado a tracción

<i>Ascolocado</i> <i>/Asrequerido</i> En la longitud del empalme	Porcentaje máximo de As empalmado dentro de la longitud de traslape requerida	Tipo de empalme	l_{st}	
≥ 2.0	50	Clase A	Mayor de:	$1.0l_d$ y 300 mm
	100	Clase B	Mayor de:	$1.3l_d$ y 300 mm
< 2	Todos los casos	Clase B	Mayor de:	$1.3l_d$ y 300 mm

Fuente: (ACI Committee 318, 2019).

Por otro lado, cuando se empalman varillas en tracción con diámetro diferente, l_{st} corresponde a la máxima distancia entre l_d de la varilla de mayor diámetro y l_{st} de la barra de menor tamaño (ACI Committee 318, 2019).

Para varillas corrugadas a compresión, la longitud de traslape l_{sc} se determina de acuerdo con en el ACI - 318 (2019) literal 25.5.5.1, donde se establece lo siguiente para barras No. 36 y menores.

- Para $f_y \leq 420 \text{ MPa}$, l_{sc} es la longitud mayor entre 300 mm y $0.071 \cdot f_y \cdot d_b$
- Para $420 < f_y \leq 550 \text{ MPa}$, l_{sc} es la longitud mayor entre $(0.13 \cdot f_y - 24) \cdot d_b$ y 300mm.

- c. Cuando se empalman varillas en tracción con diámetro diferente, l_{sc} corresponde a la máxima distancia entre l_d de la varilla de mayor diámetro y l_{sc} de la barra de menor tamaño (ACI Committee 318, 2019).

Para columnas y muros

La longitud de desarrollo en tracción para una barra recta debe ser igual al mayor entre (a) y (b):

- (a) 2.5 veces l_d requerida si el espesor del hormigón colocado fresco debajo de la barra no es mayor de 300 mm.
- (b) 3.25 veces l_d requerida si el espesor de hormigón colocado fresco en una sola operación debajo de la barra es mayor de 300 mm.

Además, las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar a través del núcleo confinado de la columna incrementándose en un factor de 1.6 veces l_d . (ACI Committee 318, 2019).

3.14. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

Para el presente proyecto el análisis se lo elabora para las variables en estudio, como son el acero y el hormigón.

- *Hormigón convencional*

El hormigón convencional de vigas, losas y muros en la elaboración de APU se la considera de la siguiente manera.

Dentro de los equipos utilizados se encuentra la herramienta menor, el vibrador y el encofrado metálico, la cantidad de este último se estima en m^2 por cada m^3 . Por otro lado, para los materiales se utilizó directamente el hormigón premezclado, por lo que, el precio varía de acuerdo con la distribuidora considerada. En este caso se realizó la cotización con la hormigonera Metro cúbico. Además, se toma en cuenta el desmoldante para encofrado metálico.

En cuanto a la mano de obra, el personal considerado son dos albañiles, tres peones y maestro mayor, el cual no se lo considera en su totalidad ya que su principal función es supervisar.

Las cantidades de los materiales y equipos se estiman en base a especificaciones técnicas y a su vez, considerando el porcentaje de desperdicio de los materiales en los cuales es necesario, como es el hormigón, cuyo porcentaje de desperdicio considerado es del 2% y para el desmoldante de encofrado es del 1%.

A continuación, se presenta un ejemplo de APU para los casos de hormigón convencional y hormigón liviano para el rubro de Hormigón con encofrado para columnas de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 72. APU de hormigón convencional con encofrado para columnas $f'c = 28 \text{ MPa}$

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO					
RUBRO: Hormigón convencional con encofrado para columnas $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$				UNIDAD:	m ³
				CÓDIGO:	HC-01
EQUIPOS					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 1.25	\$ 1.250	1.133	\$ 1.417
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.875	1.133	\$ 2.125
Encofrado metálico/m ²	2.40	\$ 5.88	\$ 13.579	1.133	\$ 15.389
SUBTOTAL M					\$ 18.931
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	1.133	\$ 0.777
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	1.133	\$ 11.039
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	1.133	\$ 13.192
SUBTOTAL N					\$ 25.008
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO	
Hormigón convencional premezclado $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$	m ³	1.02	\$ 89.78	\$ 91.555	
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.22	\$ 2.88	\$ 0.640	
SUBTOTAL O					\$ 92.196
TRANSPORTE					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
SUBTOTAL P					\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					136.135
INDIRECTOS					0.00%
COSTO TOTAL DEL RUBRO					136.14
CIENTO TREINTA Y SEIS dólares con CATORCE centavos					

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 73. APU de hormigón liviano con encofrado para columnas $f'c= 28$ MPa

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO: Hormigón liviano con encofrado para columnas $f'c= 280$ Kg/cm ²				UNIDAD:	m ³	
				CÓDIGO:	HL-01	
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 1.36	\$ 1.361	1.233	\$ 1.678	
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.875	1.233	\$ 2.313	
Encofrado metálico	2.40	\$ 5.66	\$ 13.579	1.233	\$ 16.747	
SUBTOTAL M					\$ 20.738	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	1.233	\$ 0.846	
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	1.233	\$ 12.013	
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	1.233	\$ 14.366	
SUBTOTAL N					\$ 27.215	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Hormigón liviano premezclado $f'c=280$ kg/cm ²	m ³	1.02	\$ 164.77	\$ 168.066		
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.22	\$ 2.88	\$ 0.640		
SUBTOTAL O					\$ 168.706	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				216.658	
	INDIRECTOS				0.00%	0.000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				216.66	
<i>D OSCIENTOS DIECISEIS dólares con SESENTA Y SEIS centavos</i>						

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

- Acero de refuerzo

Para el APU de provisión e instalación de acero de refuerzo para columnas, vigas, muros y losas se utilizan como parte de los equipos, la herramienta menor y la cortadora dobladora de hierro, de la cual se realizó un análisis de costos fijos y variables, para obtener una estimación del costo horario de la maquinaria en base a un precio de compra del producto. En la tabla 74 se presenta este análisis en el que se obtiene un costo horario de \$1.12. Donde los costos fijos consideran el interés inmobiliario establecido por el BCE del 10.40%, la depreciación, reparaciones,

mantenimiento y el seguro en caso de ser necesario. Por otra parte, los costos variables en este caso únicamente consideran los lubricantes necesarios y el consumo de luz, el cual en este caso debido a las especificaciones técnicas del equipo es necesario 220V, para el funcionamiento del equipo.

Tabla 74. Costo horario de la cortadora y dobladora de hierro

COSTOS		
MAQUINARIA Cortadora y Dobladora de Hierro		
COSTO INICIAL	\$ 3,117.91	<i>Cotización compra del equipo</i>
HORAS NORMALES	2,496.00	horas/año
COSTOS FIJOS		
<u>INTERÉS SOBRE CAPITAL</u>		
Tasa de interés	10.40%	
I =	\$ 0.13	/hora
<u>DEPRECIACIÓN</u>		
D =	\$ 0.25	/hora
<u>REPARACIONES Y MANTENIMIENTO</u>		
R =	\$ 0.12	/hora
<u>SEGURO</u>		
S =	\$ 0.01	/hora
Suma Equipo Inactivo	\$ 0.52	/hora
Meses Activos	10.00	/año
Factor de Utilización	1.20	
TOTAL COSTOS FIJOS	\$ 0.62	/hora
COSTOS OPERACIÓN (COSTOS VARIABLES)		
<u>LUZ ELÉCTRICA</u>		
PRECIO LUZ	\$ 0.10	/kWh
CONSUMO	5.72	/kWh
	\$ 0.59	/hora
<u>LUBRICANTES</u>		
L	\$ 0.50	/hora
COSTOS DE OPERACIÓN	\$ 1.09	/hora
COSTO TOTAL	\$ 1.71	/hora

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

En cuanto a los materiales utilizados se encuentra el alambre galvanizado N°18 necesario para sujetar el acero, el separador homologado de plástico y al acero de refuerzo que puede ser grado 60 o grado 80. La mano de obra considerada es de 2

ayudantes de fierro y el fierro, quien es el que supervisa, por lo que, no se estima en su totalidad. A continuación, se presentan las APUs del acero de refuerzo grado 60 y de alta resistencia.

Tabla 75. Provisión e instalación de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO: Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$				UNIDAD:	kg	
				CÓDIGO:	A60-01	
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 0.02	\$ 0.02	0.040	\$ 0.001	
Cortadora dobladora de hierro	1	\$ 1.71	\$ 1.71	0.040	\$ 0.068	
SUBTOTAL M					\$ 0.068	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Fierro (ESTR.O.C.D2)	0.1	\$ 4.87	\$ 0.487	0.040	\$ 0.019	
Ayudante de Fierro (ESTR.O.C.E2)	2	\$ 3.88	\$ 7.760	0.040	\$ 0.307	
SUBTOTAL N					0.326	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Alambre galvanizado N°18	kg	0.01	\$ 2.04	\$ 0.01		
Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1.02	\$ 1.08	\$ 1.10		
Separador homologado de plástico	u	0.50	\$ 0.02	\$ 0.01		
SUBTOTAL O					1.120	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN I.V.A.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				1.515	
	INDIRECTOS				0.00%	0.000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				1.51	
UN dólar con CINCUENTA Y UN centavo						

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 76. Provisión e instalación de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas con $f_y=4200$ kg/cm².

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO:		Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, $f_y=5500$ kg/cm ²			UNIDAD:	kg
					CÓDIGO:	A80-01
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 0.02	\$ 0.02	0.048	\$ 0.001	
Cortadora dobladora de hierro	1	\$ 1.71	\$ 1.71	0.048	\$ 0.082	
SUBTOTAL M					\$ 0.083	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Fierro (ESTR.OC.D2)	0.1	\$ 4.87	\$ 0.487	0.048	\$ 0.023	
Ayudante de Fierro (ESTR.OC.E2)	2	\$ 3.88	\$ 7.760	0.048	\$ 0.372	
SUBTOTAL N					0.395	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Alambre galvanizado N°18	kg	0.01	\$ 2.04	\$ 0.01		
Acero de refuerzo $f_y=5500$ kg/cm ²	kg	1.02	\$ 1.18	\$ 1.20		
Separador homologado de plástico	u	0.50	\$ 0.02	\$ 0.01		
SUBTOTAL O					1.222	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
		TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			1.700	
		INDIRECTOS			0.00%	
		COSTO TOTAL DEL RUBRO			1.70	
<i>UN dólar con SETENTA centavos</i>						

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

3.14.1. PRESUPUESTOS

Una vez realizados los APUs, se procede a estimar el presupuesto total de acero y hormigón para los elementos estructurales de cada uno de los modelos analizados como se indica a continuación.

Tabla 77. Presupuesto del modelo de hormigón convencional y acero grado 60

1. MODELO HC A60					
NÚMERO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
HC-01	Hormigón convencional con encofrado para columnas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1035.276	136.14	\$ 140,937.45
HC-02	Hormigón convencional con encofrado para vigas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1536.56325	128.98	\$ 198,180.59
HC-04	Losa alivianada hormigón convencional con encofrado, $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 27 cm	m2	12728.25926	54.03	\$ 687,709.70
HC-05	Hormigón convencional con encofrado para muros $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1182.4625	138.03	\$ 163,217.53
A60-01	Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1313652	1.51	\$ 1,990,033.28
MES-01	Malla electrosoldada 10 cm x 10 cm x 4mm	m2	12728.25926	3.49	\$ 44,391.31
TOTAL					\$ 3,224,469.86

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 78. Presupuesto del modelo de hormigón convencional y acero grado 80

2. MODELO HC A80					
NÚMERO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
HC-01	Hormigón convencional con encofrado para columnas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1035.276	136.14	\$ 140,937.45
HC-02	Hormigón convencional con encofrado para vigas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1326.729	128.98	\$ 171,116.90
HC-03	Losa alivianada hormigón convencional con encofrado, $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 29 cm	m2	13008.62069	53.35	\$ 694,074.17
HC-05	Hormigón convencional con encofrado para muros $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1191.11	138.03	\$ 164,411.16
A80-01	Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, $f_y = 5500 \text{ kg/cm}^2$	kg	1035916	1.70	\$ 1,761,224.88
MES-01	Malla electrosoldada 10 cm x 10 cm x 4mm	m2	13008.62069	3.49	\$ 45,369.10
TOTAL					\$ 2,977,133.66

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 79. Presupuesto del modelo de hormigón liviano y acero grado 60

3. MODELO HL A60					
NÚMERO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
HL-01	Hormigón liviano con encofrado para columnas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1035.276	216.66	\$ 224,301.29
HL-02	Hormigón liviano con encofrado para vigas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1321.4826	208.87	\$ 276,015.66
HL-04	Losa alivianada hormigón liviano con encofrado, $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 27 cm	m2	12981.92593	69.19	\$ 898,199.80
HL-05	Hormigón liviano con encofrado para muros $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1141.705	218.72	\$ 249,716.62
A60-01	Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1150974	1.51	\$ 1,743,594.62
MES-01	Malla electrosoldada 10 cm x 10 cm x 4mm	m2	12981.92593	3.49	\$ 45,276.00
TOTAL					\$ 3,437,103.99

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 80. Presupuesto del modelo de hormigón liviano y acero grado 80

4. MODELO HL A80					
NÚMERO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO TOTAL
HL-01	Hormigón liviano con encofrado para columnas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	872.1225	216.66	\$ 188,952.70
HL-02	Hormigón liviano con encofrado para vigas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1540.211	208.87	\$ 321,701.06
HL-03	Losa alivianada hormigón liviano con encofrado, $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 29 cm	m2	12889.16897	67.76	\$ 873,349.09
HL-05	Hormigón liviano con encofrado para muros $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	991.915	218.72	\$ 216,954.17
A80-01	Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, $f_y = 5500 \text{ kg/cm}^2$	kg	930461	1.70	\$ 1,581,934.31
MES-01	Malla electrosoldada 10 cm x 10 cm x 4mm	m2	12889.16897	3.49	\$ 44,952.50
TOTAL					\$ 3,227,843.83

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS COMPARATIVO DE RESULTADOS

4.1. COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

A continuación, se realizará la comparación del comportamiento estructural de las cuatro modelaciones analizadas bajo los parámetros establecidos bajo la normativa ecuatoriana NEC -15, e internacional ACI - 318 – 19 y ASCE 41 – 17.

4.1.1. MODOS DE VIBRACIÓN

Se resumen los valores resultantes de periodo y los tres primeros modos de vibración para cada uno de los modelos en la tabla 81, de la cual, se puede evidenciar que el periodo de los modelos elaborados con hormigón convencional son aproximadamente un 10% más rígidos en comparación con los realizados a partir del hormigón liviano, esto se debe principalmente debido a una reducción de peso de este material.

Además, el modo de vibración fundamental presenta un movimiento de la masa modal efectiva en las direcciones traslacionales y rotacionales similar para las cuatro modelaciones, siendo los primeros modos los que poseen un movimiento traslacional dominante, mientras que, en el tercer modo de vibración se presenta un movimiento rotacional. Por lo tanto, la edificación no presenta problemas de torsión en planta al cumplir con la normativa descrita previamente.

Tabla 81. Resumen periodo y masa modal efectiva.

Modelo	Periodo (s)	Ux	Uy	Rz
HC y A60	1.384	0.0016	0.4644	0
		0.4758	0.0015	0
		0	0	0.3626
HC y A80	1.372	0.0016	0.4676	0
		0.4786	0.0016	0
		0	0	0.3641
HL y A60	1.523	0.0008	0.4671	0
		0.4784	0.0007	0
		0	0	0.3601
HL y A80	1.531	0.0006	0.4724	0
		0.4858	0.0006	0
		0	0	0.3604

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.1.2. CORTANTE BASAL

La tabla 82 se resumen los valores correspondientes al peso de la estructura y cortante basal para los modelos realizados, dentro de los cuales se puede destacar una reducción de aproximadamente del 36% entre el primer modelo HC y A60 y el cuarto modelo HL y A80.

En cuanto a la variable acero de refuerzo el primer y segundo modelo presentan una reducción del 5.87% en peso, mientras que en el tercer y cuarto modelo se tiene una reducción del 2.26%. Por otra parte, el hormigón convencional y liviano presentan una diferencia del 32.77% en la primera y tercera modelación respectivamente en comparación al 28.23% que demuestran el segundo y cuarto modelo. Por lo tanto, se puede evidenciar que la variable más influyente en cuanto a peso de la estructura es el hormigón, siendo el hormigón liviano un material que por sus propiedades mecánicas permite dicha reducción.

Con respecto al cortante basal se puede constatar similar tendencia de reducción de cortante basal estático y dinámico con respecto al peso de la estructura entre los modelos, debido a que presentan iguales condiciones de emplazamiento y diseño en cuanto al espectro de respuesta. Es decir, la variable acero representa una reducción entre el 1 % y 5 % para los modelos de hormigón liviano y hormigón convencional respectivamente, mientras que para la variable hormigón esta reducción se encuentra entre el 35 % y 42 % para los modelos de acero A60 y acero A80 respectivamente.

Tabla 82. Resumen cortante basal y peso de la estructura

Modelo	Peso (PB - P14) (T)	Cortante Basal (T)		
		Estático	Dinámico x	Dinámico y
HC y A60	10709.23	931.7	706.07	682.25
HC y A80	10115.5	880.05	666.14	643.09
HL y A60	8066.56	701.79	498.87	479.01
HL y A80	7888.14	686.27	495.92	463.92

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.1.3. DERIVAS

Como se puede visualizar en la tabla 83 las derivas inelásticas presentan una reducción del 5.83% en cuanto a la variable acero del primer y tercer modelo (A60), mientras que para el segundo y cuarto modelo (A80) el porcentaje de reducción es del 8.03% para la deriva estática en dirección x. Por otro lado, la deriva estática en dirección y presenta una variación del 5.26%, para las propuestas de acero grado A60, en comparación de los modelos de acero grado A80 los cuales no presentan variación. Esta misma tendencia se puede identificar para las derivas dinámicas inelásticas en las direcciones x, y.

Además, la variable hormigón presenta un aumento de la deriva inelástica en los modelos HC y HL (1 y 3, respectivamente) en un 16.67% en comparación a los modelos 2 y 4, cuyo incremento es del 26.32% para las derivas estáticas inelásticas en dirección y. Para la dirección x la variación promedio es del 15%.

Las derivas dinámicas inelásticas respecto al hormigón de los modelos 1 - 3 y 2 – 4 presentan una diferencia promedio de alrededor del 12% en la dirección x, mientras que para la dirección y este valor se incrementa a un 17.5%.

Por lo tanto, el uso de hormigón liviano proporciona un incremento de las derivas debido a que la estructura al tener menor peso es más flexible y al ser las cargas sísmicas aplicadas a la estructura, los elementos tendrán mayor desplazamiento. Por otra parte, el acero de grado 80 influencia positivamente a la reducción de las derivas de la edificación.

Tabla 83. Resumen de derivas inelásticas

Modelo	Deriva inelástica (%)			
	Estática x	Estática y	Dinámico x	Dinámico y
HC y A60	1.27%	1.40%	0.90%	0.99%
HC y A80	1.20%	1.33%	0.87%	0.95%
HL y A60	1.48%	1.68%	1.03%	1.14%
HL y A80	1.37%	1.68%	0.96%	1.14%

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.1.4. DEFLEXIONES

El control de deflexiones máximas de acuerdo con la tabla 84 evidencia que el tercer modelo de hormigón liviano y acero A60 presenta la mayor deflexión de todas las modelaciones cuyo valor es aproximadamente un 50% mayor al de los demás modelos. Además, la variación entre los aceros de las dos primeras propuestas es del 1.26%, mientras que para el caso del hormigón convencional vs hormigón liviano y acero grado 80 la variación es de 3.38%. Por lo tanto, se puede enunciar que el hormigón liviano y acero grado 60 influyen más en la deformación por lo que al combinarlos esto genera la mayor deflexión que puede haber en los 4 modelos, sin embargo, esta continúa siendo menor que la deformación permisible, por lo que, todos los modelos cumplen con la normativa.

Tabla 84. Resumen de deflexiones en vigas

Modelo	Deflexiones (cm)			
	δ_D	δ_L	δ_{totmax}	$\delta_{permisible}$
HC y A60	0.4273	0.1073	0.96	1.67
HC y A80	0.4172	0.1135	0.9479	1.67
HL y A60	0.6268	0.1979	1.45	1.67
HL y A80	0.422	0.1352	0.9796	1.67

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.1.5. ACCIONES DE ELEMENTOS

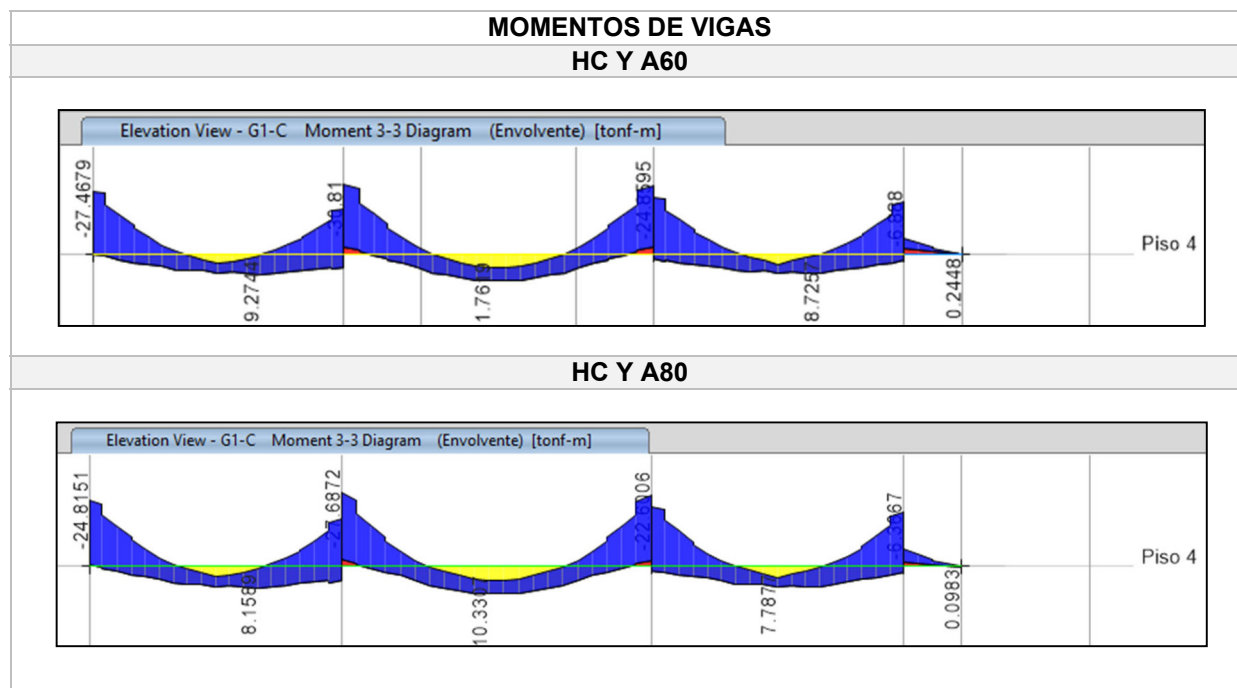
4.1.5.1. Vigas

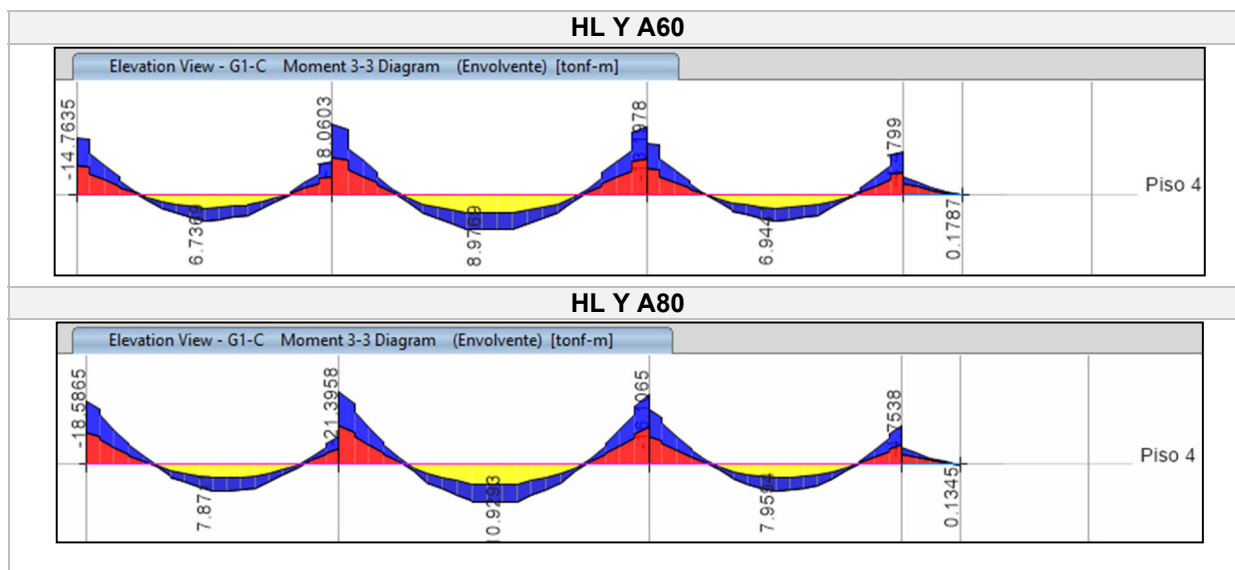
- Momento

En la tabla 85 se puede observar que los momentos del modelo de hormigón convencional y acero grado 60 son los que presentan mayor magnitud en comparación a los demás, seguido del modelo de hormigón convencional y acero grado 80, cuya variación es mínima. En cuanto a los modelos de hormigón liviano, se aprecia que el modelo de hormigón liviano y acero grado 80 presenta una magnitud mayor al modelo de hormigón liviano y acero grado 60, sin embargo, estos valores siguen siendo inferiores a los obtenidos con hormigón convencional.

Uno de los factores que influyen en los momentos de las vigas es la diferencia de los espesores de losa entre modelos además de la variación de dimensiones de las vigas, por ende, la carga muerta de cada modelo se diferencia a pesar de que las luces de las vigas sean iguales. Sin embargo, la carga viva al ser dependiente de la ocupación de cada piso se mantiene en todos los modelos.

Tabla 85. Momentos de las vigas



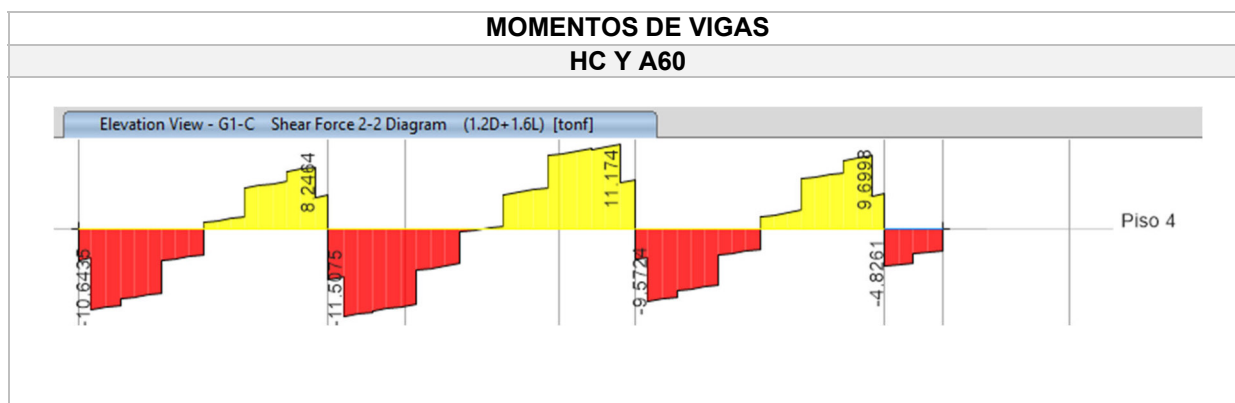


Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

- Corte

Al igual que los momentos flectores, el cortante de las vigas mantienen la misma tendencia en cuanto a magnitudes entre modelos, siendo el hormigón liviano y acero grado 80, el que presenta una mayor magnitud debido a que la sección transversal de viga empleada es mayor a la de los otros modelos, por ende, la carga muerta incrementa y se ve directamente reflejada en el diagrama mostrado. El modelo de hormigón convencional y acero grado 60 es el segundo modelo con mayor magnitud, mientras que el resto de los modelos presentan la misma tendencia mostrada para el diagrama de momentos, es decir una disminución de la magnitud.

Tabla 86. Cortante de las vigas



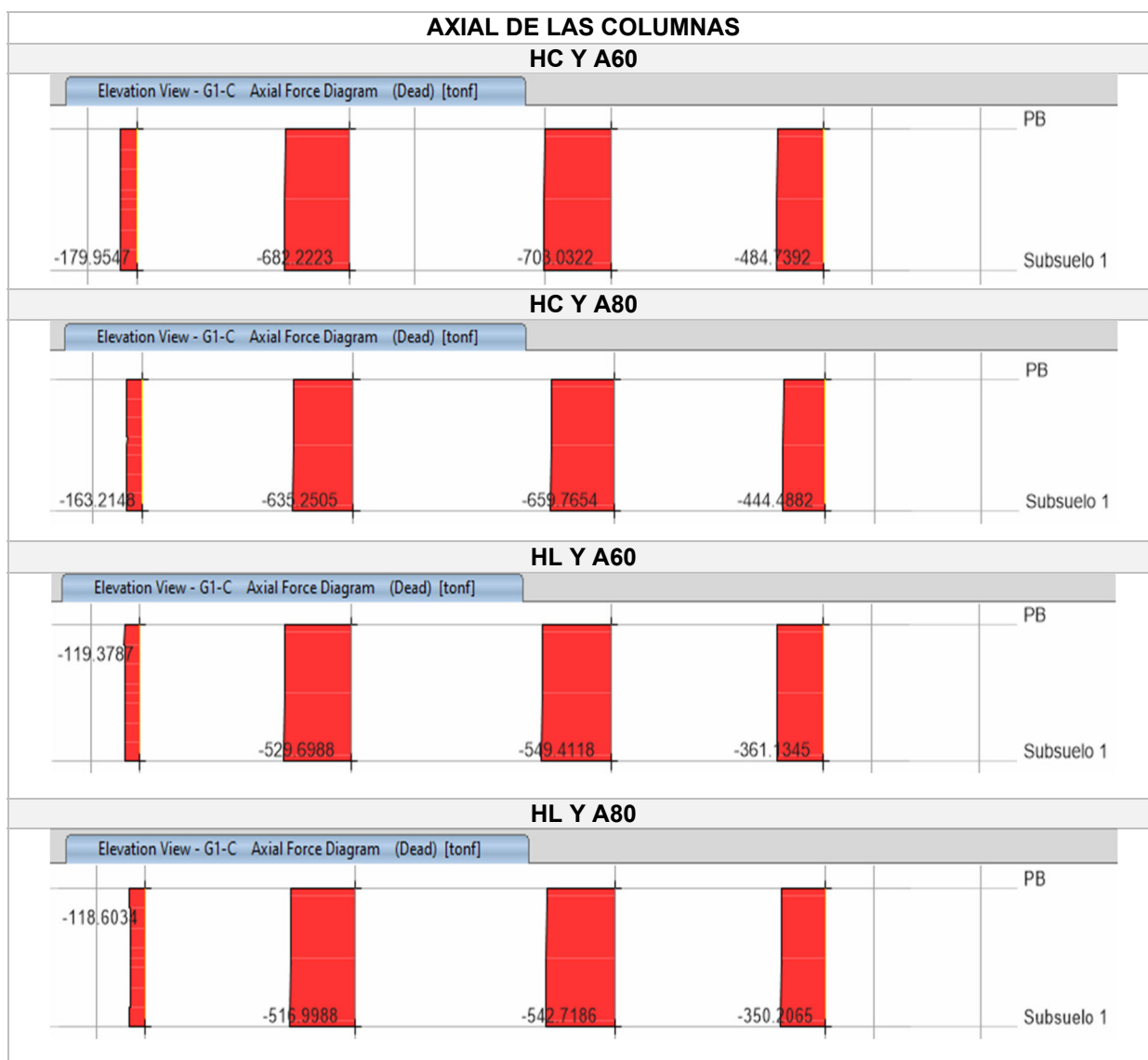


Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.1.5.2. Columnas

- Fuerza Axial

De acuerdo con la tabla 87 se denota una disminución de la fuerza axial de las columnas, siendo el modelo de hormigón convencional y acero grado 60 el que presenta la mayor carga, este está directamente relacionado con el peso del edificio, por lo tanto, el primer modelo al poseer mayores dimensiones de elementos y un hormigón de densidad normal proporcionará mayor carga a las columnas.

Tabla 87. Fuerza axial de columnas por carga muerta

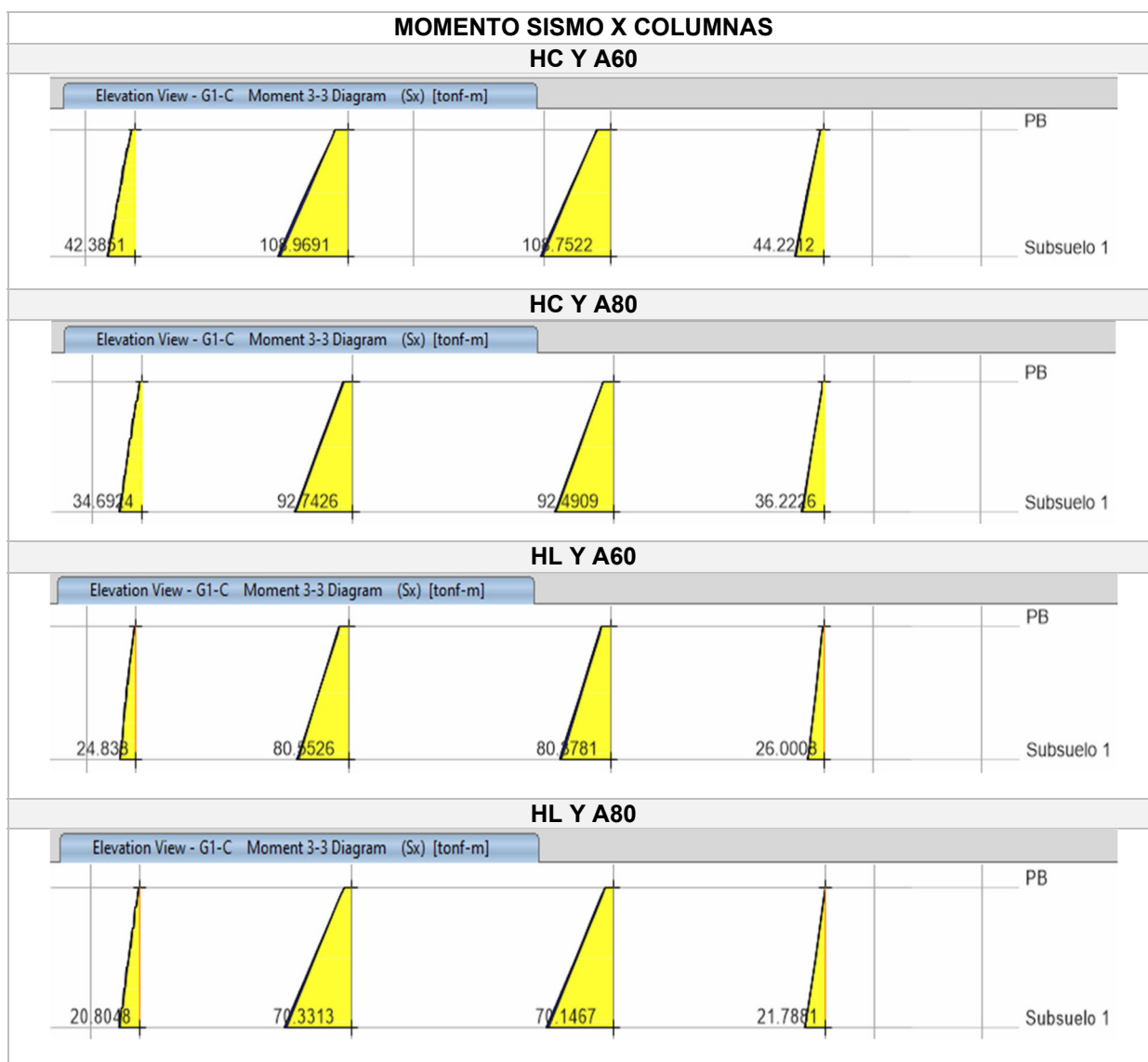
Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

- Momento

Para el diseño de estos elementos verticales se considera el momento generado por las fuerzas sísmicas debido a que son los más representativos para la estructura, los cuales dependen del cortante basal que se distribuye a través de los diferentes niveles de la estructura, mismo que depende directamente del peso de esta, por lo tanto, a mayor cortante basal mayor acción de fuerza sísmica. Esto se ve reflejado en

el modelo de hormigón convencional y acero 60 que es el que posee los mayores momentos por sismo en la dirección x como lo demuestra la tabla 88. Al igual que para la fuerza axial, se denota una disminución en cada uno de los modelos.

Tabla 88. Momento sismo dirección x de las columnas



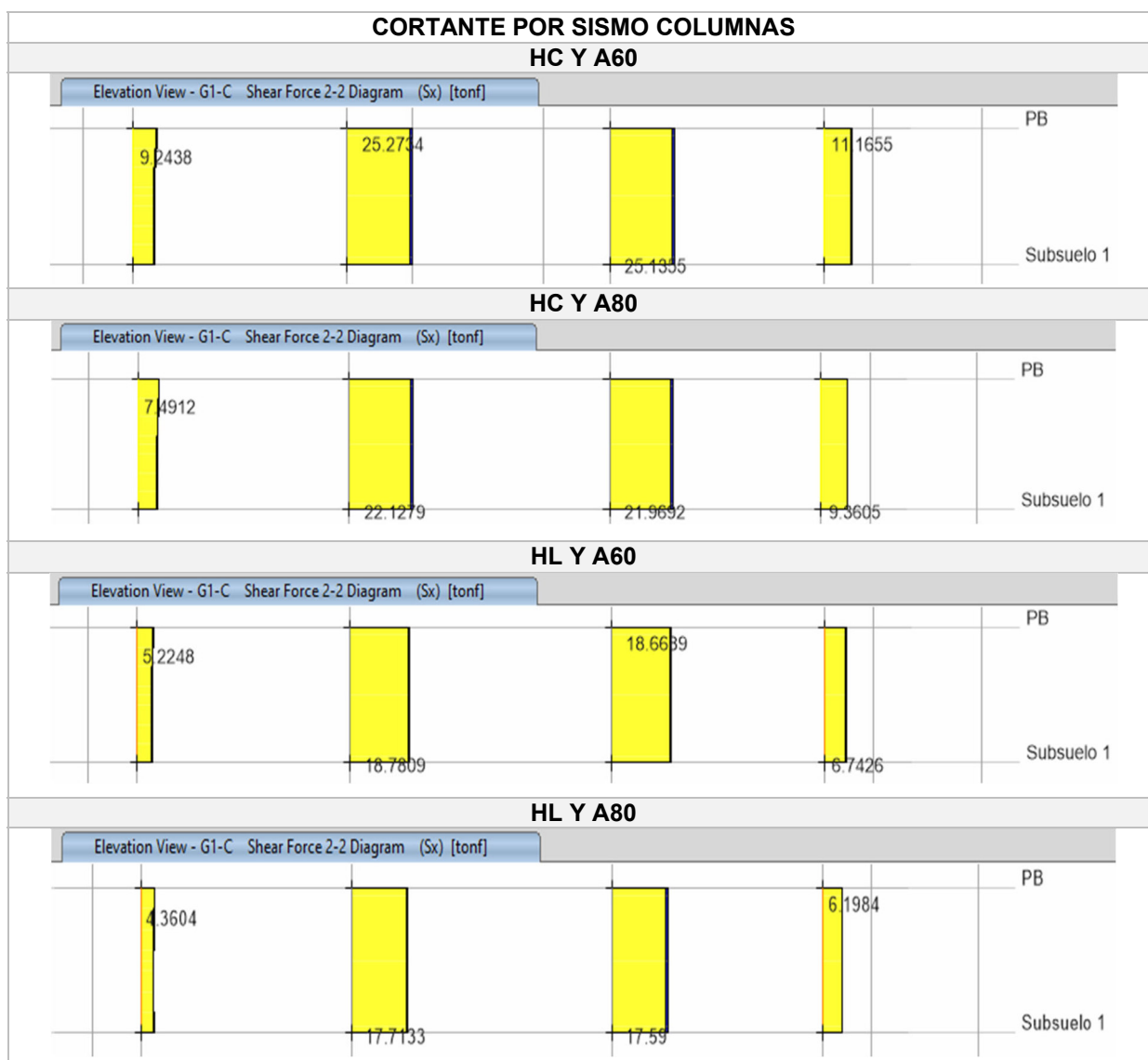
Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

- Cortante

La tabla 89 representa las fuerzas cortantes por sismo en la dirección x, en la cual se puede determinar que dichas fuerzas presentan una tendencia a disminuir su

magnitud en cada uno de los modelos, siendo el de hormigón convencional y acero grado 60 el de mayor valor y el modelo de hormigón liviano y acero grado 80 el de menor magnitud. Esto se debe a que el cortante basal disminuye en cada modelo como se mencionó para el caso del momento por fuerzas sísmicas.

Tabla 89. Cortante por sismo en la dirección x



Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

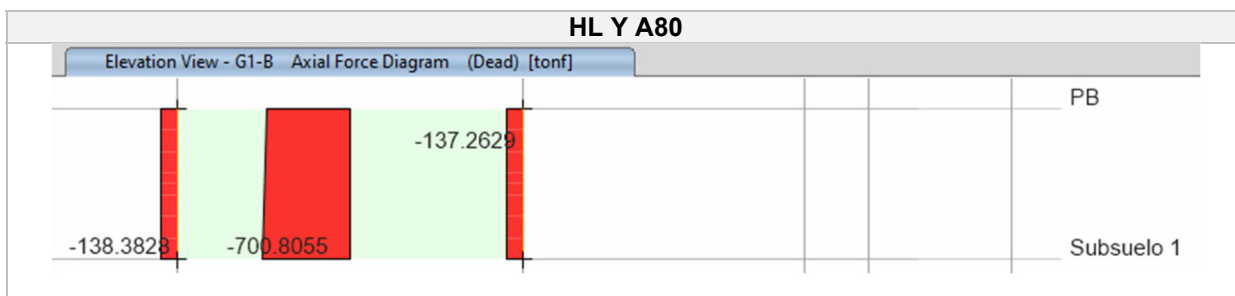
4.1.5.3. Muros

- Axial

Para el caso de los muros según la tabla 90 se puede apreciar una clara disminución de la fuerza axial tanto para los cabezales como para el alma del muro, donde el modelo de hormigón convencional y acero grado 60 es el que posee mayor fuerza, esto debido a que las dimensiones de la estructura son las mayores de los cuatro modelos, por ende, atrae una mayor carga muerta que debe ser distribuida a través de los elementos verticales.

Tabla 90. Axial por carga muerta en muros



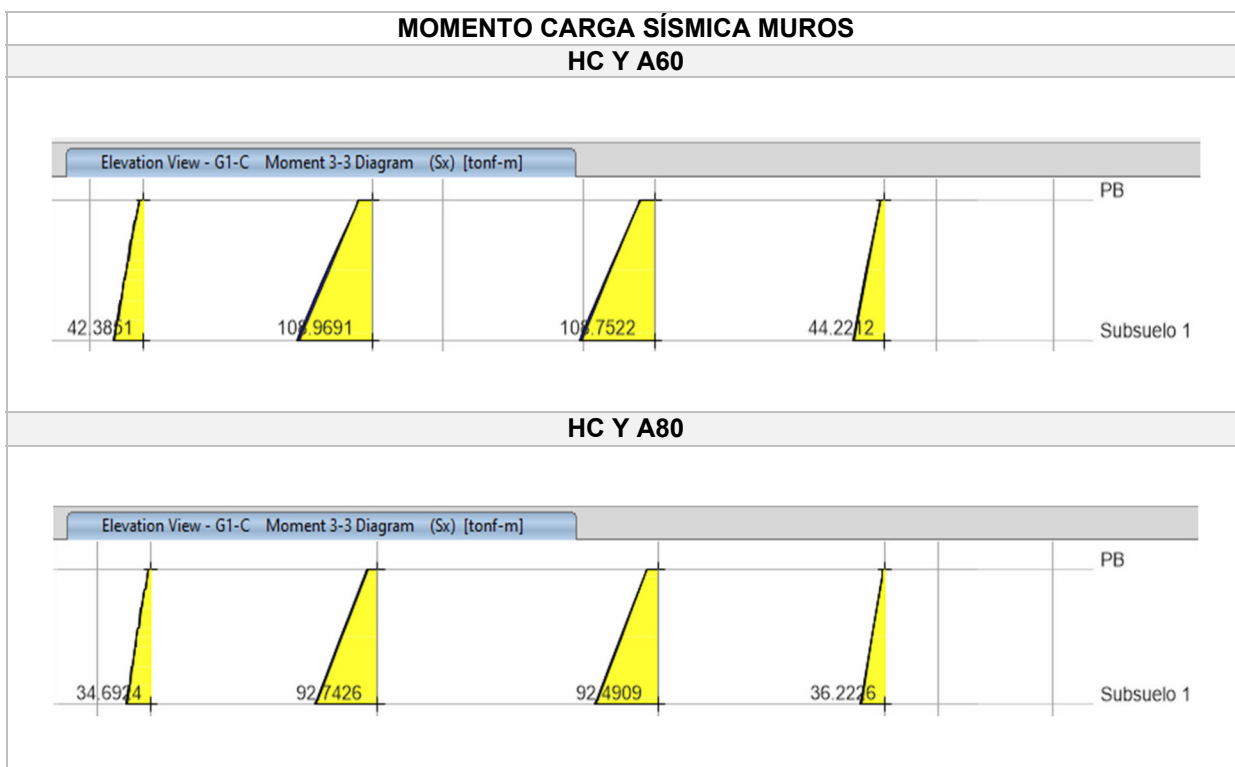


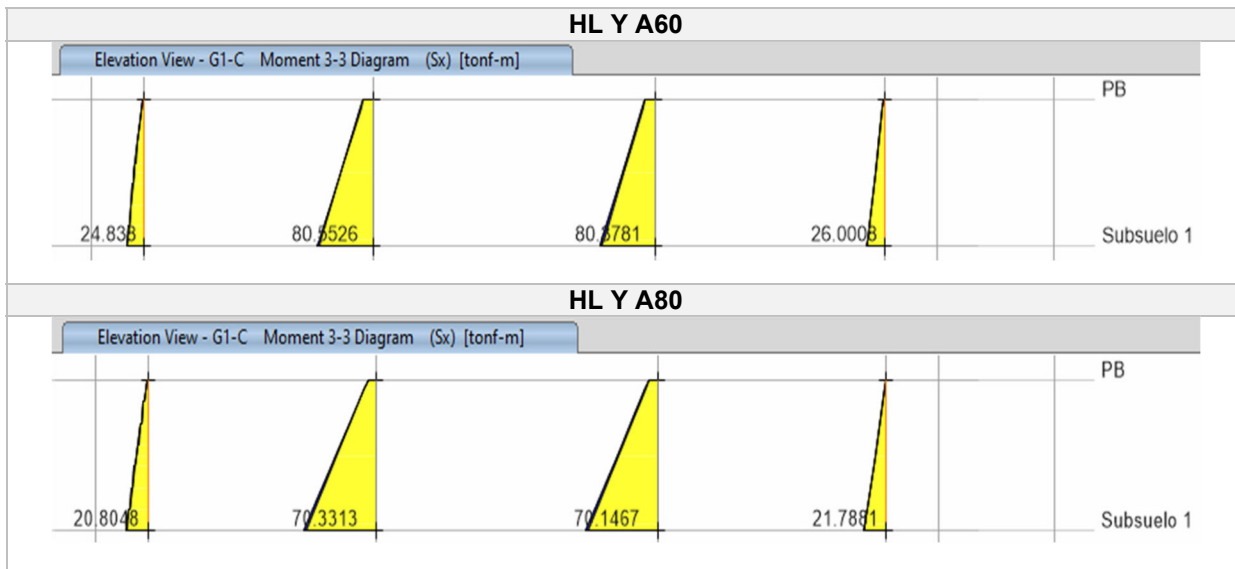
Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

- Momentos

Para el caso de los muros según la tabla 91 se puede apreciar una clara disminución del momento por carga sísmica tanto para los cabezales como para el alma del muro, donde el modelo de hormigón convencional y acero grado 60 es el que posee mayor fuerza, esto debido a que las dimensiones de la estructura son las mayores respecto a los demás modelos, por ende, atrae una mayor fuerza sísmica debido al cortante basal.

Tabla 91. Momento por carga sísmica dirección x en muros



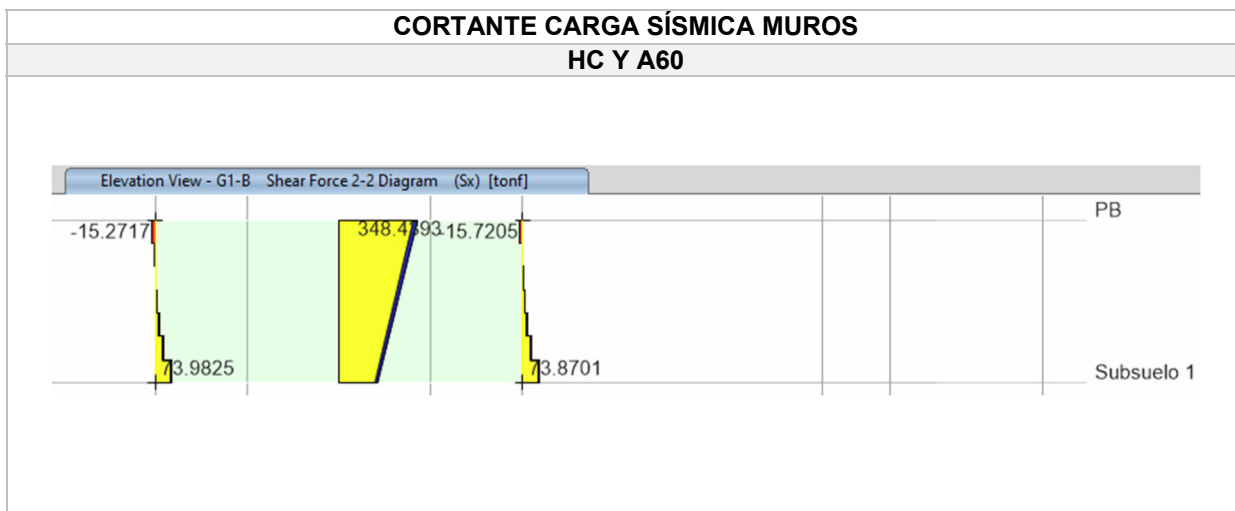


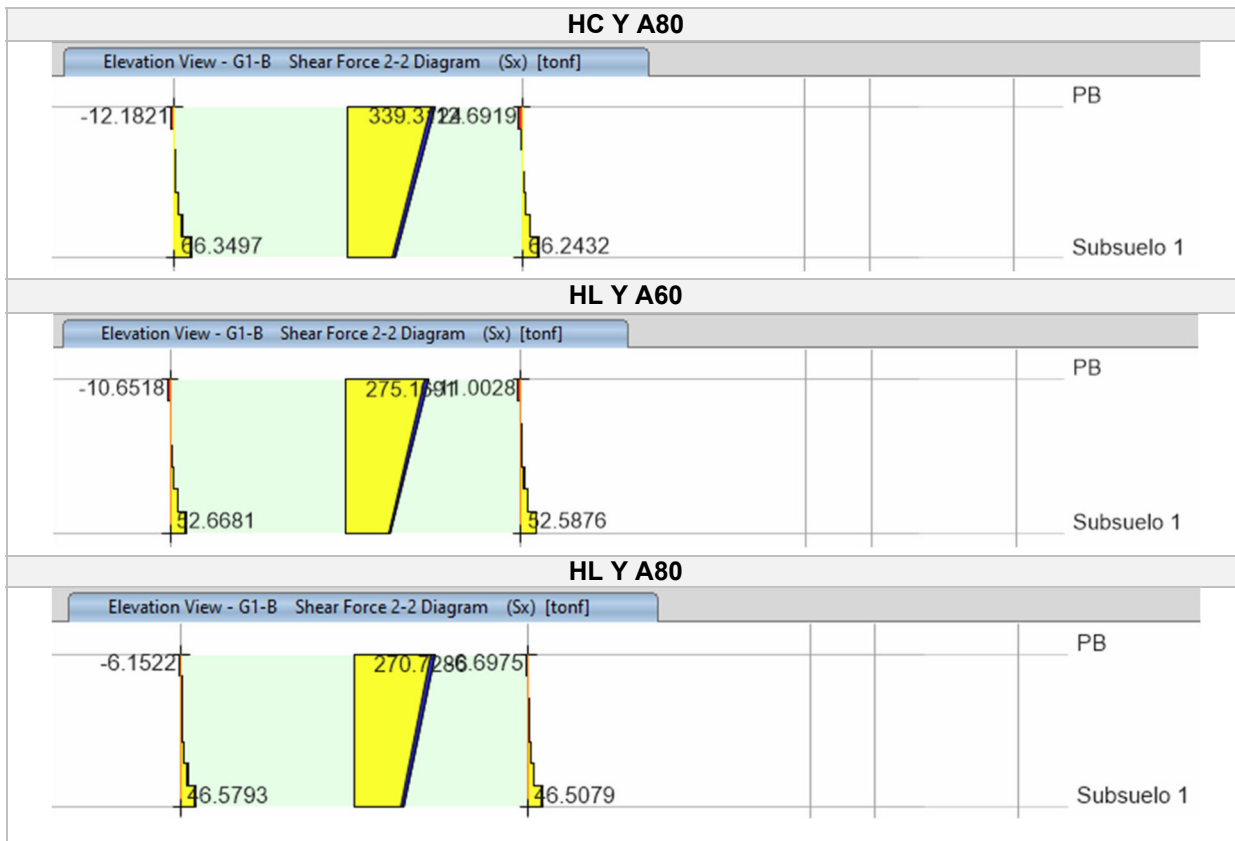
Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

- Corte

El cortante por carga sísmica presenta el mismo patrón de disminución de acciones en cada uno de los modelos como se mencionó para el caso de los momentos en los muros, ya que, al igual que estos el cortante basal es la principal acción que influye directamente en su magnitud, mismo que disminuye conforme lo hace el peso de la estructura. Por lo tanto, el mayor valor lo presenta el hormigón convencional y acero grado 60 y el menor valor el hormigón liviano y acero grado 80.

Tabla 92. Cortante por carga sísmica dirección x en muros



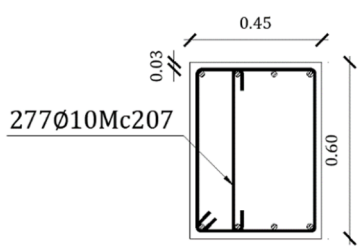
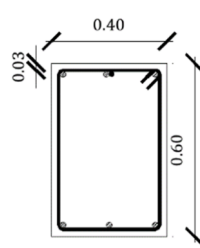
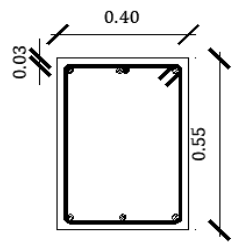
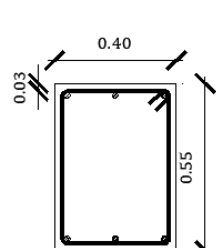


Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.1.6. ACERO DE REFUERZO

4.1.6.1. Vigas

Tabla 93. Vigas del subsuelo N-12.00 - N+0.00 - Ejes 1,2,3,4,5

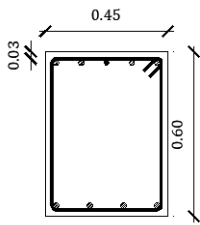
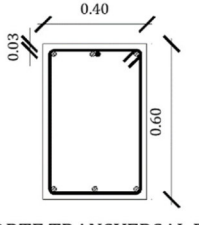
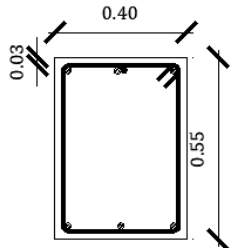
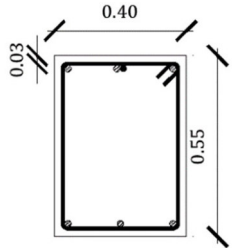
VIGA SUBSUELO N-12.00 A N+0.00 - EJES 1, 2, 3, 4, 5	
HC A60	HC A80
<p>$\rho = 0.75 \%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL A-A'</p> <p>Sup. $\bullet 4\text{Ø}18\text{Mc}$ Inf. $\bullet 4\text{Ø}18\text{Mc}$ 1EØ10@0.10 y 0.20 Mc 1GØ10@0.10 y 0.20 Mc 277EØ10Mc201 Esc__1:50</p>	<p>$\rho = 0.56 \%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL A-A'</p> <p>Sup. $\bullet 3\text{Ø}16\text{Mc}$ Sup. $\bullet 1\text{Ø}14\text{Mc}$ Inf. $\bullet 3\text{Ø}16\text{Mc}$ 1EØ10@0.08 y 0.16 Mc 340EØ10Mc201 Esc__1:50</p>
HL A60	HL A80
<p>$\rho = 0.76 \%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL A-A'</p> <p>Sup. $\bullet 3\text{Ø}18\text{Mc}$ Sup. $\bullet 1\text{Ø}14\text{Mc}$ Inf. $\bullet 3\text{Ø}18\text{Mc}$ 1EØ10@0.08 y 0.16 Mc 330EØ10Mc201 Esc__1:50</p>	<p>$\rho = 0.55 \%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL A-A'</p> <p>Sup. $\bullet 3\text{Ø}16\text{Mc}$ Inf. $\bullet 3\text{Ø}16\text{Mc}$ 1EØ10@0.08 y 0.16 Mc 344EØ10Mc201 Esc__1:50</p>

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Como se puede observar en las vigas del subsuelo del eje y de los cuatro modelos, presentadas en la tabla 93, las secciones transversales de hormigón convencional difieren en aproximadamente un 22 % de las secciones que pertenecen a las propuestas de hormigón liviano al ser éstas últimas más pequeñas. Sin embargo, la demanda de acero varía según el tipo de refuerzo utilizado, siendo el acero de

refuerzo A60 el que mayor cuantía requiere para resistir las solicitaciones de flexión. Por otra parte, el acero de refuerzo transversal que demanda el modelo de hormigón convencional y acero A60 es mayor respecto a los demás al requerir 3 ramales representados con un estribo y una grapa de diámetro de 10 mm, el cual se utiliza a su vez en las otras propuestas donde el requerimiento es de 2 ramales.

Tabla 94. Vigas del subsuelo N-12.00 - N+0.00 - Ejes A,B,C,D,E,F,G

VIGA SUBSUELO N-12.00 A N+0.00 - EJES A, B, C, D, E, F, G	
HC A60	HC A80
<p>$\rho = 0.83\%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL B-B'</p> <p>Sup. \bullet 4\varnothing18Mc Sup. \bullet 1\varnothing16Mc Inf. \bullet 4\varnothing18Mc 1E\varnothing10@0.09 y 0.18 Mc 247E\varnothing10Mc201 Esc__1:50</p>	<p>$\rho = 0.59\%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL B-B'</p> <p>Sup. \bullet 3\varnothing16Mc Sup. \bullet 1\varnothing16Mc Inf. \bullet 3\varnothing16Mc 1E\varnothing10@0.09 y 0.18 Mc 248E\varnothing10Mc201 Esc__1:50</p>
HL A60	HL A80
<p>$\rho = 0.76\%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL B-B'</p> <p>Sup. \bullet 3\varnothing18Mc Sup. \bullet 1\varnothing14Mc Inf. \bullet 3\varnothing18Mc 1E\varnothing10@0.08 y 0.16 Mc 268E\varnothing10Mc201 Esc__1:50</p>	<p>$\rho = 0.62\%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL B-B'</p> <p>Sup. \bullet 3\varnothing16Mc Sup. \bullet 1\varnothing14Mc Inf. \bullet 3\varnothing16Mc 1E\varnothing10@0.08 y 0.16 Mc 283E\varnothing10Mc201 Esc__1:50</p>

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Para las vigas del subsuelo del eje x, descritas en la tabla 94, las secciones transversales de hormigón convencional al igual que en la dirección y, difieren en aproximadamente un 22% de las secciones que pertenecen a las propuestas de

hormigón liviano al ser éstas últimas más pequeñas. Por otra parte, la demanda de acero de refuerzo A60 para los casos de hormigón liviano y convencional varía en un 9%, siendo el hormigón convencional el que presenta mayor demanda. Para el caso del acero de refuerzo A80, esta variación representa el 5%, siendo una vez más el hormigón convencional el que requiere mayor cantidad.

Para el refuerzo por corte se identifica que, en todos los casos analizados existe una misma sollicitación de número de ramales para un estribo de diámetro de 10 mm.

Tabla 95. Vigas del tipo N+30.50 - N+45.50 - Ejes E, F

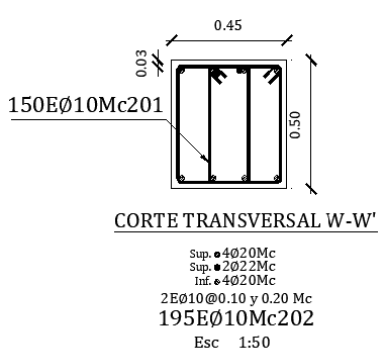
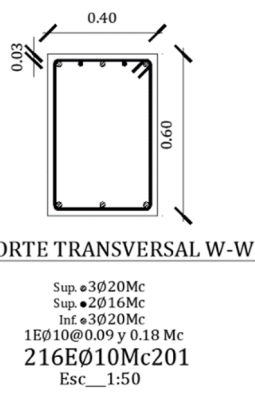
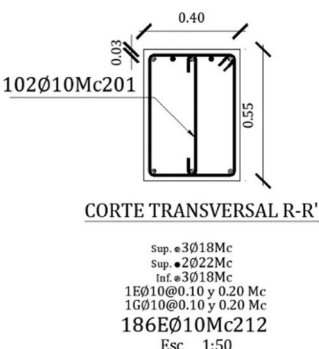
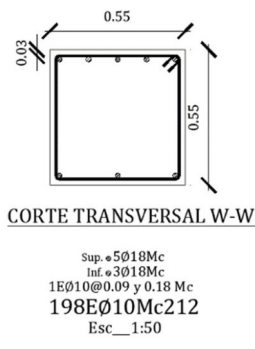
VIGA TIPO N+30.50 a N+45.50 - EJES E, F	
HC A60	HC A80
<p>$\rho = 1.45\% \text{ y } 1.73\%$</p> <p>CORTE TRANSVERSAL S-S'</p> <p>Sup. • 4Ø20Mc Sup. • 2Ø22Mc Inf. • 4Ø20Mc 2EØ10@0.10 y 0.20 Mc 167EØ10Mc202 Esc. 1:50</p> <p>CORTE TRANSVERSAL T-T'</p> <p>Sup. • 4Ø20Mc Sup. • 1Ø18Mc Inf. • 4Ø20Mc 2EØ10@0.10 Mc 10EØ10Mc223 Esc. 1:50</p>	<p>$\rho = 0.95\% \text{ y } 1.56\%$</p> <p>CORTE TRANSVERSAL S-S'</p> <p>Sup. • 3Ø20Mc Sup. • 2Ø16Mc Inf. • 3Ø20Mc 1EØ10@0.09 y 0.18 Mc 161EØ10Mc201 Esc. 1:50</p> <p>CORTE TRANSVERSAL T-T'</p> <p>Sup. • 3Ø20Mc Sup. • 1Ø18Mc Inf. • 3Ø20Mc 1EØ10@0.09 12EØ10Mc211 Esc. 1:50</p>
HL A60	HL A80
<p>$\rho = 1.12\% \text{ y } 1.02\%$</p> <p>CORTE TRANSVERSAL N-N'</p> <p>Sup. • 3Ø18Mc Sup. • 3Ø20Mc Inf. • 3Ø18Mc 1EØ10@0.10 y 0.20 Mc 1ØØ10@0.10 y 0.20 Mc 133EØ10Mc212 Esc. 1:50</p> <p>CORTE TRANSVERSAL O-O'</p> <p>Sup. • 3Ø18Mc Inf. • 3Ø18Mc 1EØ10@0.10 y 0.20 Mc 1ØØ10@0.10 y 0.20 Mc 9EØ10Mc213 Esc. 1:50</p>	<p>$\rho = 0.61\% \text{ y } 1.21\%$</p> <p>CORTE TRANSVERSAL S-S'</p> <p>Sup. • 6Ø16Mc Inf. • 4Ø16Mc 1EØ10@0.09 y 0.18 Mc 159EØ10Mc202 Esc. 1:50</p> <p>CORTE TRANSVERSAL T-T'</p> <p>Sup. • 5Ø16Mc Inf. • 4Ø16Mc 1EØ10@0.09 12EØ10Mc201 Esc. 1:50</p>

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

De acuerdo con la tabla 95, para los elementos horizontales de los últimos 6 pisos en la dirección x, la variación entre los modelos de hormigón convencional y acero A60 y A80 respecto al modelo de hormigón liviano y acero A60 es del 9% aproximadamente, sin embargo, el modelo de hormigón liviano y acero A80 difiere en

alrededor del 33% respecto a los demás ya que posee las mayores dimensiones de viga. En el caso del refuerzo longitudinal se puede verificar que la mayor demanda de cuantía la posee el caso del hormigón convencional y acero A60, seguido del hormigón liviano con el mismo tipo de refuerzo, para el caso del hormigón convencional y liviano con acero A80 ocupan el tercer y cuarto puesto respectivamente. Por otra parte, el refuerzo transversal para la propuesta de acero A80 es necesario únicamente 2 ramales, mientras que el acero grado 60 entre 3 y 4 ramales, siendo el modelo de hormigón convencional el que posee la mayor sollicitación para este refuerzo considerando un diámetro de 10 mm en todos los casos.

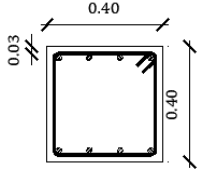
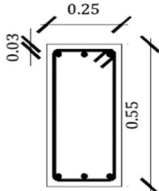
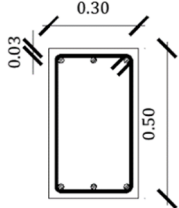
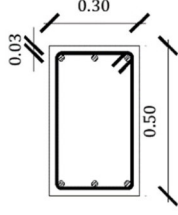
Tabla 96. Vigas del tipo N+30.50 - N+45.50 - Ejes 2,3,4,5

VIGA TIPO N+30.50 a N+45.50 - EJES 2, 3, 4, 5	
HC A60	HC A80
<p>$\rho = 1.45\%$</p>  <p style="text-align: center;">CORTE TRANSVERSAL W-W'</p> <p style="text-align: center;">Sup. • 4Ø20Mc Sup. • 2Ø22Mc Inf. • 4Ø20Mc 2EØ10@0.10 y 0.20 Mc 195EØ10Mc202 Esc__1:50</p>	<p>$\rho = 0.95\%$</p>  <p style="text-align: center;">CORTE TRANSVERSAL W-W'</p> <p style="text-align: center;">Sup. • 3Ø20Mc Sup. • 2Ø16Mc Inf. • 3Ø20Mc 1EØ10@0.09 y 0.18 Mc 216EØ10Mc201 Esc__1:50</p>
HL A60	HL A80
<p>$\rho = 1.03\%$</p>  <p style="text-align: center;">CORTE TRANSVERSAL R-R'</p> <p style="text-align: center;">Sup. • 3Ø18Mc Sup. • 2Ø22Mc Inf. • 3Ø18Mc 1EØ10@0.10 y 0.20 Mc 1Ø10@0.10 y 0.20 Mc 186EØ10Mc212 Esc__1:50</p>	<p>$\rho = 0.67\%$</p>  <p style="text-align: center;">CORTE TRANSVERSAL W-W'</p> <p style="text-align: center;">Sup. • 5Ø18Mc Inf. • 3Ø18Mc 1EØ10@0.09 y 0.18 Mc 198EØ10Mc212 Esc__1:50</p>

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Finalmente, para las vigas de los últimos 6 pisos en la dirección y presentadas en la tabla 96 se observa que mantienen el mismo patrón de variación en medidas y cantidades de acero de refuerzo colocadas en los 4 modelos que la dirección x, mencionadas anteriormente.

Tabla 97. Vigas secundarias N+3.50 - N+45.50 - Ejes ,1',5'

VIGA SECUNDARIA TIPO N+3.50 a N+45.50 - EJES 1', 5'	
HC A60	HC A80
<p>$\rho = 0.77 \%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL A-A'</p> <p>Sup. • 4Ø14Mc Inf. • 4Ø14Mc 1EØ10@0.08 y 0.16 Mc 110EØ10Mc201 Esc_1:20</p>	<p>$\rho = 0.67 \%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL A-A'</p> <p>Sup. • 3Ø14Mc Inf. • 3Ø14Mc 1EØ10@0.08 y 0.16 Mc 121EØ10Mc201 Esc_1:50</p>
HL A60	HL A80
<p>$\rho = 0.62 \%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL A-A'</p> <p>Sup. • 3Ø14Mc Inf. • 3Ø14Mc 1EØ10@0.08 y 0.16 Mc 115EØ10Mc201 Esc_1:50</p>	<p>$\rho = 0.62 \%$</p>  <p>CORTE TRANSVERSAL A-A'</p> <p>Sup. • 3Ø14Mc Inf. • 3Ø14Mc 1EØ10@0.08 y 0.16 Mc 115EØ10Mc202 Esc_1:50</p>

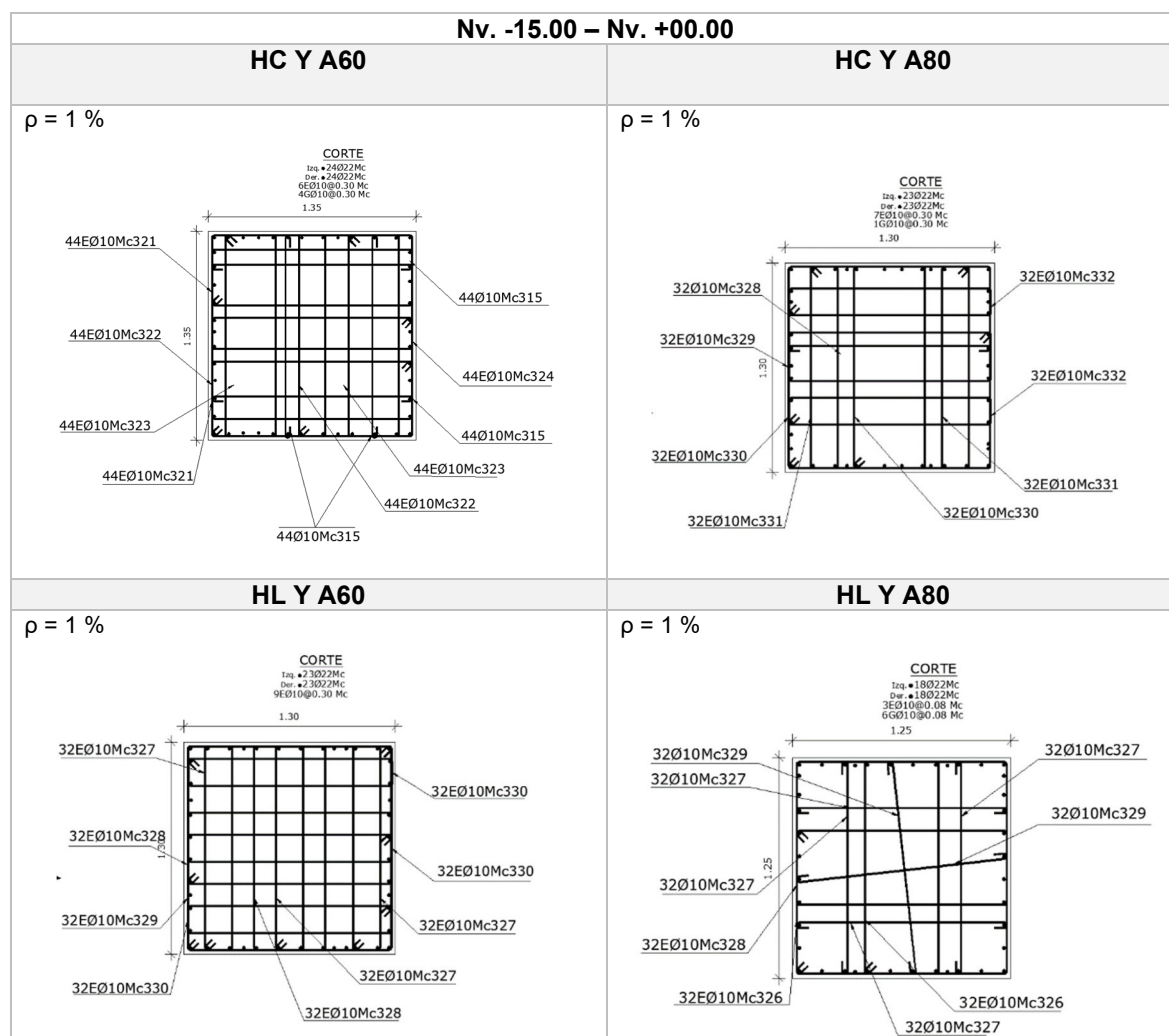
Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Para las vigas secundarias se identifica que no existe mayor variación en cuanto a secciones entre modelos, la misma que es semejante al 1%. Respecto al refuerzo longitudinal se identifica que, para los modelos de hormigón liviano y acero A80 y A60 se identifica una demanda de acero igual, mientras que las secciones de hormigón convencional requieren una mayor cuantía de acero para resistir las solicitaciones a

flexión, siendo aproximadamente un incremento del 16%. Además, el acero de refuerzo transversal solicitado en los 4 modelos es igual al ser necesarios dos ramales de diámetro de 10 mm.

4.1.6.2. Columnas

Tabla 98. Columna eje C3 del nivel Nv. -15.00 – Nv. +00.00



Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

La tabla 98 resume los cortes de columnas del subsuelo del eje C3, donde se presenta un incremento de la sección transversal de los modelos de hormigón convencional en un 8% respecto a los del hormigón liviano. Por otra parte, respecto al acero del refuerzo longitudinal todos los modelos presentan una cuantía de acero del

1%, en la cual se utilizó varilla de 22 mm cuya diferencia se encuentra en el número de varillas empleadas, mismo que es directamente proporcional a la sección transversal, por lo tanto, a mayor sección el requerimiento de varillas es mayor.

En el refuerzo transversal se identifica que el requerimiento de ramales varía de un modelo a otro, siendo los modelos de acero A60 los que requieren un mayor número de ramales, en este caso se utilizan 10 en cada dirección, mientras que para los modelos A80 el requerimiento es menor, ya que varía entre 7 y 8 ramales para el hormigón liviano y convencional respectivamente. Cabe mencionar que en todos los modelos la comparación se realiza con un estribo de 10mm.

Tabla 99. Columna eje C3 del nivel Nv. +0.00 – Nv. +9.50

Nv. +0.00 – Nv. +9.50	
HC Y A60	HC Y A80
<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE I_{eq} = 24022Mc D_{eq} = 24022Mc 7 EØ10@0.10 Mc 4 ØØ10@0.10 Mc 1.35</p>	<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE I_{eq} = 23022Mc D_{eq} = 23022Mc 7 EØ10@0.10 Mc 1 ØØ10@0.10 Mc 1.30</p>
HL Y A60	HL Y A80
<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE I_{eq} = 23022Mc D_{eq} = 23022Mc 9 EØ10@0.10 Mc 1.30</p>	<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE I_{eq} = 18022Mc D_{eq} = 18022Mc 5 EØ10@0.08 Mc 4 ØØ10@0.08 Mc 1.25</p>

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

En cuanto a las columnas de los niveles Nv. +3.50 – Nv. +9.50, las secciones se mantienen iguales a las de los subsuelos, por lo tanto, la variación es la misma, igual al 8%. El refuerzo longitudinal se mantiene en una cuantía del 1% presentando iguales diámetros de varilla a los del subsuelo. Por otra parte, la diferencia radica en el refuerzo transversal siendo la propuesta de hormigón convencional y acero A80 el que demanda una mayor cantidad de ramales (11), mientras que la tendencia entre los aceros A60 se mantiene.

Tabla 100. Columna eje C3 del nivel Nv. +9.50 – Nv. +27.50

Nv. +9.50 – Nv. +27.50	
HC Y A60	HC Y A80
<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE Ita. +21022Mc Der. +21022Mc 7 EØ10@0.10 Mc 6 ØØ10@0.10 Mc 1.25</p>	<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE Ita. +19022Mc Der. +19022Mc 8 EØ10@0.10 Mc 3 ØØ10@0.10 Mc 1.20</p>
HL Y A60	HL Y A80
<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE Ita. +19022Mc Der. +19022Mc 9 EØ10@0.10 Mc 1.20</p>	<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE Ita. +18022Mc Der. +18022Mc 5 EØ10@0.08 Mc 2 ØØ10@0.08 Mc 1.15</p>

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Según las secciones de elementos verticales del eje C3 mostrados en la tabla 100 para los niveles Nv. +12.50 – Nv. +27.50, se puede identificar una variación de sección similar a los demás pisos debido a que la reducción de las secciones de 10 cm aplica en todos los modelos. Además, se mantiene la cuantía del 1% colocada con varillas de 22 mm para el acero de refuerzo longitudinal, sin embargo, el refuerzo transversal varía respecto a las columnas analizadas, siendo el primer modelo de HC y A60 el que demanda más ramales, por consiguiente, los modelos de HC y A80, HL y A60 demandan una menor cantidad (10 ramales). Finalmente, la propuesta de HC y A80 solicita 8 ramales. La comparativa se realiza con estribos y grapas de diámetro igual a 10 mm.

Tabla 101. Columna eje C3 del nivel Nv. +27.50 – Nv. +45.50

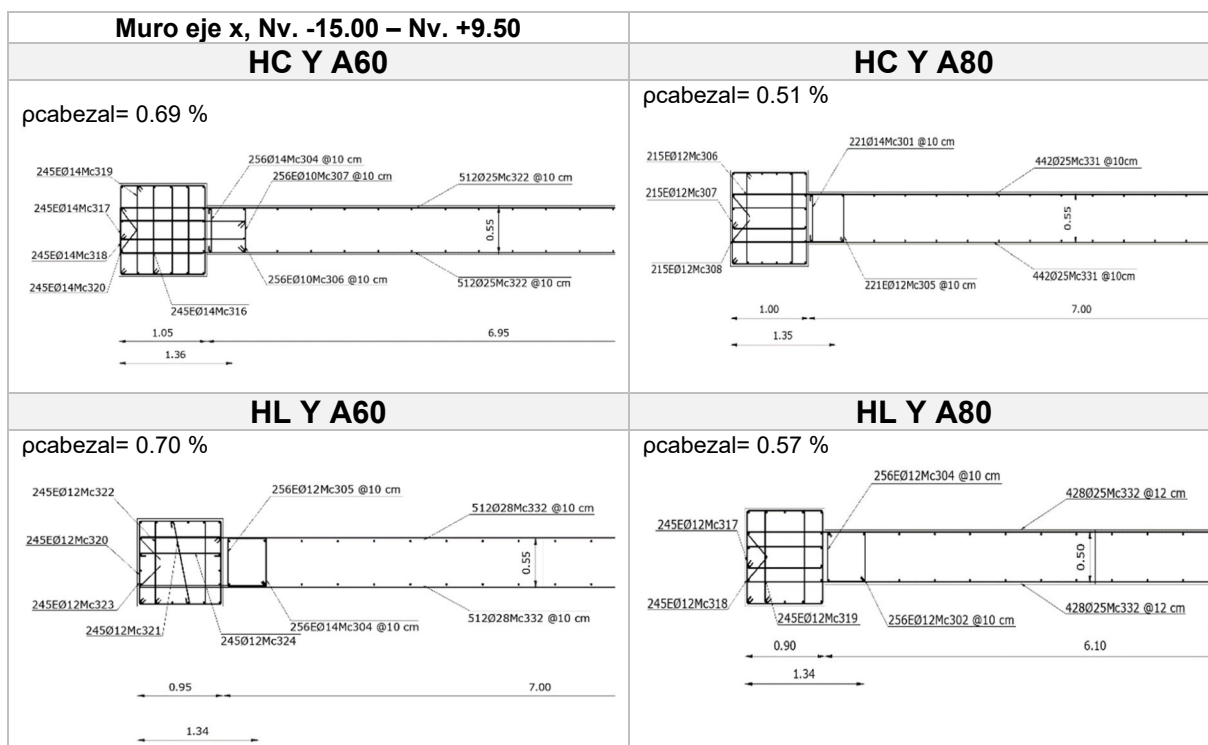
Nv. +27.50 – Nv. +45.50	
HC Y A60	HC Y A80
<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE I_{eq} = 18Ø22Mc D_{er} = 18Ø22Mc 8EØ10@0.25 Mc 2 GØ10@0.10 Mc 1.00</p>	<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE I_{eq} = 16Ø22Mc D_{er} = 16Ø22Mc 7EØ10@0.10 Mc 2GØ10@0.10 Mc 1.10</p>
HL Y A60	HL Y A80
<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE I_{eq} = 16Ø22Mc D_{er} = 16Ø22Mc 7Ø10@0.10 Mc 1.10</p>	<p>$\rho = 1\%$</p> <p style="text-align: center;">CORTE I_{eq} = 18Ø20Mc D_{er} = 18Ø20Mc 3EØ10@0.08 Mc 6GØ10@0.08 Mc 1.05</p>

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Los niveles Nv. +30.50 – Nv. +45.50 del pórtico C3 al igual que los demás pisos, se realiza una reducción de las secciones de 10 cm, manteniéndose el porcentaje de variación. El refuerzo longitudinal se mantiene una cuantía del 1%, sin embargo, el diámetro utilizado del modelo de HL y A80 se diferencia de los demás al ser este de 20 mm, mientras que los demás modelos se mantienen en 22 mm. También es importante recalcar que el acero de refuerzo transversal tiene una tendencia a disminuir conforme las solicitaciones lo hacen, siendo el HC y A60 el que más ramales requiere (11), mientras que para el HL y A80 es el que menor demanda posee, cuyo refuerzo es equivalente a 7 ramales.

4.1.6.3. Muros

Tabla 102. Muro eje x, del nivel Nv. -15.00 – Nv. +9.50



Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

A partir de la tabla 102 se denota que los muros de los cuatro modelos presentan variaciones, en el caso de la sección de los cabezales, esta disminuye en 5 cm respecto al modelo anterior en el siguiente orden HC A60, HC A80, HL A60, HL A80. Además, la variación promedio entre los modelos de hormigón convencional y

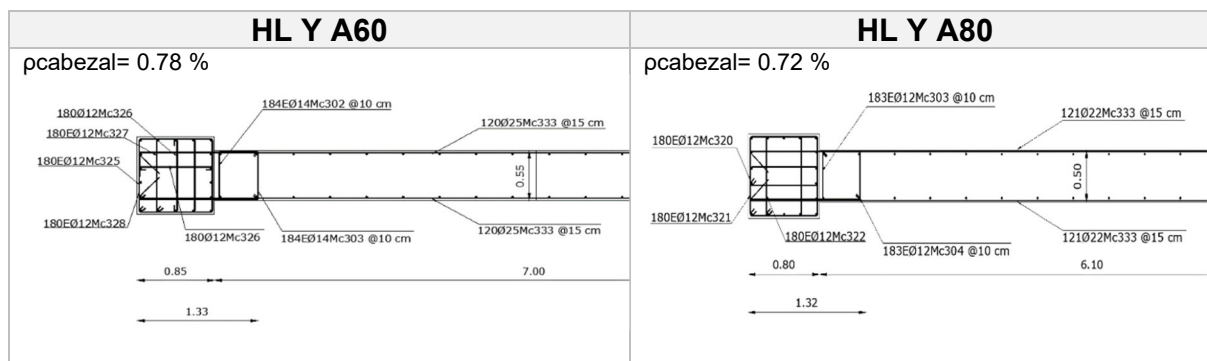
hormigón liviano es de aproximadamente el 23%. Respecto al espesor del alma, la variación es mínima debido a que los 3 primeros modelos del orden antes mencionado presentan un espesor de 55 cm, mientras que el modelo de HL A80 posee un espesor de 50 cm. Por otro lado, el refuerzo longitudinal en el alma se mantiene en los tres primeros modelos, ya que, para el hormigón liviano acero A80 el diámetro de acero empleado se reduce de 25 mm a 22mm; mientras que para los cabezales el mayor porcentaje de cuantía lo tienen las propuestas de acero A60, mientras que para los modelos de acero A80 se reduce en un 29%.

Además, para el acero A60 se requiere una mayor cantidad de ramales respecto al acero A80, sin embargo, la combinación de hormigón convencional y acero A60 demanda una mayor cantidad de ramales en comparación al hormigón liviano. Para la zona de 0.15lw el hormigón liviano y acero A60 demanda mayor cantidad de acero en sus ramas cortas y ramas largas con 6.16 cm², seguido del modelo de hormigón convencional y acero A60 con 4.68 cm². Los dos últimos modelos (HL y A80, HC y A80) requieren de 4.52 cm² y 3.8 cm² respectivamente.

Finalmente, el estribo transversal del alma en el cuarto modelo representa la mayor demanda debido a que el acero colocado representa 19.63 cm² con un espaciamiento de 12 cm, seguido de los modelos de acero grado 60, los cuales representan 9.82 cm² con un espaciamiento de 10 cm. El modelo que requiere menor demanda es el de hormigón convencional y acero A60 con 9.63 cm² y espaciamiento de 10cm.

Tabla 103. Muro eje x, del nivel Nv. +9.50 – Nv. +27.50

Muro eje x, Nv. +9.50 – Nv. +27.50	
HC Y A60	HC Y A80
<p>pcabezal= 0.76 %</p>	<p>pcabezal= 0.62 %</p>

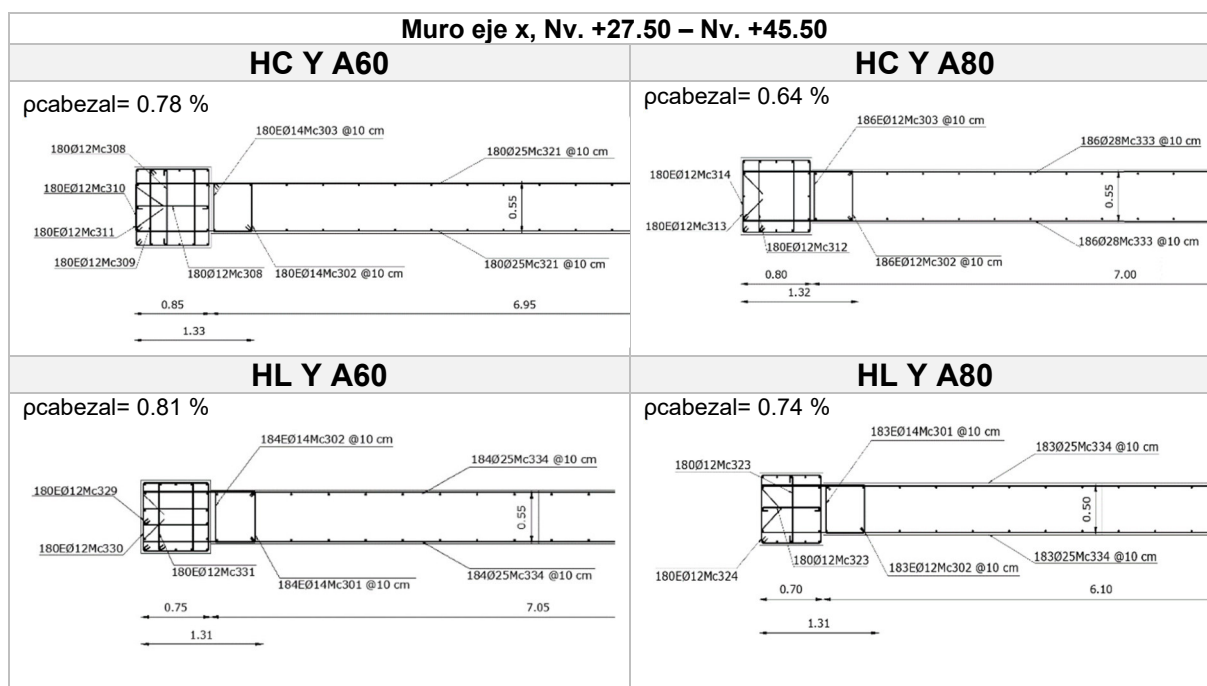


Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Para los niveles Nv. +9.50 – Nv. +27.50, de la tabla 103 se puede identificar que las secciones del alma de los modelos mantienen continuidad en altura, la variación se presenta en los cabezales, los cuales presentan una reducción de 10cm en cada modelo, por lo que se conserva igual variación a la de los pisos inferiores. El refuerzo longitudinal del alma mantiene continuidad a lo largo del edificio para los tres primeros modelos, los cuales conservan un diámetro de 25 mm, mientras que en el HL y A80 se emplea acero de 22 mm a un mismo espaciamiento de 40 cm. Para los cabezales se aprecia que, la mayor cuantía la tiene el modelo HL y A60, seguida del HC y A60, cuya variación es mínima al ser de 0.02%.

El acero transversal en los cabezales de las propuestas de acero A60 se mantiene en 5 ramales con estribo de 10 mm, mientras que para los modelos de acero A80 el número de ramales se mantiene en 4 para un estribo de igual diámetro. En el caso del acero transversal en 0.15 lw, el modelo de HL y A60 presenta la mayor cantidad de acero con un total de 6.16 cm², seguido del primer modelo (HC y A60) cuya cantidad es de 5.34 cm². El cuarto modelo ocupa el tercer lugar con 4.52 cm² y finalmente el modelo de HC y A80 con un total de 3.80 cm² es el que requiere menos acero.

Respecto al refuerzo transversal del alma, la propuesta de HC y A60 es el que demanda mayor cantidad al ser esta un total de 9.82 cm² cada 13 cm, seguido de los modelos de HC y A80, HL y A60 con un total de 9.82 cm² cada 15 cm. Finalmente el modelo de hormigón liviano G80 requiere de 7.6 cm² cada 15 cm.

Tabla 104. Muro eje x, del nivel Nv. +27.50 – Nv. +45.50

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Para los niveles Nv. +27.50 – Nv. +45.50 se presenta una reducción en los cabezales de 10cm para cada modelo de acuerdo con la tabla 104, por lo tanto, mantienen la tendencia presentada en niveles inferiores, es decir, la variación de las secciones es del 28% entre el hormigón convencional y liviano.

Para los tres primeros modelos, el refuerzo longitudinal en el alma mantiene continuidad a lo largo del edificio con un diámetro de 25 mm, mientras que en el HL y A80 se presenta una reducción a un diámetro de 20 mm ambos casos con espaciamiento de 40cm. Por otra parte, en los cabezales el modelo HL y A60 demanda la mayor cuantía respecto a los demás modelos.

El refuerzo transversal en los cabezales de las propuestas de acero A60 para diámetro de 10 mm es el que presenta mayor número de ramales (5), mientras que para los demás modelos el número de ramales desciende hasta llegar a un número de 3 ramales en el modelo de HL y A80. Por otra parte, el acero transversal en $0.15 l_w$ para los modelos de acero grado 60 es donde se encuentra la mayor cantidad de

demanda de acero con un total de 6.16 cm², seguido del cuarto modelo (HL y A80) con una cantidad de 5.34 cm². Finalmente se encuentra el segundo modelo de HC y A80 con un total de 4.52 cm².

Por otra parte, el refuerzo transversal del alma varía en cada modelo, siendo el de HC y A80 el que más requiere con un total de 12.32 cm² y un espaciamiento de 10 cm. Seguido de los demás modelos, los cuales requieren un total de 9.82 cm² y un espaciamiento de 10 cm.

4.1.6.2. Longitudes de desarrollo

Tabla 105. Longitudes l_d , l_{st} , l_{sc} y l_{dh} de ganchos estándar a tracción.

Modelo	ϕ varilla	Ld (m)	Lst (m)	Lsc (m)	Ldh (m)
HC y A60	ϕ 14	0.55	0.7	0.45	0.16
	ϕ 16	0.65	0.8	0.5	0.2
	ϕ 18	0.7	0.9	0.55	0.23
	ϕ 20	0.95	1.25	0.6	0.27
	ϕ 22	1.05	1.35	0.7	0.31
HC y A80	ϕ 14	0.8	1.05	0.65	0.21
	ϕ 16	0.95	1.2	0.8	0.26
	ϕ 18	1.05	1.35	0.9	0.3
	ϕ 20	1.45	1.85	0.95	0.36
	ϕ 22	1.55	2.05	1.05	0.41
HL y A60	ϕ 14	0.75	0.95	0.45	0.21
	ϕ 16	0.85	1.1	0.5	0.26
	ϕ 18	0.95	1.2	0.55	0.31
	ϕ 20	1.25	1.65	0.6	0.36
	ϕ 22	1.40	1.8	0.7	0.42
HL y A80	ϕ 14	1.1	1.4	0.7	0.28
	ϕ 16	1.25	1.6	0.8	0.34
	ϕ 18	1.4	1.8	0.9	0.4
	ϕ 20	1.9	2.45	0.95	0.47
	ϕ 22	2.1	2.7	1.05	0.54

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

En la tabla 105 se presentan las longitudes de desarrollo (l_d), traslapes a tracción (l_{st}) y compresión (l_{sc}), y longitudes de desarrollo de ganchos estándar a tracción (l_{dh}) para los diámetros de varilla más utilizados ($\phi 14$, $\phi 16$, $\phi 18$, $\phi 20$, $\phi 22$,

$\phi 25$), Donde se puede destacar un incremento de la longitud entre hormigones de aproximadamente el 34% para l_d , l_{st} y l_{dh} , mientras que para l_{sc} no se observa variación. Por otra parte, el incremento entre aceros es de aproximadamente el 47% para l_d y l_{st} , donde el acero A80 es el refuerzo que demanda una mayor longitud. Además, el incremento de l_{dh} para el acero de refuerzo se encuentra en el 31% y para l_{sc} en un 44%.

4.1.7. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

4.1.7.1. Punto de desempeño

Según los resultados presentados en la tabla 106 y la clasificación descrita en tabla 65, la ductilidad de todos los modelos es menor a 2, por lo tanto, todas las propuestas poseen una baja demanda de ductilidad, además, al ser esta mayor a 1 para todos los casos se garantiza la incursión del comportamiento de la estructura en el rango no lineal de la curva esfuerzo – deformación unitaria. Por otra parte, el modelo HC y A60 para las direcciones traslacionales es aquel que posee la ductilidad más alta en contraste con el modelo HL y A80, que presenta los valores más bajos de todos los casos analizados.

Por otra parte, mediante el desplazamiento generado en el punto de desempeño y la fuerza cortante se puede obtener una relación de cantidad de desplazamiento por cada tonelada de fuerza aplicada a la estructura como se indica en la tabla 107. De acuerdo con los resultados obtenidos los modelos correspondientes a HC son los que demuestran un menor desplazamiento por cada tonelada de fuerza, mientras que los modelos de HL al tener desplazamientos mayores indican una mayor flexibilidad de la estructura ante la aplicación de cargas laterales. Sin embargo, todos los desplazamientos obtenidos no sobrepasan el punto de control establecido de 0.91 m.

Tabla 106. Punto de desempeño, ductilidad del punto de desempeño, corte y desplazamiento

Parámetro	HC Y A60		HC Y A80	
	Dirección x	Dirección y	Dirección x	Dirección y
Punto de desempeño	17	21	25	29
Ductilidad en el punto de desempeño	1.3241	1.4322	1.0439	1.199
Desplazamiento (m)	-0.3279	0.4066	0.314	-0.38984
Corte (T)	4124.66	4615.4	3927.24	4400.81
Parámetro	HL Y A60		HL Y A80	
	Dirección x	Dirección y	Dirección x	Dirección y
Punto de desempeño	20	23	20	23
Ductilidad en el punto de desempeño	1.0821	1.2283	1.0359	1.0588
Desplazamiento (m)	0.3557	-0.4207	-0.3456	-0.4155
Corte (T)	2924.25	3049.86	2985.39	2934.23

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 107. Relación de desplazamiento Pushover

Relación desplazamiento - fuerza cortante (mm/T)	
Modelo	Desplazamiento (mm/T)
HC y A60	-0.0795
HC y A80	0.0800
HL y A60	0.1216
HL y A80	-0.1158

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.1.6.2. Formación de rótulas plásticas

Según los resultados de las tablas 108, 109, 110 y 111, para la escala esfuerzo deformación todas las estructuras se encuentran en el rango entre A – B, es decir totalmente operacional y operacional respectivamente. Además, en los pasos cercanos al punto de desempeño se observa formación de rótulas en el rango B – C correspondiente a operacional y seguridad. Por otra parte, para los niveles de desempeño todas las propuestas analizadas no sobrepasan el nivel de ocupación inmediata (IO), por lo tanto, no existe riesgo de colapso en ninguno de los modelos

analizados, por lo que se garantiza que las estructuras se mantienen totalmente funcionales ante las solicitaciones.

Tabla 108. Rótulas plásticas propuesta hormigón convencional y acero grado 60.

Paso	Desplazamiento (m)	Cortante (T)	ESCALA DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN					NIVELES DE DESEMPEÑO				Total
			A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
0	0.00	0.00	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
1	-0.02	230.30	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
2	-0.04	460.60	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
3	-0.05	690.90	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
4	-0.07	921.20	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
5	-0.09	1151.50	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
6	-0.11	1381.80	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
7	-0.13	1612.10	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
8	-0.15	1842.40	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
9	-0.16	2072.70	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
10	-0.18	2303.00	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
11	-0.20	2533.30	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
12	-0.21	2682.87	2578	2	0	0	0	2580	0	0	0	2580
13	-0.24	2980.42	2560	20	0	0	0	2580	0	0	0	2580
14	-0.26	3313.42	2540	40	0	0	0	2580	0	0	0	2580
15	-0.28	3562.43	2520	60	0	0	0	2580	0	0	0	2580
16	-0.30	3838.74	2502	78	0	0	0	2580	0	0	0	2580
17	-0.34	4216.50	2458	122	0	0	0	2580	0	0	0	2580

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 109. Rótulas plásticas propuesta hormigón convencional y acero grado 80.

Paso	Desplazamiento (m)	Cortante (T)	ESCALA DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN					NIVELES DE DESEMPEÑO				Total
			A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
0	0	0	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
1	0.01	162.64	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
2	0.03	325.28	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
3	0.04	487.92	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
4	0.05	650.56	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
5	0.07	813.19	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
6	0.08	975.83	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
7	0.09	1138.47	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
8	0.10	1301.11	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
9	0.12	1463.75	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
10	0.13	1626.39	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
11	0.14	1789.03	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
12	0.16	1951.67	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
13	0.17	2114.31	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
14	0.18	2276.95	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
15	0.20	2439.58	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
16	0.21	2602.22	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
17	0.22	2764.86	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
18	0.23	2927.50	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
19	0.25	3090.14	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
20	0.26	3252.78	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
21	0.27	3415.42	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
22	0.29	3578.06	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
23	0.30	3740.70	2576	4	0	0	0	2580	0	0	0	2580
24	0.30	3791.68	2570	10	0	0	0	2580	0	0	0	2580
25	0.32	3988.62	2552	28	0	0	0	2580	0	0	0	2580

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 110. Rótulas plásticas propuesta hormigón liviano y acero grado 60.

Paso	Desplazamiento (m)	Cortante (T)	ESCALA DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN					NIVELES DE DESEMPEÑO				Total
			A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
0	0	0	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
1	0.02	149.82	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
2	0.04	299.64	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
3	0.05	449.46	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
4	0.07	599.29	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
5	0.09	749.11	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
6	0.11	898.93	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
7	0.13	1048.75	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
8	0.15	1198.57	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
9	0.16	1348.39	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
10	0.18	1498.21	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
11	0.20	1648.04	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
12	0.22	1797.86	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
13	0.24	1947.68	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
14	0.25	2097.50	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
15	0.27	2247.32	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
16	0.29	2397.14	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
17	0.31	2546.96	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
18	0.32	2638.21	2570	10	0	0	0	2580	0	0	0	2580
19	0.34	2789.91	2532	48	0	0	0	2580	0	0	0	2580
20	0.36	2955.41	2510	70	0	0	0	2580	0	0	0	2580

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 111. Rótulas plásticas propuesta hormigón liviano y acero grado 80.

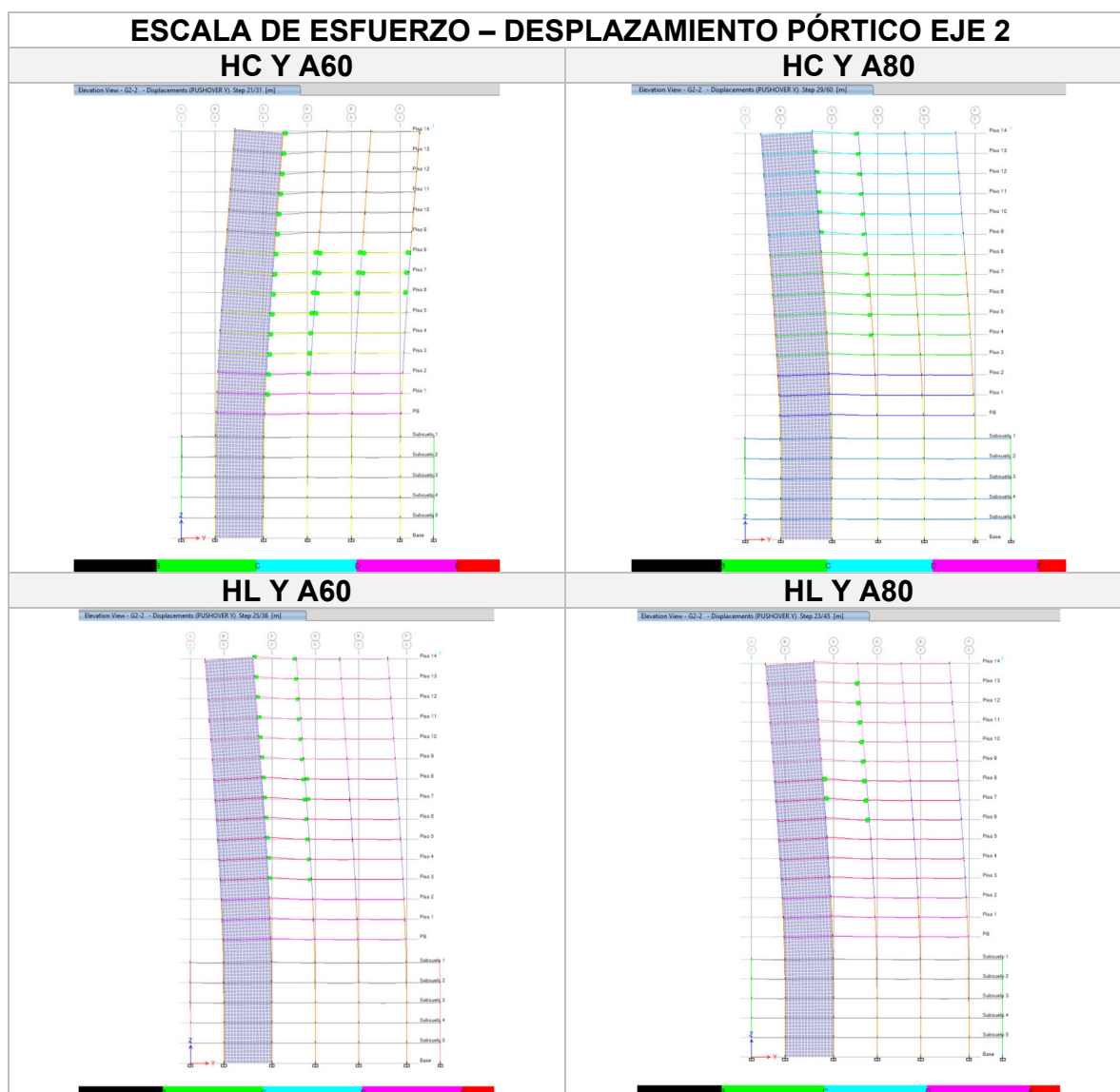
Paso	Desplazamiento (m)	Cortante (T)	ESCALA DE ESFUERZO - DEFORMACIÓN					NIVELES DE DESEMPEÑO				Total
			A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	
0	0	0	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
1	-0.02	157.26	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
2	-0.04	314.53	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
3	-0.05	471.79	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
4	-0.07	629.05	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
5	-0.09	786.32	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
6	-0.11	943.58	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
7	-0.13	1100.85	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
8	-0.15	1258.11	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
9	-0.16	1415.37	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
10	-0.18	1572.64	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
11	-0.20	1729.90	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
12	-0.22	1887.16	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
13	-0.24	2044.43	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
14	-0.25	2201.69	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
15	-0.27	2358.96	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
16	-0.29	2516.22	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
17	-0.31	2673.48	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
18	-0.33	2830.75	2580	0	0	0	0	2580	0	0	0	2580
19	-0.33	2883.66	2572	8	0	0	0	2580	0	0	0	2580
20	-0.35	3041.27	2544	36	0	0	0	2580	0	0	0	2580

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

De las tablas 112 y 113, las cuales presentan la plastificación de los elementos en el pórtico 2, se puede observar que los modelos de acero A60 son los que presentan

mayor cantidad de rótulas plásticas, esto debido a que su esfuerzo de fluencia es menor que los modelos de acero A80 sin llegar al colapso. Esta se presenta únicamente en las vigas garantizando el cumplimiento de la filosofía de diseño sismorresistente.

Tabla 112. Escala esfuerzo – desplazamiento Pórtico Eje 2

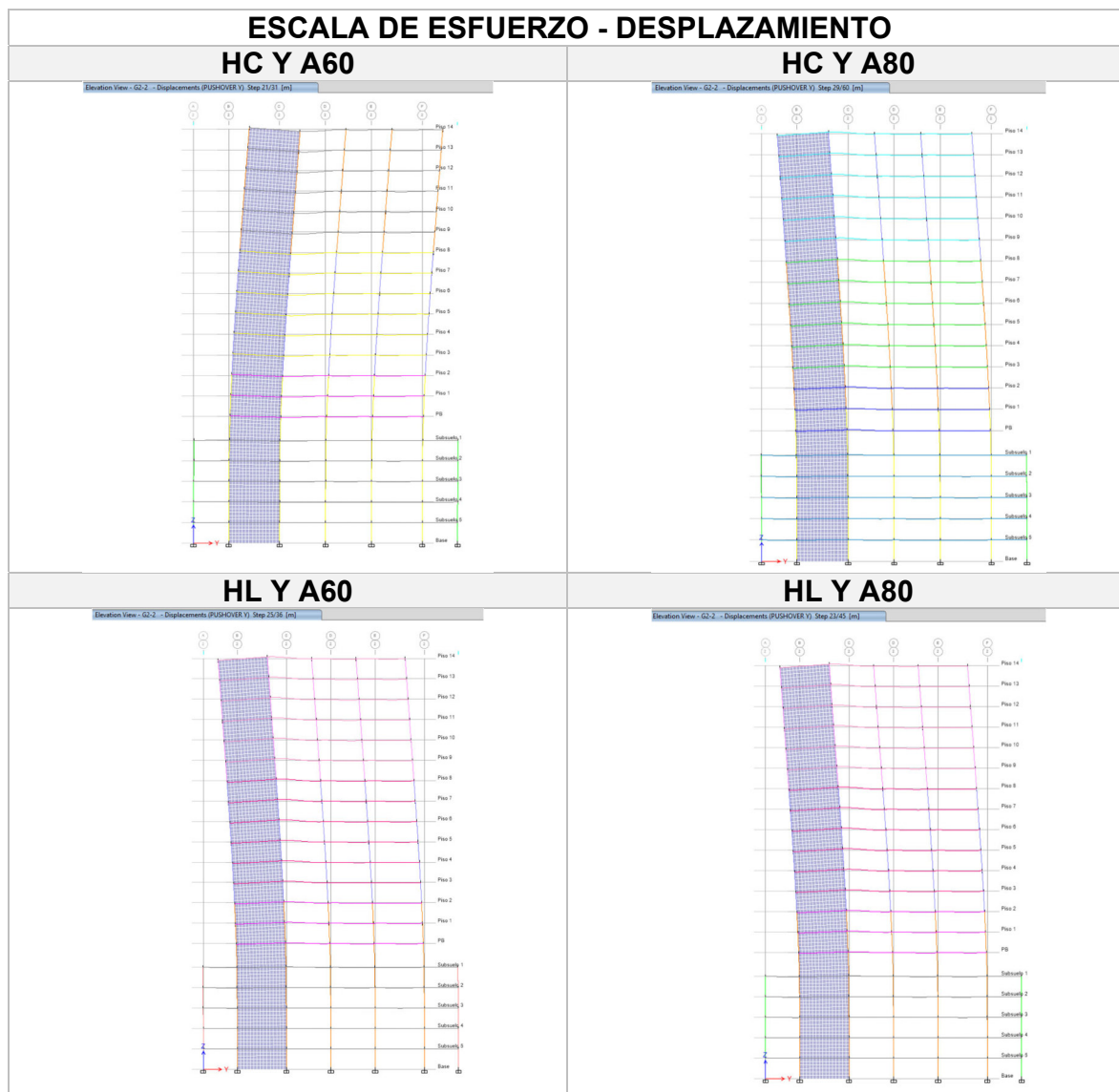


Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

De la tabla 112 se puede identificar que los modelos de grado 60 son más dúctiles, debido a su mayor cantidad de elementos plastificados en comparación a las

propuestas de alta resistencia. Además, esta formación de rótulas plásticas se da únicamente en las vigas, garantizando el principio de columna fuerte y viga débil.

Tabla 113. Escala esfuerzo – desplazamiento – Pórtico eje 2



Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

De acuerdo con la tabla 113, se puede observar que en todas las propuestas no existe plastificación de los elementos dentro de la escala de niveles de desempeño, por ende, cada una de las propuestas se encuentra bajo el nivel de seguridad de vida, es decir, se mantienen totalmente funcionales una vez ocurrido el sismo de diseño.

4.2. COMPARACIÓN ECONÓMICA

4.2.2. TIEMPOS DE EJECUCIÓN

Son parte fundamental de la gestión de cualquier proyecto, ya que, de esto depende el retraso o cumplimiento de la obra, por lo que, se procede a hacer una estimación del tiempo que tardarían las cuatro propuestas en culminar los rubros correspondientes a las dos variables del presente trabajo de titulación, el acero y hormigón. Para ello, en el cálculo se emplean los rendimientos calculados para cada APU basados en tiempos de trabajo reales según sea el caso y la cantidad calculada de acuerdo con las dimensiones de los elementos y su armado correspondiente.

Tabla 114. Tiempo de ejecución para el modelo de HC y A60.

1. TIEMPOS DE EJECUCIÓN MODELO HC A60					
NÚMERO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	TIEMPO ESTIMADO DE EJECUCIÓN [h]
HC-01	Hormigón convencional con encofrado para columnas $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1035.276	1.133	1,173.31
HC-02	Hormigón convencional con encofrado para vigas $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1836.56325	1.133	1,741.44
HC-04	Losas alivianada hormigón convencional con encofrado, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 27 cm	m2	12728.25926	0.735	9,355.27
HC-05	Hormigón convencional con encofrado para muros $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1182.4625	1.133	1,340.12
A60-01	Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1313852	0.040	51,998.73
MES-01	Malla electrosoldada 10 cm x 10 cm x 4mm	m2	12728.25926	0.029	371.24
TIEMPO ESTIMADO TOTAL DE EJECUCIÓN [h]					65980.112
TIEMPO ESTIMADO TOTAL DE EJECUCIÓN [días]					8248

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 115. Tiempo de ejecución para el modelo de HC y A80.

2. TIEMPOS DE EJECUCIÓN MODELO HC A80					
NÚMERO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	TIEMPO ESTIMADO DE EJECUCIÓN [h]
HC-01	Hormigón convencional con encofrado para columnas $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1035.276	1.133	1,173.31
HC-02	Hormigón convencional con encofrado para vigas $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1326.729	1.133	1,503.63
HC-03	Losas alivianada hormigón convencional con encofrado, $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 29 cm	m2	13008.62069	0.735	9,561.34
HC-05	Hormigón convencional con encofrado para muros $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1191.11	1.133	1,349.92
A80-01	Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, $f_y = 5500 \text{ kg/cm}^2$	kg	1035916	0.048	49,637.64
MES-01	Malla electrosoldada 10 cm x 10 cm x 4mm	m2	13008.62069	0.029	379.42
TIEMPO ESTIMADO TOTAL DE EJECUCIÓN [h]					63605.260
TIEMPO ESTIMADO TOTAL DE EJECUCIÓN [días]					7951

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 116. Tiempo de ejecución para el modelo de HL y A60.

3. TIEMPOS DE EJECUCIÓN MODELO HL A60					
NÚMERO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	TIEMPO ESTIMADO DE EJECUCIÓN [h]
HL-01	Hormigón liviano con encofrado para columnas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1035.276	1.233	1,276.84
HL-02	Hormigón liviano con encofrado para vigas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1321.4826	1.233	1,629.83
HL-04	Losa alivianada hormigón liviano con encofrado, $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 27 cm	m2	12981.92593	0.778	10,104.27
HL-05	Hormigón liviano con encofrado para muros $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1141.705	1.233	1,408.10
A60-01	Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1150974	0.040	45,559.39
MES-01	Malla electrosoldada 10 cm x 10 cm x 4mm	m2	12981.92593	0.029	378.64
TIEMPO ESTIMADO TOTAL DE EJECUCIÓN [h]					60357.064
TIEMPO ESTIMADO TOTAL DE EJECUCIÓN [días]					7545

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 117. Tiempo de ejecución para el modelo de HL y A80.

4. TIEMPOS DE EJECUCIÓN MODELO HL A80					
NÚMERO	DESCRIPCIÓN DEL RUBRO	UNIDAD	CANTIDAD	RENDIMIENTO	TIEMPO ESTIMADO DE EJECUCIÓN [h]
HL-01	Hormigón liviano con encofrado para columnas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	872.1225	1.233	1,075.62
HL-02	Hormigón liviano con encofrado para vigas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	1540.211	1.233	1,899.59
HL-03	Losa alivianada hormigón liviano con encofrado, $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 29 cm	m2	12889.16897	0.778	10,032.07
HL-05	Hormigón liviano con encofrado para muros $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$	m3	991.915	1.233	1,223.36
A80-01	Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, $f_y = 5500 \text{ kg/cm}^2$	kg	930461	0.048	44,584.59
MES-01	Malla electrosoldada 10 cm x 10 cm x 4mm	m2	12889.16897	0.029	375.93
TIEMPO ESTIMADO TOTAL DE EJECUCIÓN [h]					59191.167
TIEMPO ESTIMADO TOTAL DE EJECUCIÓN [días]					7399

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

De las tablas 114, 115, 116 y 117, en las cuales se presentan los tiempos de ejecución total de cada modelo se puede verificar que el de acero grado 60 y hormigón convencional tiene un mayor tiempo de ejecución, con un total de 8248 días, seguido del hormigón convencional y acero grado 80 con 7951 días. Los modelos de hormigón liviano poseen un menor tiempo de ejecución, siendo el de acero grado 80 el que menos tiempo posee con un total de 7399 días, mientras que para el acero grado 60 es de 7545 días. Esto se debe principalmente a que la cantidad de material que se utiliza es directamente proporcional al tiempo de ejecución.

De acuerdo con las tablas 118, 119, 120 se puede evidenciar que la variación entre los modelos que poseen de variable común el tipo de hormigón es de 4% y 2% para convencional y liviano, respectivamente. Mientras que, aquellas propuestas con el material acero común entre ellas tienen una variación del 9% para grado 60 y 7% para grado 80.

Por otra parte, el modelo HC y A80 comparado con HL y A60 demuestra un porcentaje de apenas el 5%, similar a las propuestas cuya variable común es el hormigón. Sin embargo, la comparación global entre la propuesta de HC y A60 con HL y A80 denota el mayor porcentaje de variación dentro del análisis, correspondiente al 10%, esto debido a que en esta comparación las dos variables consideradas en el estudio varían.

Tabla 118. Variación de los tiempos de ejecución entre hormigones.

VARIACIÓN EN LOS TIEMPO DE EJECUCIÓN		VARIACIÓN EN LOS TIEMPO DE EJECUCIÓN	
Modelos Hormigón Convencional	Tiempo de Ejecución	Modelos Hormigón Liviano	Tiempo de Ejecución
1. HC - A60	8,248.00 [h]	3. HL - A60	7,545.00 [h]
2. HC - A80	7,951.00 [h]	4. HL - A80	7,399.00 [h]
Porcentaje de Variación	4%	Porcentaje de Variación	2%

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 119. Variación de los tiempos de ejecución entre aceros.

VARIACIÓN EN LOS TIEMPO DE EJECUCIÓN		VARIACIÓN EN LOS TIEMPO DE EJECUCIÓN	
Modelos Acero Grado 60	Tiempo de Ejecución	Modelos Acero Grado 80	Tiempo de Ejecución
1. HC - A60	8,248.00 [h]	2. HC - A80	7,951.00 [h]
3. HL - A60	7,545.00 [h]	4. HL - A80	7,399.00 [h]
Porcentaje de Variación	9%	Porcentaje de Variación	7%

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

Tabla 120. Variación de los tiempos de ejecución entre hormigones y aceros.

VARIACIÓN EN LOS TIEMPO DE EJECUCIÓN		VARIACIÓN EN LOS TIEMPO DE EJECUCIÓN	
Modelo	Tiempo de Ejecución	Modelo	Tiempo de Ejecución
1. HC - A60	8,248.00 [h]	2. HC - A80	7,951.00 [h]
4. HL - A80	7,399.00 [h]	3. HL - A60	7,545.00 [h]
Porcentaje de Variación	10%	Porcentaje de Variación	5%

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.2.3. PRESUPUESTOS

La tabla 121 muestra un resumen con los presupuestos resultantes de cada modelo, en los que se puede observar que el rango de precios varía de 2.9 millones a 3.4 millones de dólares. La alternativa de hormigón convencional y acero grado 80 resulta ser la más económica debido a que su valor es inferior a los 3 millones. La segunda alternativa más económica es la de hormigón convencional y acero grado 60 con un total de 3.224 millones de dólares, seguido del hormigón liviano y acero grado

80 con un total de 3.227 millones de dólares. Finalmente, el modelo de hormigón liviano y acero grado 60 posee el precio más elevado de 3.437 millones de dólares.

Esta diferencia de precios se debe principalmente a que el hormigón liviano es un material difícil de adquirir en el mercado nacional, por lo que su precio es muy elevado difiriendo en alrededor de 60 dólares por metro cúbico respecto al hormigón convencional.

Por otra parte, los modelos de acero grado 60 demandan de mayores dimensiones y mayor cantidad de armado debido a que su esfuerzo de fluencia es inferior al acero grado 80.

Tabla 121. Resumen del presupuesto final para cada modelo

COMPARACIÓN PRESUPUESTOS	
Modelos	Costo Total
1. HC - A60	\$ 3,224,469.86
2. HC - A80	\$ 2,977,133.66
3. HL - A60	\$ 3,437,103.99
4. HL - A80	\$ 3,227,843.83

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.2.4. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

Se realizó un análisis de alternativas considerando tres parámetros importantes a la hora de elegir la mejor propuesta, como son: el comportamiento estructural, características físicas y mecánicas de acero y hormigón y un análisis de costos. Para cada uno de los ítems dentro de estos parámetros se asigna un peso considerando la importancia de este dentro de la selección. El análisis de costos representa el parámetro más importante, ya que, dentro del mismo se encuentra el costo total y el tiempo de ejecución de la obra, los cuales representan un peso del 40% y 20% respecto a los demás parámetros.

Dentro de cada propuesta se consideran tres columnas de análisis, la primera considera el valor real del parámetro a evaluar; a continuación, se obtiene un factor igual a la unidad para la propuesta que tenga el mejor comportamiento económico

estructural dependiendo del caso. Finalmente, la tercera columna corresponde al valor proporcional en el peso determinado para cada parámetro.

A continuación, se procede a realizar la sumatoria de las proporciones en peso de cada propuesta y aquella que tenga el valor más cercano a la unidad será la mejor alternativa. Como se observa en la tabla 122 la propuesta cuyo valor es más cercano a uno corresponde al modelo de hormigón convencional y acero grado 80, seguido del hormigón convencional y acero grado 60, para finalmente colocarse las propuestas de hormigón liviano, acero grado 80 y acero grado 60, respectivamente.

Tabla 122. Análisis de alternativas

Parámetros	Peso	Propuesta 1			Propuesta 2			Propuesta 3			Propuesta 4		
		HC - A60			HC - A80			HL - A60			HL - A80		
		Valor	Factor/1	Peso	Valor	Factor/1	Peso	Valor	Factor/1	Peso	Valor	Factor/1	Peso
1. Comportamiento estructural													
Derivas máximas [%]	3	1.40	0.95	0.029	1.33	1.00	0.030	1.68	0.79	0.024	1.68	0.79	0.024
Deflexiones [cm]	2	0.96	0.99	0.020	0.95	1.00	0.020	1.45	0.66	0.013	0.98	0.97	0.019
Ductilidad	7	1.43	0.74	0.052	1.2	0.88	0.062	1.23	0.86	0.060	1.06	1.00	0.070
2. Acero y Hormigón													
Congestión de acero [%]	3	0.75	0.73	0.022	0.56	0.98	0.029	0.76	0.72	0.022	0.55	1.00	0.030
Peso total de la estructura [T]	10	10709.23	0.74	0.074	10115.5	0.78	0.078	8066.56	0.98	0.098	7888.14	1.00	0.100
Condiciones de fabricación	5	20	1.00	0.050	15	0.75	0.038	15	0.75	0.038	10	0.50	0.025
Manejabilidad de materiales	5	10	1.00	0.050	7.5	0.75	0.038	7.5	0.75	0.038	5	0.50	0.025
Resistencia a la intemperie	5	10	1.00	0.050	10	1.00	0.050	5	0.50	0.025	5	0.50	0.025
3. Análisis de costos													
Costo total	40	\$3,224,469.9	0.92	0.369	\$2,977,133.7	1.00	0.400	\$3,437,104.0	0.87	0.346	\$ 3,227,844	0.92	0.369
Tiempo de ejecución [días]	20	8248	0.90	0.179	7951	0.93	0.186	7545	0.98	0.196	7399	1.00	0.200
	100			0.90			0.94			0.86			0.89

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3. GRÁFICOS COMPARATIVOS

4.3.1. PERIODO DE LA ESTRUCTURA

En la figura 94 se evidencia un gráfico de barras en el que se puede diferenciar la variación del periodo de cada una de las alternativas, de las cuales se puede distinguir que las de hormigón liviano y hormigón convencional presentan un periodo similar entre las mismas. Siendo las de hormigón liviano las más flexibles.

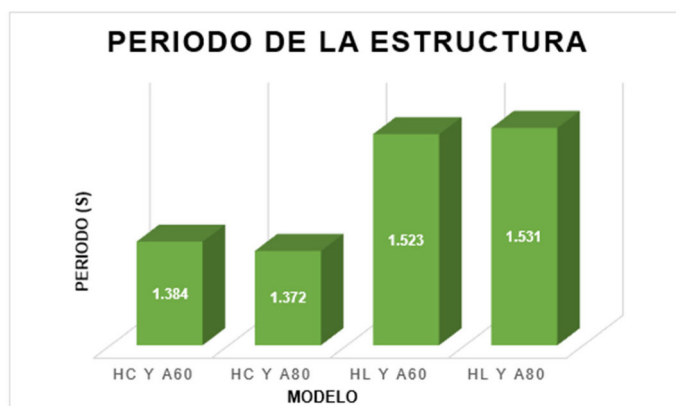


Figura 94. Gráfico comparativo del periodo de la estructura.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.2. CORTANTE BASAL

Como se describió anteriormente y con la figura 95 se comprueba que el modelo de hormigón convencional y acero grado 60 es el que presenta mayor cortante basal tanto en sismo estático como dinámico, ya que, al tener un mayor peso como indica la figura 96, este valor se ve incrementado. Es por ello que, el modelo de hormigón liviano y acero grado 80 al tener el menor peso, posee el menor cortante basal entre todos los casos analizados.

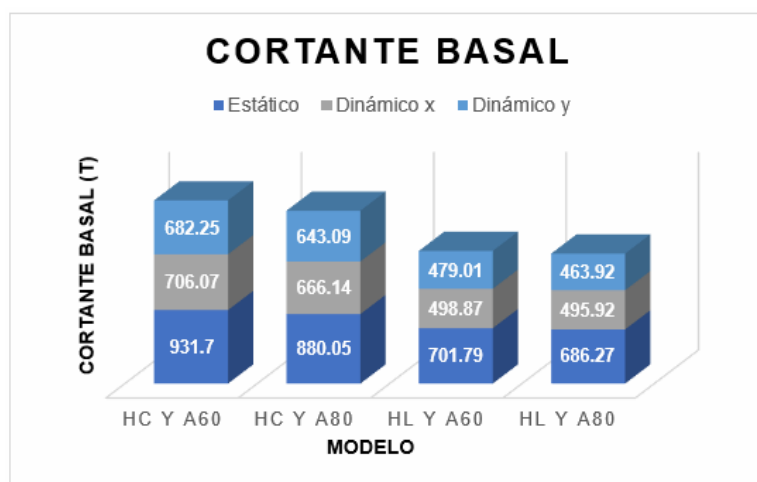


Figura 95. Gráfico comparativo del cortante basal

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

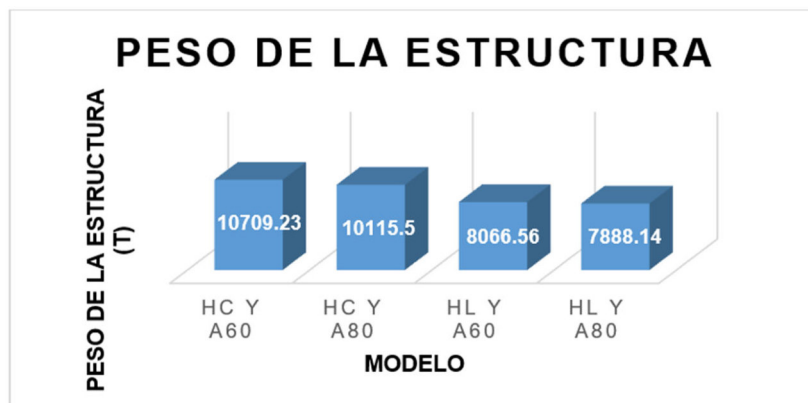


Figura 96. Gráfico comparativo del peso de la estructura

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.3. DERIVAS

De acuerdo con los resultados representados en la figura 97, se puede identificar que, las estructuras que poseen un menor peso y son más flexibles son aquellas que presentan mayor porcentaje de deriva inelástica para las direcciones x, y. Sin embargo, estos valores se encuentran dentro del rango permitido por la normativa, es decir, son menores al 2%.

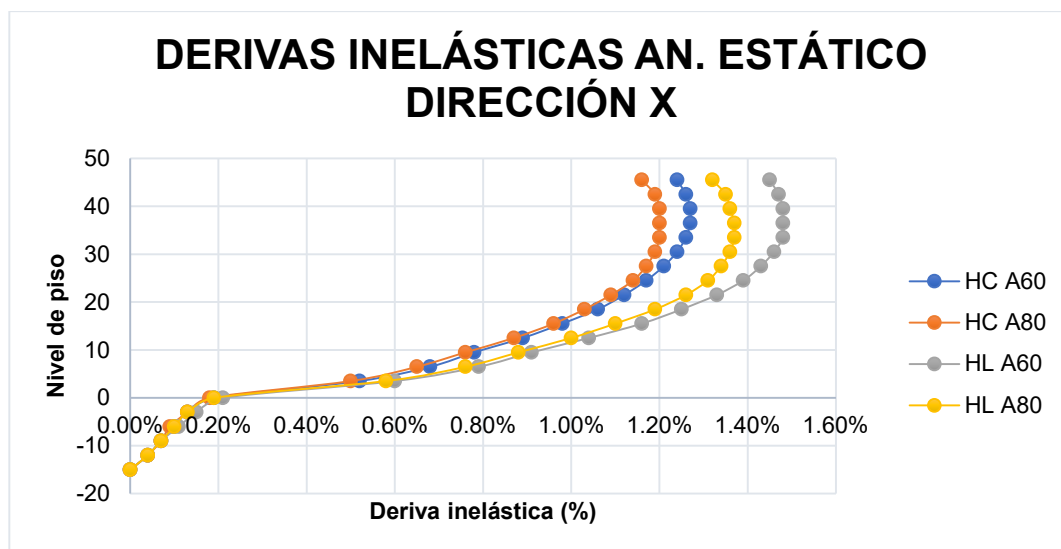


Figura 97. Gráfico comparativo de las derivas inelásticas para la dirección x.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

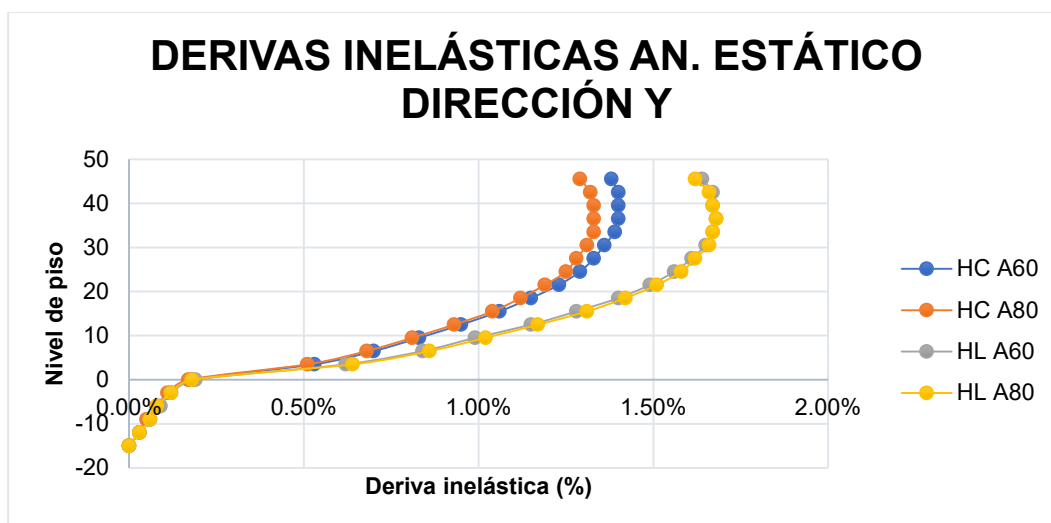


Figura 98. Gráfico comparativo de las derivas inelásticas para la dirección x.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.4. DEFLEXIONES

La figura 99 denota la variación de las deflexiones en todas las propuestas, donde las conformadas por hormigón liviano son aquellas que presentan una mayor deflexión. Como ya se verificó anteriormente esto se debe a la flexibilidad de estas, siendo la propuesta de hormigón liviano y acero grado 60 la que posee mayor deflexión y la de hormigón convencional y acero grado 80 la que presenta una menor deflexión.

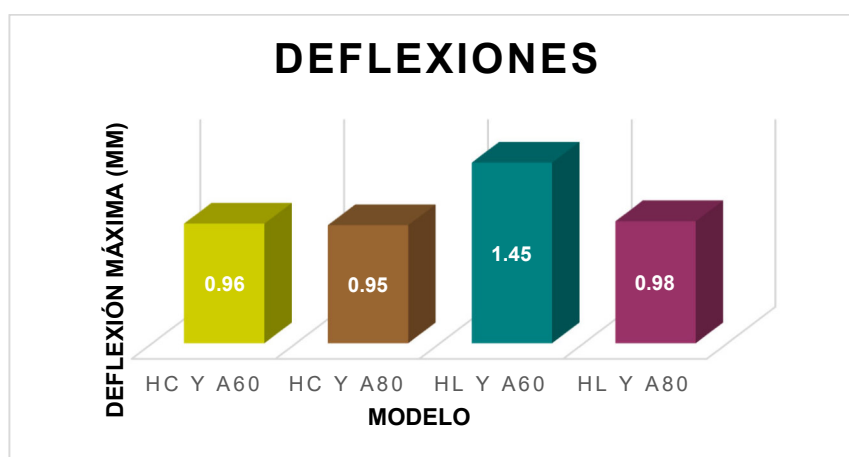


Figura 99. Gráfico comparativo de las deflexiones.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.5. DETALLES DEL REFUERZO

De los gráficos 100, 101, 102, y 103 se puede verificar que el acero grado 80 es el que necesita de mayor l_d , l_{st} , l_{sc} y l_{dh} , ya que, por su elevado esfuerzo de fluencia, tiende a ser un material menos dúctil que el acero grado 60, el cual requiere de una menor longitud.

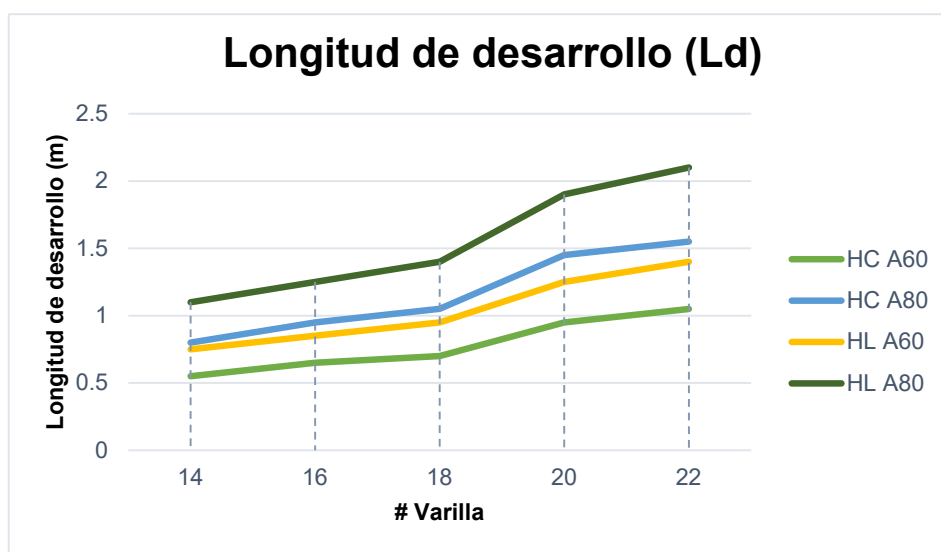


Figura 100. Gráfico comparativo de las longitudes de desarrollo (Ld)

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

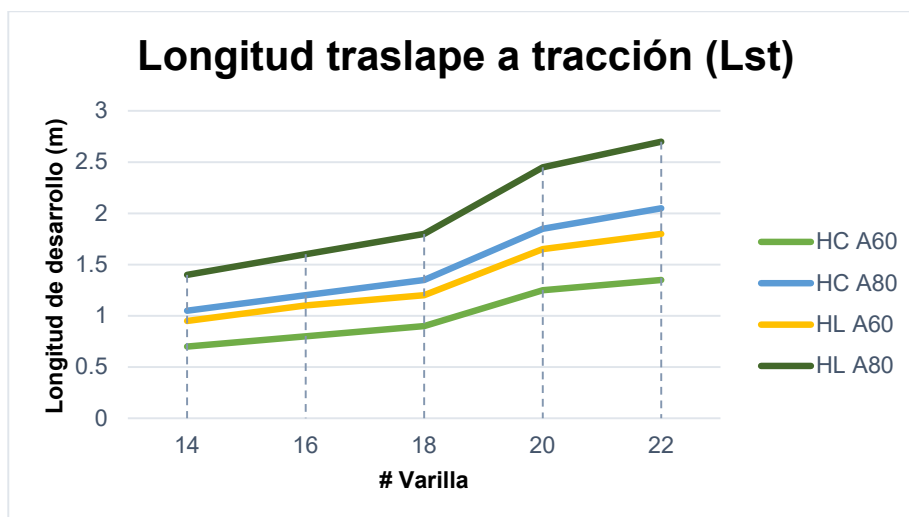


Figura 101. Gráfico comparativo de las longitudes de traslape a tracción (Lst)

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

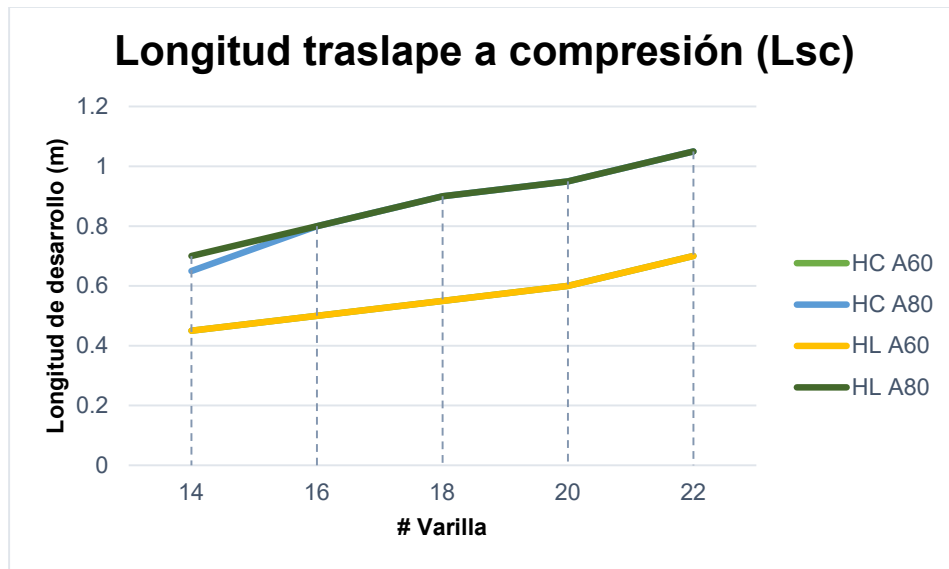


Figura 102. Gráfico comparativo de las longitudes de traslape a compresión (Lsc)

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

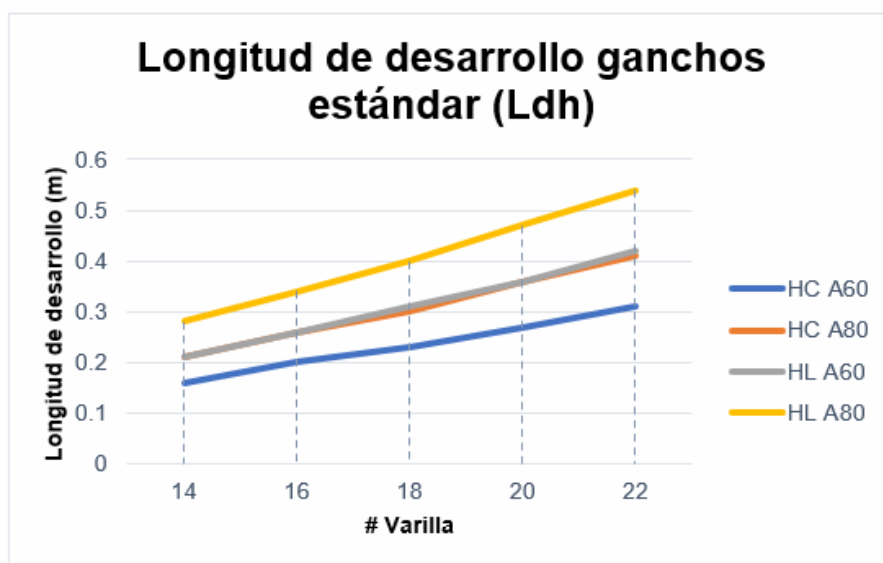


Figura 103. Gráfico comparativo de las longitudes de desarrollo de ganchos estándar (Ldh)

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.6. DESPLAZAMIENTO EN EL PUNTO DE CONTROL

De acuerdo con las figuras 104 y 105 los desplazamientos son mayores para los modelos que poseen hormigón liviano, esto debido a que, al ser las estructuras menos pesadas son más flexibles respecto a las estructuras conformadas por hormigón convencional. Siendo la propuesta de hormigón liviano y acero grado 60 el que presenta un mayor desplazamiento. Sin embargo, los desplazamientos de todos los modelos se encuentran por debajo del punto de control establecido.

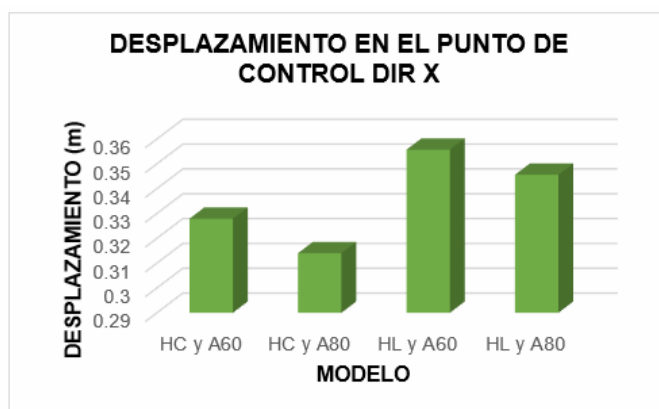


Figura 104. Gráfico comparativo del desplazamiento en el punto de control dirección X.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

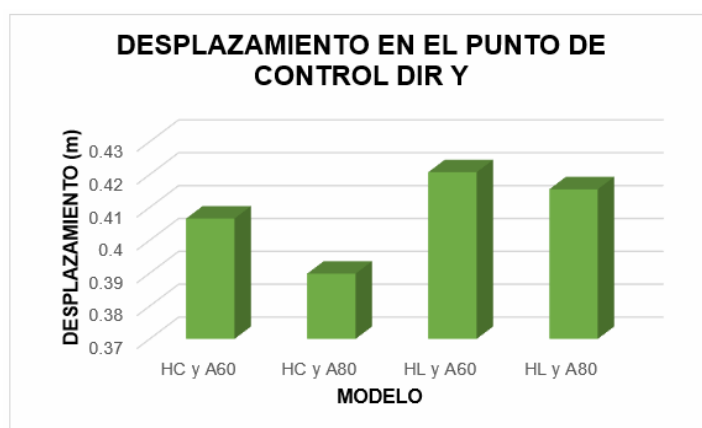


Figura 105. Gráfico comparativo del desplazamiento en el punto de control dirección Y.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.7. RELACIÓN DESPLAZAMIENTO – FUERZA CORTANTE

De acuerdo con la figura 106, se puede identificar que el modelo de hormigón convencional y acero grado 60 es aquel que se desplaza en menor cantidad por cada tonelada de fuerza lateral aplicada, de esta manera se verifica lo antes mencionado, que los modelos de hormigón liviano son más propensos a desplazarse en mayor cantidad bajo una fuerza aplicada.

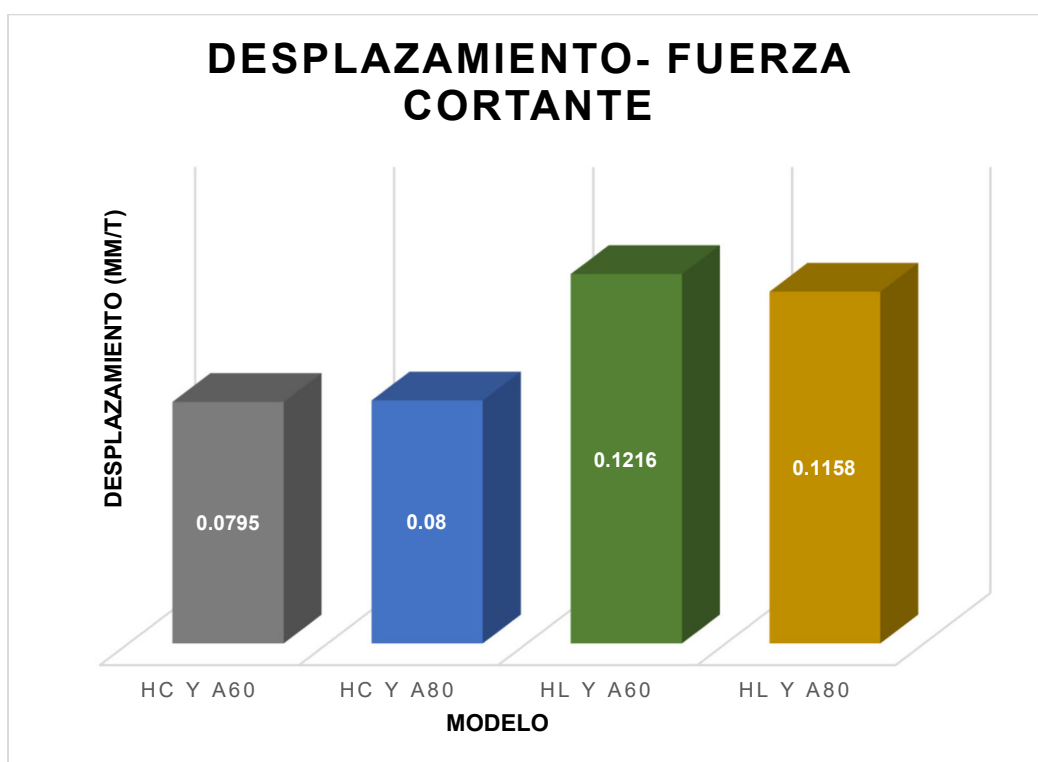


Figura 106. Gráfico de comparación de desplazamiento vs fuerza cortante

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.8. CANTIDAD DE RÓTULAS FORMADAS

Según la figura 107, se visualiza que una mayor cantidad de rótulas plásticas se forman en el modelo de HC y A60, seguido del hormigón liviano y acero A60, por lo que, este tipo de refuerzo al tener menor esfuerzo de fluencia garantiza una menor cantidad de rotulas que los modelos de acero de alta resistencia.

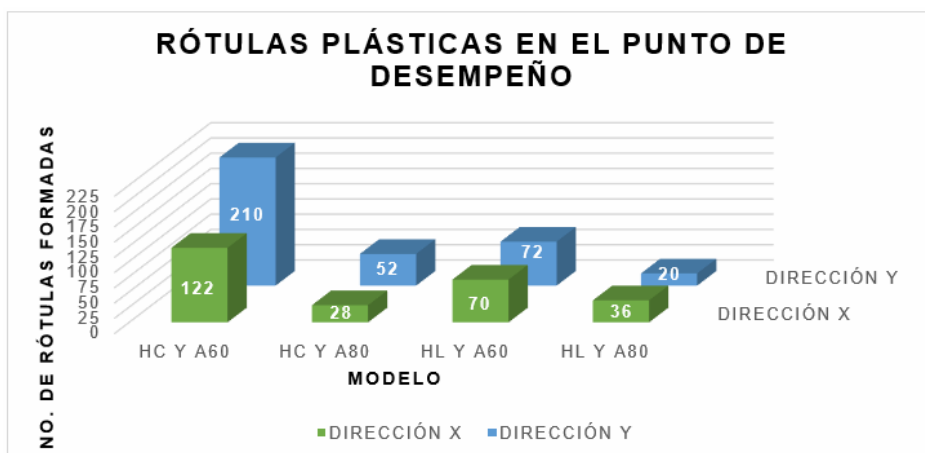


Figura 107. Gráfico de comparación de rótulas plásticas en el punto de desempeño.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.9. CANTIDADES DE OBRA

Las cantidades de hormigón y acero para cada modelo se especifican en las figuras 108 y 109. Respecto al hormigón, se denota que los modelos que utilizan acero grado 60 son aquellos que requieren una menor cantidad de metros cúbicos, esto debido a que, el acero de refuerzo induce a que se utilicen secciones de elementos más grandes. Por otra parte, el acero de refuerzo muestra la misma tendencia que el hormigón en cuanto a cantidad siendo el modelo de hormigón convencional y acero grado 60 el que requiere una mayor cantidad de refuerzo seguido del modelo de hormigón liviano y acero grado 60.

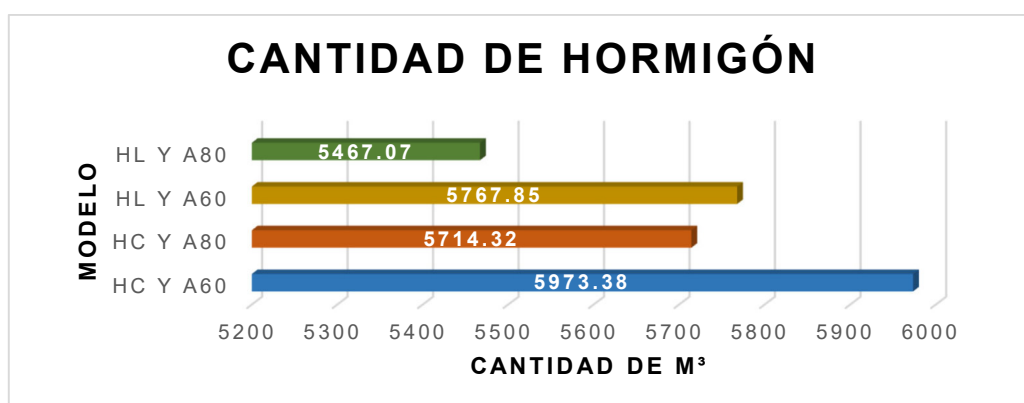


Figura 108. Gráfico de comparación de la cubicación del hormigón.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

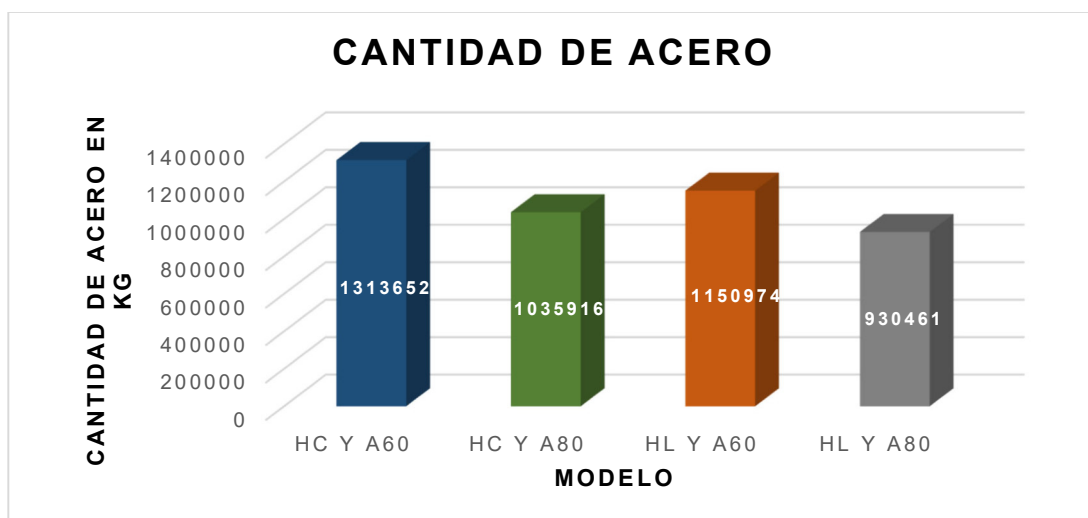


Figura 109. Gráfico de comparación de la cubicación del hormigón.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.10. VARIACIÓN DE COSTO POR MATERIAL

En la figura 110 se denota que, el costo entre el hormigón liviano y convencional es bastante elevado siendo del 46%, es decir, que el hormigón liviano es \$75 más caro que el convencional. Mientras que, para el acero la variación es del 8.5%, siendo el acero grado 80 \$0.10 más costoso.



Figura 110. Gráfico de comparación del costo de hormigón por m³.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.



Figura 111. Gráfico de comparación del costo de acero por kg.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

De acuerdo con los resultados de la figura 112, a pesar de que la cantidad de hormigón para los modelos que involucran hormigón liviano sea menor, el precio de este material hace que se encarezcan las propuestas respecto a las de hormigón convencional, siendo el modelo de hormigón liviano y acero grado 60 el más costoso de todas las estructuras analizadas.

Por otro lado, para el refuerzo analizado en la figura 113, la propuesta más costosa corresponde a la de hormigón convencional y acero grado 60, debido en gran parte a la cantidad utilizada, más no al precio de mercado, ya que este no difiere en gran magnitud con el acero grado 80.

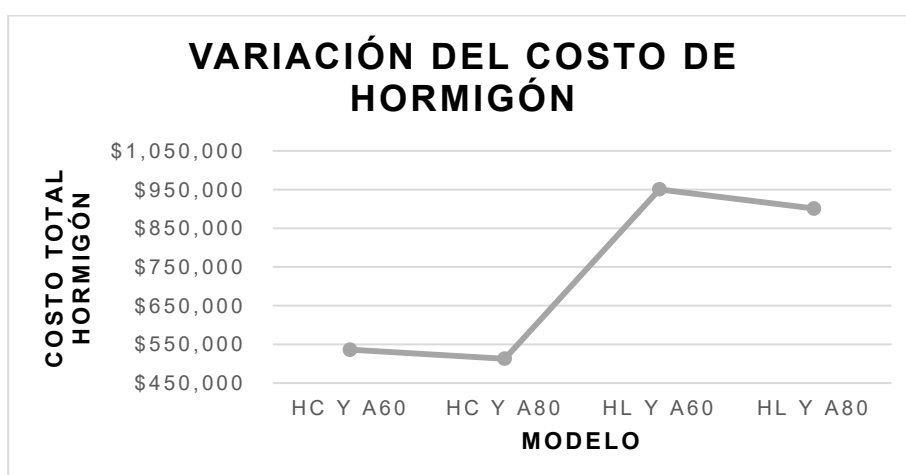


Figura 112. Gráfico de comparación del costo total de hormigón.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

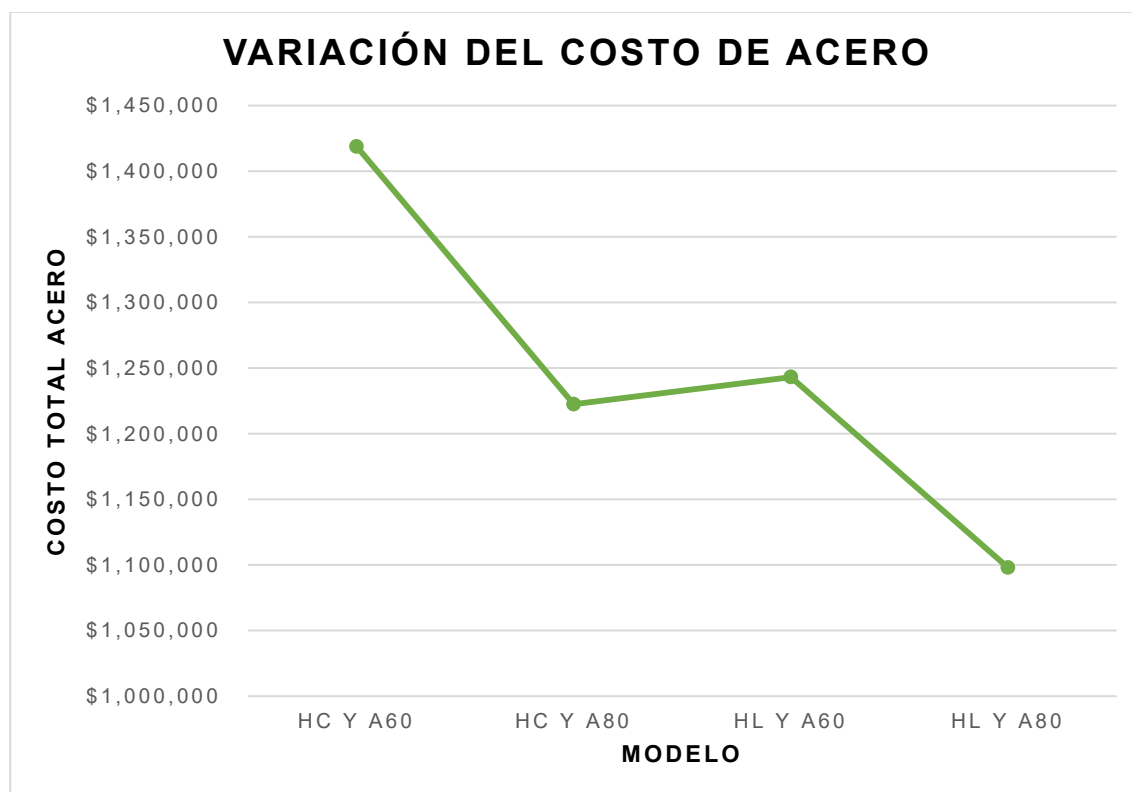


Figura 113. Gráfico de comparación del costo total de acero.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.11. VARIACIÓN DE COSTO POR ELEMENTO

De acuerdo con la figura 114, para el caso de columnas y losas existe una clara tendencia de que los modelos de hormigón liviano resultan ser más caros, por otra parte, en el caso de las vigas el hormigón liviano y acero grado 80 junto con el modelo de hormigón convencional y acero grado 60 son los que poseen el precio más representativo en comparación a los demás modelos, esto se debe tanto a las dimensiones de elementos como al costo de material. Finalmente, en los muros el acero grado 60 es el que presenta los mayores costos, debido a que, se requiere mayor cantidad de refuerzo al ser este un elemento más grande.

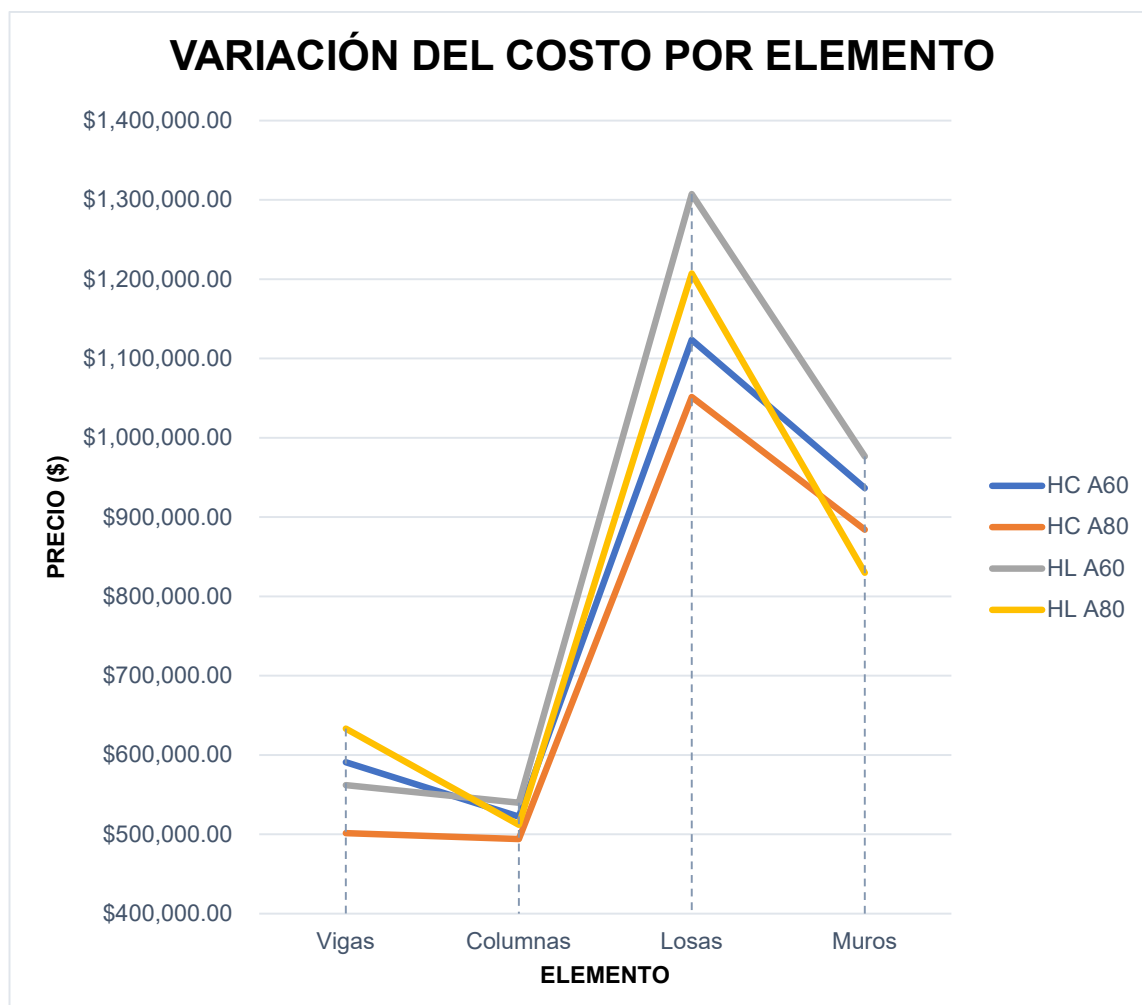


Figura 114. Gráfico de comparación del costo total por elemento.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.12. VARIACIÓN DEL TIEMPO DE EJECUCIÓN.

De acuerdo con los resultados de la figura 115, el modelo de mayor tiempo de ejecución es el de hormigón convencional y acero grado 60, mientras que, el menor tiempo lo posee el hormigón liviano y acero grado 80, cuya variación es el 10 %. Esto se debe principalmente a las dimensiones de los elementos, las cuales mantienen una relación directamente proporcional al tiempo de ejecución.

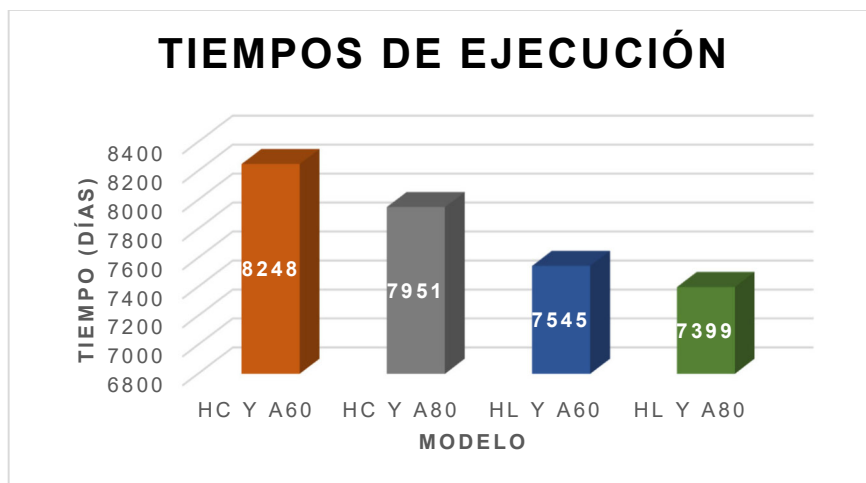


Figura 115. Gráfico de comparación de tiempos de ejecución.

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

4.3.13. VARIACIÓN DEL PRESUPUESTO GENERAL

En la figura 116 se muestran los presupuestos generales resultantes para cada modelo analizado. De los cuales se puede identificar que el hormigón convencional, junto con los aceros grado 60 y 80, es el que representa menores costos a nivel general, mientras que, el hormigón liviano junto con los dos tipos de acero representa los dos costos más elevados.

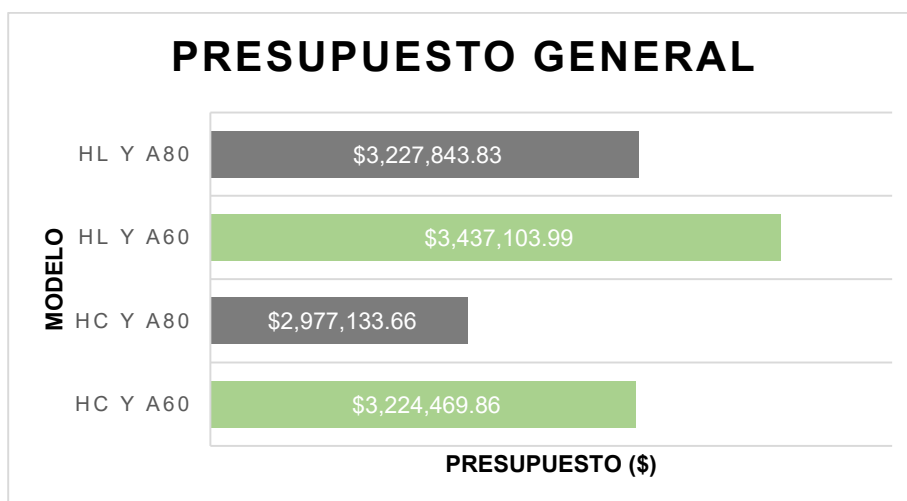


Figura 116. Gráfico comparativo del presupuesto general

Fuente: Elaborado por Cayancela & Reyes.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

5.1.1. CONCLUSIONES ESTRUCTURALES

Se definió una propuesta arquitectónica para un edificio de 15 pisos conformada por tres tipos de ocupaciones como son almacenes, oficinas y departamentos, distribuidos en 1, 3 y 11 pisos respectivamente. Además, se definieron 5 subsuelos destinados a parqueaderos debido a la gran demanda de vehículos que se presentará en un futuro.

Debido a la distribución arquitectónica regular del edificio tanto en planta como en elevación, el comportamiento estructural es traslacional, ya que, el movimiento en las direcciones x, y se da en los dos primeros modos de vibración, por lo que, se garantiza una adecuada respuesta sismorresistente de la edificación al no ser susceptible a presentar dos de las principales patologías estructurales como son el piso blando y la torsión en planta.

Una vez realizados los análisis lineales y no lineales se concluye que, la edificación se comporta adecuadamente ante la presencia de cargas laterales y gravitacionales en su rango lineal; por otra parte, al considerar el comportamiento inelástico de los materiales, las edificaciones se mantienen totalmente funcionales al encontrarse las rótulas plásticas en el nivel de ocupación inmediata en la escala de niveles de desempeño, después de haber sido sometidas al sismo de diseño.

El cumplimiento del sistema dual en los modelos analizados permitió reducir las sollicitaciones de acero de refuerzo en los elementos, debido a que, la principal fuerza de diseño corresponde a la del sismo, la cual es absorbida casi en su totalidad por lo muros de corte. Por lo tanto, los demás elementos que conforman los pórticos requieren de un diseño menos conservador, como es el caso de las columnas, en las cuales no fue necesario realizar un diseño por capacidad, donde, se utiliza el momento

balanceado del diagrama de interacción, sin embargo, se realizaron las respectivas comprobaciones en cuanto a flexo – compresión, corte y confinamiento.

Se comprobó que las estructuras más livianas (HL) son aquellas que poseen mayor flexibilidad, por lo tanto, son más deformables ante la aplicación de fuerzas laterales como es el sismo de diseño. Por lo que, las derivas en estructuras con hormigón liviano incrementan su valor en alrededor del 15% respecto a las que tienen como material principal el hormigón convencional.

Se evidenció que en el reemplazo de los materiales convencionales por hormigón liviano y acero grado 80 existe una reducción del espesor de los muros de corte de alrededor del 18%, esto se debe principalmente a la reducción de peso de la estructura, lo que permite la reducción del cortante basal y con ello, la demanda del sistema dual conformado principalmente por los muros como los principales elementos disipadores de energía. Sin embargo, el periodo fundamental de vibración de la estructura se ve incrementado. Por lo que, una estructura más liviana induce elementos de menores dimensiones que pueden disipar mayor o igual cantidad de energía que una estructura elaborada con materiales convencionales.

La estructura de hormigón liviano y acero de refuerzo A60 es la edificación que presenta las mayores derivas y deflexiones respecto a los demás modelos, lo que la convierte en una estructura altamente flexible y propensa a deformarse rápidamente. Esto se debe a que, al ser una estructura que emplea materiales livianos y acero de refuerzo cuyo límite de fluencia es inferior al de alta resistencia, sus elementos fluyen más rápido disminuyendo su rigidez. Además, se garantizó que todas las estructuras se mantienen debajo del límite de derivas permitidas por la normativa.

Se verificó que las estructuras más rígidas son aquellas que demandan de mayor ductilidad en el punto de desempeño, obtenido mediante el análisis estático no lineal. Por lo que, la demanda de ductilidad es inversamente proporcional a la rigidez de la edificación.

Para aceros cuyo límite de fluencia es de 5500 kg/cm² se requiere de mayor longitud de desarrollo del refuerzo para que el material alcance su resistencia a

tracción, por lo que, se incrementa la cantidad de acero al momento de realizar traslapes y desarrollar las longitudes de los ganchos, sin embargo, esto se compensa con la disminución de la congestión de acero en el refuerzo longitudinal, haciendo que los modelos que contienen este tipo de refuerzo requieran de menor cantidad de acero.

Se corroboró que las dimensiones de prediseño de elementos estructurales no fueron suficientes ante las acciones sísmicas, y, a su vez, los elementos horizontales no cumplían con las características requeridas para un sistema de vigas peraltadas. Por lo que, las secciones de cada uno de los elementos se incrementaron con el fin de cumplir estos requisitos establecidos por la normativa. Como se presenta en las vigas, donde, su sección inicial tuvo que ser aumentada para asegurar un sistema dúctil de vigas peraltadas.

Las acciones de los elementos se ven influenciadas por las dimensiones de estos, por lo que, los modelos que poseen los momentos más grandes son aquellos que presentan las mayores acciones, para el caso de vigas, el modelo de hormigón convencional y acero grado 60 (V45x50) junto con el modelo de hormigón liviano y acero grado 80 (V55 x 60) presentan los momentos más representativos. En el caso de columnas y muros respecto a su fuerza axial y momentos, estos disminuyen conforme lo hace el peso de los elementos superiores.

Las cuatro propuestas planteadas se encuentran bajo el nivel de seguridad de vida, ya que, la formación de rótulas plásticas se mantiene debajo de este nivel, es decir, la seguridad de la edificación no se ve comprometida al presentar daños moderados en los elementos no estructurales y daños leves en algunos elementos estructurales.

Se verificó que, en los cuatro modelos el punto de desempeño se encuentra en la curva descendente del espectro de respuesta, lo que indicaría una elevada flexibilidad en todas las propuestas, pero principalmente en aquellas que contienen materiales aligerados.

Una vez concluidos los análisis lineales y realizadas las respectivas verificaciones correspondientes al comportamiento estructural mediante el

cumplimiento de derivas, periodos, modos de vibración y deflexiones. Se concluye que, los análisis lineales no son suficientes para que los resultados del punto de desempeño en análisis no lineales sean garantizados, siendo necesaria una revisión de la rigidez de la estructura.

5.1.2. CONCLUSIONES ECONÓMICAS

Se corroboró que las propuestas que utilizan acero grado 60 inducen a que las dimensiones de los elementos estructurales sean mayores y, por lo tanto, requieran una mayor cantidad de hormigón respecto a los modelos con acero de refuerzo grado 80. Además, el refuerzo de 420 MPa demanda mayor cantidad de material en comparación al acero de 550 MPa, por lo que, las cuantías de los elementos de las propuestas con acero grado 60 son considerablemente mayores que las de acero grado 80.

Los modelos analizados cumplen con un comportamiento estructural adecuado independientemente del tipo de hormigón utilizado, sin embargo, la gran variación del costo del concreto influye sustancialmente en la toma de decisiones al momento de elegir que alternativa resulta ser la más factible de aplicar. Si se lograra disminuir el precio del hormigón liviano en alrededor del 40%, su aplicación en estructuras resultaría ser altamente rentable.

La aplicación del acero grado 80 en estructuras es una alternativa viable ya que a pesar de que es \$0.10/kg más costoso que el acero grado 60, debido a que requiere de una menor cantidad de material para satisfacer la demanda. Sin embargo, se debe tomar en cuenta que el precio del acero en el mercado nacional es muy volátil y está sujeto a cambios constantemente.

El modelo de hormigón convencional y acero grado 60 es la alternativa de diseño que requiere de mayor cantidad de tiempo de ejecución, esto se debe a que los volúmenes de obra de los materiales son mayores a los requeridos en los demás modelos, al demandar alrededor de 800 días más incrementando el valor de mano de obra directa y, por ende, el presupuesto general.

En términos económicos, las propuestas que emplean hormigón liviano presentan los presupuestos más elevados independientemente del tipo de refuerzo utilizado, sea este acero grado 60 o acero grado 80. Por otra parte, el acero de alta resistencia, a pesar de tener un precio más alto que el acero grado 60, representa un menor presupuesto debido a que la cantidad requerida es inferior.

Una vez realizado el análisis de alternativas, se concluyó que la mejor propuesta analizada considerando los precios actualmente vigentes en el mercado y el desempeño estructural, corresponde a la edificación que emplea hormigón convencional y acero de refuerzo grado 80.

5.2. RECOMENDACIONES

5.2.1. RECOMENDACIONES ESTRUCTURALES

El empleo de acero de refuerzo de alta resistencia se recomienda en edificaciones cuya demanda de acero supere las condiciones geométricas y espaciamiento mínimo de los elementos, ya que, su uso no interfiere negativamente en su desempeño estructural.

Se recomienda utilizar sistemas duales en estructuras livianas o de peso moderado, a través de la reducción de las secciones de los elementos en altura o mediante el empleo de materiales aligerados, debido a que el cortante basal depende directamente del peso, por lo que, para cumplir con la absorción del corte en más del 75% al 80% como lo especifica la normativa es necesario incrementar el espesor de los muros de corte. Por lo tanto, económicamente no es una alternativa factible al incrementar el costo de la edificación.

Dado que en el país no se han realizado estudios completos y concluyentes sobre el hormigón liviano y a su vez, debido a su baja disponibilidad en el mercado; se recomienda que, en el caso de uso de este material en estructuras se debe verificar rigurosamente que cumpla con las especificaciones técnicas, debido a que, este material tiene un comportamiento similar, más no igual al del hormigón convencional,

por ello, se ve la necesidad de utilizar factores de corrección al momento de diseñar este tipo de estructuras.

Es recomendable que, durante el detallamiento estructural se tomen en cuenta todos y cada uno de los factores establecidos por la normativa para longitudes de desarrollo, longitudes de gancho, longitudes de traslapes, entre otros; debido a que, estos factores tienden a incrementar estas longitudes, ya que, toman en cuenta el tipo de acero de refuerzo y hormigón, con el fin de considerar el desarrollo total del refuerzo a tracción.

Una vez realizada la modelación estructural, se recomienda que, los valores de deriva máxima para cada uno de los pisos sean inferior al 1%, debido a que, valores mayores representan daños en elementos no estructurales, ya que, a pesar de que no representen una amenaza al sistema aporticado, si representan pérdidas económicas y en el peor de los casos humanas.

5.2.2. RECOMENDACIONES ECONÓMICAS

La disponibilidad del acero de alta resistencia en el mercado es limitada, por lo que, si se opta por utilizar este tipo de material se recomienda tener una adecuada planificación en los tiempos de ejecución del proyecto, debido a que la única acerera que dispone de este tipo de acero a nivel nacional es NOVACERO. Por lo tanto, no existe una disponibilidad inmediata del material; una de las principales causas es que el empleo del acero grado 80 en la construcción no es frecuente.

Respecto al hormigón liviano, se recomienda realizar más estudios investigativos sobre este material en el país, con el fin de que futuras obras civiles utilicen este tipo de hormigón para optimizar su comportamiento estructural. Para ello, es necesario dinamizar el producto, con el propósito de reducir el precio de mercado y a su vez incrementar su disponibilidad.

Se recomienda realizar un análisis de alternativas previa concesión del proyecto, debido a que, la importancia cuantificada en peso dentro del análisis varía

en cada caso según el caso y las necesidades a satisfacer. Por lo que, este análisis es el determinante principal al momento de escoger la mejor propuesta.

Dentro del análisis de precios unitarios, se recomienda utilizar los precios reales y actualizados de los materiales y maquinaria en el mercado, debido a que, el costo de los materiales de construcción es muy volátil. Además, respecto al salario jornal por hora, no se recomienda utilizar los valores establecidos por la contraloría, ya que, estos son únicamente una referencia y en el mercado de la construcción estos salarios son mayores.

Por otra parte, en cuanto a rendimientos es necesario considerar las diferencias constructivas que posee el hormigón liviano respecto al convencional, ya que, al ser constituidos con diferentes materiales, sus propiedades físicas y químicas se ven diferenciadas, cambiando su manipulación y colocación en obra.

Es recomendable tomar en cuenta que la cantidad del desperdicio de los materiales varía respecto a la magnitud de la obra en ejecución. Por lo que, obras más grandes inducirían un desperdicio menor, y, por ende, menor pérdida económica.

Con la finalidad de reducir los costos en obra, se recomienda utilizar procesos constructivos más eficientes que permitan optimizar el tiempo, mano de obra y materiales utilizados. Esto se lo puede lograr mediante mejoras en los sistemas de encofrado, hormigonado y armado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Commitee 213. (2014). Guide for structural lightweight aggregate concrete: report of ACI committee 213. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, 1(1), 38. [https://doi.org/10.1016/0262-5075\(79\)90004-6](https://doi.org/10.1016/0262-5075(79)90004-6)
- ACI Committee 211. (2002). Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete (ACI 211.1-91). In *American Concrete Institute Committee 211*.
- ACI Committee 228. (2019). Report on Methods for Estimating In-Place Concrete Strength. In *American Concrete Institute Committee 228* (Vol. 1, Issue 2019). American Concrete Institute.
- ACI Committee 318. (2019). 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. In *American Concrete Institute Committee 318* (2019th ed., Vol. 1, Issue 2019). American Concrete Institute. <https://doi.org/10.14359/51716937>
- ACI Committee 352. (2010). *Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado* (American Concrete Institute (ed.)).
- Aguiar, R. (2015). *Microzonificación Sísmica de Quito* (1ra Edició, Issue August 2013). CEINCI -ESPE.
- American Society of Civil Engineers. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings* (Vol. 1, Issue 2017). American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS* (Issue November). FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. <https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf%0A>
- Applied Technology Council. (1996). ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Redwood City California. *Seismic Safety Commisionsion*, 1(November 1996), 334.
- Arcos, T. (2020). *Universidad Católica de Santa María Facultad de Ciencias e Ingenierías Físicas y Formales Escuela Profesional de Ingeniería de Minas*. Universidad Católica de Santa María.
- ASCE -7. (2016). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. In

Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.

- ASTM A615. (2015). *Standard Specification for Deformed and Plain Carbon Steel Bars for Concrete.*
- ASTM A706. (2009). Standard specification for low-alloy steel deformed and plain bars for concrete. In *ASTM Standard*. <https://doi.org/10.1520/A0706>
- ASTM International. (2017). *Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. https://doi.org/10.1520/C0496_C0496M-17
- Castillo, M. (2016). *Análisis estático no lineal: Aplicación de Métodos Avanzados a un edificio típico de la República Dominicana (Tesis de maestría)*. UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA.
- Castro, N., & Paredes, J. (2015). *Evaluación de hormigones con alto contenido de material fino que pasa por el tamiz nº200* [Pontificia Universidad Católica del Ecuador]. <https://doi.org/http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/12324>
- Cayancela, D., & Reyes, A. (2021). *Curva esfuerzo - deformación unitaria*.
- Céspedes, M. (2003). *Resistencia a la compresión del concreto a partir de la velocidad de pulsos de ultrasonido* [Universidad de Piura]. <https://doi.org/https://hdl.handle.net/11042/1338>
- Chia, K. S., & Zhang, M. H. (2002). Water permeability and chloride penetrability of high-strength lightweight aggregate concrete. *Cement and Concrete Research*, 32(4), 639–645. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00738-4](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00738-4)
- Chopra, A., & Goel, R. (2001). A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation. *Civil and Environmental Engineering, PEER* 2001/03, 90. https://digitalcommons.calpoly.edu/cenv_fac/55
- Dinar Mohd, N., & Kamsiah Mohd, I. (2003). *Study of light weight concrete, behavior*. https://doi.org/https://core.ac.uk/display/11780783?utm_source=pdf&utm_medium=banner&utm_campaign=pdf-decoration-v1
- Egger, J. (2020). *ANÁLISIS EXPERIMENTAL DE FATIGA CÍCLICA EN BARRAS DE REFUERZO DE ACERO DE ALTA RESISTENCIA MEDIANTE FOTOGRAFOMETRÍA* [Universidad de Chile]. <https://doi.org/http://repositorio.uchile.cl/handle/2250/176190>
- Elliot, D. F., Wright, C. H., & Yuers, K. L. (2006). REINFORCEMENT FOR CONCRETE— MATERIALS AND APPLICATIONS. *ACI Journal*, 16.
- Escuela Politécnica Nacional, GeoHazards International, Ilustre Municipio de Quito,

- ORSTOM Quito, & OYO Corporation. (1994). *The Quito, Ecuador, Risk Management Project - An Overview* (Primera ed, Issue January 1994). GeoHazards International.
- Espinoza, A., & Quinto, W. (2018). *Estudio comparativo de respuestas sísmicas entre modal espectral y tiempo- historia aplicado a un edificio 16 pisos en el distrito de Magdalena del Mar* [Universidad César Vallejo]. <https://doi.org/https://hdl.handle.net/20.500.12692/35479>
- Fanella, D., & Mota, M. (2019). New Trends in Reinforcing Steel. *Structural DESIGN*, 1(April 2019), 5. <https://www.structuremag.org/wp-content/uploads/2019/03/261904-C-StructuralDesign-Mota.pdf>
- Fragiadakis, M. (2013). *Response Spectrum Analysis of Structures Subjected to Seismic Actions* (Issue January 2013). <https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5>
- García, H. (2006). *Procesos y procedimientos para la construcción de estructuras en concreto* (H. García (ed.); SENA). https://biblioteca.sena.edu.co/F/S9QPX6K7LKLGGHBRT1N2K4VHR5XMD93GKES71B46P8UXMLRCISF-10048?func=item-global&doc_library=SEN01&doc_number=000102867&year=&volume=&sub_library=47118
- Girardi, R., Molin, D. C. D., Recena, F. A. P., & Tiecher, F. (2021). Elastic Modulus of Concrete: Influence of Steam Curing. *ACI Materials Journal*, 118(5), 107–114. <https://doi.org/10.14359/51732936>
- Gogou, E. (2012). *Use of High strength steel grades for economic bridge design* (Issue April). Delft University of Technology.
- González, S., & Ramírez, P. (2019). *DESARROLLO DE UN AGREGADO LIGERO PARA CONCRETO LIVIANO A PARTIR DE MEZCLAS DE PET POS CONSUMO Y UN ÁRIDO PÉTREO*. <http://repositorio.uts.edu.co:8080/xmlui/handle/123456789/3460>
- Guevara Fallas, G., Hidalgo Madrigal, C., Pizarro García, M., Rodríguez Valenciano, I., Rojas Vega, L. D., & Segura Guzmán, G. (2012). Efecto de la variación agua/cemento en el concreto. *Revista Tecnología En Marcha*, 25(2), 80. <https://doi.org/10.18845/tm.v25i2.1632>
- Gustafson, D. (2007). Revisiting Low-Alloy Steel Reinforcing Bars. *Concrete International*, 29(1), 55–59.
- Guzmán, Luis, Suarez, G. (2010). *Hormigones Livianos* [Escuela Superior Politécnica del Litoral]. <https://doi.org/http://www.dspace.espol.edu.ec/handle/123456789/10620>

- Hamad Mohammed, J., & Jihad Hamad, A. (2014). Materials, properties and application review of Lightweight concrete. *Rev. Téc. Ing. Univ. Zulia*, 37(2), 10–15. <http://www.lafarge.com/>
- Harris, J., & Speicher, M. (2018). Assessment of performance-based seismic design methods in ASCE 41 for new steel buildings: Special moment frames. *Earthquake Spectra*, 34(3), 977–999. <https://doi.org/10.1193/050117EQS079EP>
- Hernández, A. (2012). *Comportamiento estructural de elementos flexurales de hormigón liviano* [Pontificia Universidad Católica del Ecuador]. <https://doi.org/https://repositorio.uc.cl/handle/11534/1496>
- Holm, T., & Ries, J. (2007). Chapter 6: Physical Properties of Structural Lightweight Concrete. In *ESCSI's Reference Manual for the Properties and Applications of Expanded Shale, Clay and Slate Lightweight Aggregate* (Vol. 1). <https://www.escsi.org/reference-manual/>
- Hormigonera Sur. (2021). *Hormigón Convencional*. Tipos de Hormigón. <https://hormigonerasur.com/hormigon-premezclado/>
- Huaman, V. (2010). *Proyecto y evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado basado en desplazamientos* [UNIVERSITARI EN ENGINYERIA ESTRUCTURAL I DE LA CONSTRUCCIÓ]. <https://doi.org/http://hdl.handle.net/2099.1/12350>
- Huerta, R. (2009). Concretos Ligeros. *Imcyc*, 1–4. <http://www.imcyc.com/ct2009/jul09/tecnologia.htm>
- Ibrahim, M., Ahmad, A., Barry, M. S., Alhems, L. M., & Mohamed Suhoothi, A. C. (2020). Durability of Structural Lightweight Concrete Containing Expanded Perlite Aggregate. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 14(1). <https://doi.org/10.1186/s40069-020-00425-w>
- INECYC. (2009). Control de calidad en el Hormigón. *Instituto Ecuatoriano Del Cemento Y Del Concreto*, 1–12. http://inecyc.org.ec/documentos/notas_tecnicas/CONTROL_CALIDAD_HORMIGON.pdf
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2018). *NTE INEN 3142. Accesibilidad de las personas al medio físico*. Ventanas. www.inen.gob.ec
- Jacinto, A. E. P. G. de A., Cavaliere, I. S. G., Pimentel, L. L., & Forti, N. C. S. (2020). Modulus and strength of concretes with alternative materials. *Materials*, 13(19), 1–21. <https://doi.org/10.3390/ma13194378>
- Jack C. McCormac; Stephen F. Cernak. (2019). Diseño de Estructuras de Acero. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), 1689–1699.

- Jiménez, M., & Navarrete, M. (2018). Perfil ecuatoriano de las empresas metalmecánicas. *Dominio de Las Ciencias*, 4(2018), 18. <https://doi.org/https://dx.doi.org/10.23857/dom.cien.pocaip.2017.4.1.enero.585-602>
- John, Newman, Ban, C. (2003). Advanced Concrete Technology. In O. : Butterworth-Heinemann (Ed.), *Management* (John Newma). <https://doi.org/1>
- Kelly, D., Lepage, A., Mar, D., Restrepo, J., Joseph, S., & Andrew, T. (2014). *Use of High-Strength Reinforcement in Earthquake-Resistant Concrete Structures: (NIST GCR 14-917-30)* (No. 14-917-30; Grant/Contract Reports (NISTGCR)). <https://doi.org/https://doi.org/10.6028/nist.gcr.14-917-30>
- Klink, S. A. (1985). Actual Poisson Ratio of Concrete. *ACI Journal*, 82, 813–817.
- Lago, A., Trabucco, D., & Wood, A. (2019). Design procedures for tall buildings with dynamic modification devices. *Damping Technologies for Tall Buildings*, 235–436. <https://doi.org/10.1016/B978-0-12-815963-7.00005-1>
- Lee, N., Concrete Technologist, Opus International, & Hutt, L. (2011). Concrete Basics. *Materials Performance*, May, 50–51. <https://www.buildmagazine.org.nz/assets/PDF/Build123-50-Concrete-Basics.pdf>
- Metaldeck. (2013). *Metaldeck Manual Técnico*. <https://acesco.com.ec/producto/metaldeck/>
- Meyer, C. (2019). *Concrete* (10th ed., Issue Collins 2002, pp. 1–6). McGraw-Hill Encyclopedia of Science & Technology. <https://doi.org/https://doi.org/10.1036/1097-8542.154600>
- MIDUVI. (2015a). NEC-SE-RE Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras. In MIDUVI; CAMICON (Ed.), *Dirección de Comunicación Social, MIDUVI*. MIDUVI. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-RE-Riesgo-sísmico.pdf>
- MIDUVI. (2015b). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Cargas (No Sísmicas). In M. CAMICON; (Ed.), *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda* (Vol. 1, Issue 2015). MIDUVI. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-Sísmicas.pdf>
- MIDUVI. (2015c). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras De Acero. In CAMICON; MIDUVI (Ed.), *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*. MIDUVI. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-AC-Estructuras-de-Acero.pdf>
- MIDUVI. (2015d). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de Hormigón Armado. In MIDUVI; CAMICON (Ed.), *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda*

- (Vol. 1, Issue 2015). MIDUVI. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-HM-Hormigón-Armado.pdf>
- MIDUVI. (2015e). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. In M. CAMICON; (Ed.), *Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda* (Vol. 1, Issue 2015). MIDUVI. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Morales, D., Ojeda, F., Rodríguez, D., & Rosero, A. (2012). Módulo estático de elasticidad del hormigón, en base a su resistencia a la compresión: $f_c = 21$ y 28 MPa, fabricado con materiales de la mina de Guayllabamba-Pichincha y Cemento Selvalegre [Universidad Central del Ecuador]. In *Universidad Central del Ecuador*. <https://doi.org/http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/245>
- Morales, G., Santamaría, C., Caicedo, B., & Tipán, Q. (2018). *Hormigón estructural de baja densidad para edificaciones* [Universidad Central del Ecuador]. <https://doi.org/https://doi.org/10.29166/ingenio.v2i2.1704>
- Najam, F. A. (2018). Nonlinear Static Analysis Procedures for Seismic Performance Evaluation of Existing Buildings – Evolution and Issues. In *Sustainable Civil Infrastructures*. https://doi.org/10.1007/978-3-319-61914-9_15
- Nandini Devi, G. (2013). Behaviour of Reinforced Concrete Dual Structural System: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism. *International Journal of Engineering and Technology*, 5(February 2013), 19. <https://doi.org/10.7763/ijet.2013.v5.501>
- NEHRP. (2014). *Use of High-Strength Reinforcement in Concrete Structures*.
- Neville, A. (1998). Properties of concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 25(3), 618–619. <https://doi.org/10.1139/l97-107>
- Nilson, A., & Darwin, D. (2001). *Diseño de estructuras de concreto* (Emma Ariza H. (ed.); Décima). Quebecor World Bogotá S.A.
- NIST. (2017). Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. Part I - general. In *NIST GCR 17-917-46v1*. <https://doi.org/https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>
- Nistal, Á., Retana, M., & Ruiz, T. (2012). El Hormigón: Historia, Antecedentes En Obras Y Factores Indicativos De Su Resistencia. *Tecnología y Desarrollo*, X, 1–18. <http://www.uax.es/publicacion/el-hormigon-historia-antecedentes-en-obras-y-factores-identificativos.pdf>
- Olmedo, F. I., Mateos, I., Díaz, F. B., González, M. N., & Cobo, A. (2016). *hormigón convencional y un hormigón ligero Behaviour differences between a Normal*

Concrete and a Lightweight Concrete. 2, 65.
<https://doi.org/10.20868/ade.2016.3312>

Orbe, L., & Zúñiga, P. (2013). *Escuela politécnica nacional* [Escuela Politécnica Nacional]. <https://doi.org/http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/6470>

Pal, P. (2019). Dynamic Poisson's ratio and modulus of elasticity of pozzolana Portland cement concrete. *International Journal of Engineering and Technology Innovation*, 9(2), 131–144.

Quiroz, M., & Salamanca, L. (2006). *APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE EN LA ASIGNATURA DE "TECNOLOGÍA DEL HORMIGÓN."* Universidad Mayor de San Simeon.

Rajput, S., & Thakur, N. K. (2016). Rock Properties. In *Geological Controls for Gas Hydrate Formations and Unconventionals*. <https://doi.org/10.1016/b978-0-12-802020-3.00005-9>

Robuschi, S., Tengattini, A., Dijkstra, J., Fernandez, I., & Lundgren, K. (2021). A closer look at corrosion of steel reinforcement bars in concrete using 3D neutron and X-ray computed tomography. *Cement and Concrete Research*, 144, 106439. <https://doi.org/10.1016/J.CEMCONRES.2021.106439>

Rochel, R. (2007). *Hormigón reforzado* (F. E. U. EAFIT (ed.); Primera). <https://doi.org/www.eafit.edu.co/fondoeditorial>

Rodríguez, H. E. (2017). Concreto liviano a base de poliestireno expandido para la prefabricación de unidades de albañilería no estructural - Cajamarca. *Universidad Nacional de Cajamarca*, 207.

Rojas, M., & Arenas, J. (2008). Comparación técnico-financiera del acero estructural y el hormigón armado. In *DYNA (Colombia)* (No. 155; Issue 155).

Trejo, D., Link, T. B., & Barbosa, A. R. (2016). Effect of reinforcement grade and ratio on seismic performance of reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*, 113(5), 907–916. <https://doi.org/10.14359/51689015>

Trujillo, G. (1996). *Diseño de columnas de concreto reforzado*. Universidad Veracruzana.

Valverde, J., Fernández, J., Jiménez, E., Vaca, T., & Alarcón, F. (1994). *MICROZONIFICACION SÍSMICA DE LOS SUELOS DEL DISTRITO METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE QUITO*. 1, 67. *MICROZONIFICACION SÍSMICA DE LOS SUELOS DEL DISTRITO METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE QUITO*

- Wainsztein, I. M., Washington, I., & Olazábal, C. (1973). *CONFECCIONADOS CON MORTEROS TRADICIONALES Y ARIDO GRANULAR LIVIANO*. <https://doi.org/11746/953>
- Wainsztein, M., & Cano, W. (1974). CARACTERISTICAS TECNOLOGICAS DE HORMIGONES CONFECCIONADOS CON MORTEROS TRADICIONALES Y ARIDO GRANULAR LIVIANO Ing. *Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario Para La Investigación Tecnológica*, II, 155. <https://digital.cic.gba.gob.ar/handle/11746/953>
- Weigler, H., & Darmstadt, K. (1971). Hormigón ligero armado - Fabricación, propiedades, ejecución, resistencia y densidad aparente del hormigón ligero armado. *Materiales de Construcción*, 21, 80. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.3989/mc.1971.v21.i142.1511>
- Wilson, E. L. (2002). *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures* (Third Edit, Issue January). Computers and Structures, Inc.
- Yen, L. B. (2007). *Study of Water Ingress Into Foamed Concrete* [NATIONAL UNIVERSITY OF SINGAPORE]. <https://doi.org/http://scholarbank.nus.edu.sg/handle/10635/23133>
- Zarate, R., & Pérez, J. G. (2009). El Acero Estructural en la Ingeniería Mecánica. In *Instituto Politécnico Nacional*. <https://tesis.ipn.mx/bitstream/handle/123456789/5568/ACEROESTRUCTURAL.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Zeno, G. A. (2009). *Use of high-strength steel reinforcement in shear friction applications* [UNIVERSITY OF PITTSBURGH SWANSON]. <https://core.ac.uk/download/pdf/12209495.pdf>
- Zhang, J. J. (2019). Rock physical and mechanical properties. In *Applied Petroleum Geomechanics*. <https://doi.org/10.1016/b978-0-12-814814-3.00002-2>
- Zhang, M. H., Li, L., & Paramasivam, P. (2005). Shrinkage of high-strength lightweight aggregate concrete exposed to dry environment. *ACI Materials Journal*, 102(2), 86–92. <https://doi.org/10.14359/14301>

ANEXOS

ANEXO N°1. DISTRIBUCIÓN ARQUITECTÓNICA

ANEXO N°2. PREDIMENSIONAMIENTO

Ejemplo Hormigón Convencional – Acero grado 60

- Vigas

4. Hormigón Liviano y Acero Grado 80

9.3.1.1.1 Para f_y distinto de 420 Mpa, los valores de la Tabla 9.3.1.1 deben multiplicarse por $(0.4 + f_y/700)$.

f_y (Acero Grado 80)	550 MPa
$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$	1.19

9.3.1.1.2 Para vigas no preesforzadas construidas con concreto liviano con densidad w_c dentro del intervalo entre 1440 y 1840 kg/m³, los valores de la Tabla 9.3.1.1 deben multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

w_c (Hormigón Liviano)	1820 kg/m ³
(a) $1.65 - 0.0003w_c$	1.10
(b) 1.09	1.09
Mayor entre (a) y (b)	1.10

Factor Total de Multiplicación	1.31
---------------------------------------	------

Luz más crítica	8	m
Condición	Ambos extremos continuos	
Altura mínima	0.4987	m
H. mínima constructiva	0.5000	m

VIGAS SECUNDARIAS

Luz más crítica	8	m
Condición	Simplemente apoyada	
Altura mínima	0.5000	m
H. mínima constructiva	0.5000	m

NEC SE - HM. 4.2.1. Base mínima de vigas interiores		
Mayor valor entre	250	mm
	0.3 h	mm
Base mínima	250	mm

- Losas

SUBSUELO Y ALMACENES				
LOSA	A (L. corta)	B (L. larga)	A/B	Tipo
Losa 1	4.8	5	0.96	Dos direcciones
Losa 2	5	6.5	0.77	Dos direcciones
Losa 3	5	8	0.63	Dos direcciones
Losa 4	4.8	7.2	0.67	Dos direcciones

OFICINAS, DEPARTAMENTOS				
LOSA	A (L. corta)	B (L. larga)	A/B	Tipo
Losa 5	6.5	7.2	0.90	Dos direcciones
Losa 6	7.2	8	0.90	Dos direcciones
Losa 7	4.8	6.5	0.74	Dos direcciones
Losa 8	6.5	6.5	1.00	Dos direcciones
Losa 9	2.3	8	0.29	Una dirección
Losa 10	2	2.6	0.77	Dos direcciones
Losa 11	1.6	8	0.20	Una dirección
Losa 12	1.5	6.5	0.23	Una dirección
Losa 13	1.5	7.2	0.21	Una dirección

4. Homigón Liviano y Acero Grado 80

Base viga	0.3	m
fy	550	Mpa
afm	> 2	

SUBSUELO Y ALMACENES				
LOSA	A (Ln. corta)	B (Ln. larga)	6	Espesor min (cm)
Losa 1	4.5	4.7	1.044	12.35
Losa 2	4.7	6.2	1.319	15.45
Losa 3	4.7	7.7	1.638	18.10
Losa 4	4.5	6.9	1.533	16.53
Altura asumida (cm)				19.00

OFICINAS, DEPARTAMENTOS				
LOSA	A (Ln. corta)	B (Ln. larga)	6	Espesor min (cm)
Losa 5	6.2	6.9	1.113	17.89
Losa 6	6.9	7.7	1.116	19.95
Losa 7	4.5	6.2	1.378	15.28
Losa 8	6.2	6.2	1.000	16.43
Losa 9	2	7.7	3.850	13.00
Altura asumida (cm)				20.00

Altura asumida (cm)				20.00
---------------------	--	--	--	-------

9.3.1.1.1 Para f_y distinto de 420 Mpa, los valores de la Tabla 9.3.1.1 deben multiplicarse por $(0.4+f_y/700)$.

f_y (Acero Grado 80)	550 MPa
$\left(0.4 + \frac{f_y}{700}\right)$	1.19

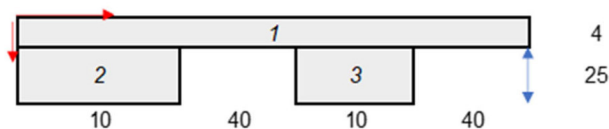
9.3.1.1.2 Para vigas no presforzadas construidas con concreto liviano con densidad w_c dentro del intervalo entre 1440 y 1840 kg/m³, los valores de la Tabla 9.3.1.1 deben multiplicarse por el mayor entre (a) y (b):

w_c (Hormigón Liviano)	1820 kg/m ³
(a) $1.65 - 0.0003w_c$	1.10
(b) 1.09	1.09
Mayor entre (a) y (b)	1.10

Factor Total de Multiplicación	1.31
---------------------------------------	------

OFICINAS, DEPARTAMENTOS			
LOSA	A (Ln. corta)	B (Ln. larga)	Espesor mínimo (cm)
Losa 10	1.5	6.5	9.032
Losa 11	1.5	7.2	9.032

Losa alivianada 20 cm



Elemento	b	h	y	A	A*y	li	A*y ²	Ix
1	100	4	2	400	800	533.3333333	1600	2133.3333
2	10	25	16.5	250	4125	13020.83333	68062.5	81083.333
3	10	25	16.5	250	4125	13020.83333	68062.5	81083.333
				900	9050			164300

Yt	10.055556	cm
I. aliv	73297.222	cm ⁴
h losa equi.	20.64	cm

I. maciza	66666.667	cm ⁴
------------------	-----------	-----------------

$$I_{alivianada} \geq I_{maciza}$$

Cumple

PESO PROPIO DE LA LOSA

4. Hormigón Liviano y Acero Grado 80

<i>Peso propio de Losa tipo</i>			<i>Peso propio de Losa Cubierta</i>		
Enlucido horizontal	1.5	cm	Enlucido horizontal	1.50	cm
Peso específico hormigón	1.82	T/m ³	Peso específico hormigón	1.82	T/m ³
Peso específico mortero	2	T/m ³	Peso específico mortero	2.00	T/m ³
Peso del bloque	13	kg	Peso del bloque	13.00	kg
Peso por metro cuadrado	18.386	kg/m ²	Peso por metro cuadrado	18.39	kg/m ²
Espesor losa escaleras	0.000	m	Pendiente	1.00%	%
			Longitud crítica pendiente	4.37	m
			h prom	0.02	m
			h prom elegido	0.05	m
Unidad de análisis	1	m ²	Unidad de análisis	1	m ²
B	1	m	B	1	m
L	1	m	L	1	m
Capa de compresión	0.0728	T	Capa de compresión	0.0728	T
Nervios	0.1638	T	Nervios	0.1638	T
Bloques	0.104	T	Bloques	0.104	T
Enlucido	0.03	T	Enlucido	0.03	T
Peso Piso flotante	0.018386	T			
Peso losa escaleras	0	T	Masillado	0.1	T
Peso propio de Losa	0.3890	T	Peso losa escaleras	0	T
			Peso propio de Losa	0.4706	T

- Paredes

Peso bloque 20	11.25	kg
Peso bloque 15	9.1	kg
Peso bloque 10	5	kg

SUBSUELOS	
L. Paredes 20cm	L. Paredes 15 cm
37.6	3.01
30.8	4.54
37.6	2.32
30.8	2.23
5.7	2.23
7.2	1.57
5.7	4.54
7.2	0.82
2.6	1.57
4	1.57
2.6	0.78
1.4	5.06
0.8	3
2.2	2.32
	1.9
	2.23
	1.53
	5.06
176.2	46.28

ALMACENES			
L. Paredes 20 cm	L. Paredes 15 cm	L. Paredes 10cm	L. Paredes con ventana 20
5.7	6.4	6.11	4.1
7.2	4.54	0.36	
5.7	4.4	4.4	
7.2		1.6	
6.4		1.29	
1.6		0.94	
1.95		0.15	
2.6		1.3	
4		0.15	
2.6		1.05	
1.4		5.7	
0.8		1.15	
2.2		1.5	
		0.15	
		1.05	
		1.81	
		0.15	
		0.55	
		6.11	
		0.36	
		4.4	
49.35	15.34	40.28	4.1

OFICINAS			
L. Paredes 20 cm	L. Paredes 10cm	L. Paredes con ventana 20	
5.7	3.77		5.7
7.2	0.98		6.4
5.7	2.5		5.7
7.2	1.1		5.7
1.6	1.1		6.4
1.6	1		5.7
2.2	1		5.7
2.2	0.98		13.9
1	1.1		13.9
5.7	2.3		1.2
1.6	1.1		1
1.8	1.1		1.2
1.6	1.13		1.2
1.5	2.4		1.2
1.5	0.83		
1.6	1		
2.4	2.2		
2.4	1		
2.9	1		
2.21	1.12		
2.6	1.93		
4			
2.6			
1.4			
0.8			
2.2			
73.21	30.64		74.9

DEPARTAMENTOS		
L. Paredes 20 cm	L. Paredes 10cm	L. Paredes con ventana 20
5.7	1.37	5.7
7.2	1.29	6.4
5.7	3.08	5.7
7.2	3.08	6.4
2.16	0.86	5.7
2.16	2.75	5.7
2.16	1.19	1.2
2.16	1.28	1.2
2.16	0.86	1.2
2.96	2.82	1.2
2.96	2.2	13.9
2.96	2.4	13.9
2.96	2.2	
7.2	1.26	
2.2	2.1	
8.9	2.2	
13.76	2.2	
2.2	2.2	
13.76	1.26	
8.91	2.4	
7.2	1.26	
2.86	2.2	
2.6	2.2	
4	2.2	
2.6	2.4	
1.4	6.6	
0.8	2.4	
2.2	1.26	
	3.08	
	3.08	
	2.75	
	0.86	
	1.28	
	1.19	
	1.19	
	1.28	
	0.86	
	2.82	
129.03	77.91	68.2

PESO DE PAREDES

Enlucido: dos capas	1	cm
Espesor mortero de unión	1.5	cm
Peso específico del mortero	2000	kg/m3
Enlucido	3.569	kg
Unidad de análisis	1	m2

Bloque 20 cm			Bloque 15 cm		
PESO POR UNIDAD DE ANÁLISIS			PESO POR UNIDAD DE ANÁLISIS		
Peso del bloque	11.25	kg	Peso del bloque	9.1	kg
Mortero de unión	7.69	kg	Mortero de unión	5.835	kg
Total	22.509	kg	Total	18.504	kg
q-	252.272345	kg/m2	q-	207.3858224	kg/m2

Bloque 10 cm		
PESO POR UNIDAD DE ANÁLISIS		
Peso del bloque	5	kg
Mortero de unión	3.845	kg
Total	12.414	kg
q-	139.1314094	kg/m2

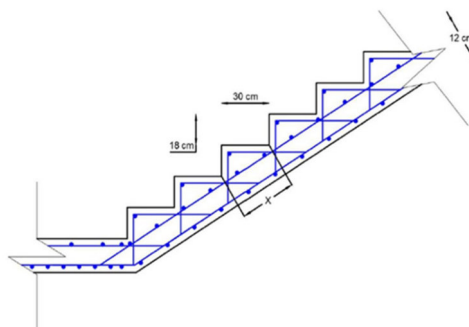
SUBSUELO		
Hentrepiso	3	m
A. losa	1144.44	m2
W pared 20	133351.16	kg
W pared 15	28793.45	kg
W total	162144.61	kg
W	141.68	kg/m2

ALMACENES		
H entrepiso	4	m
A. losa	575.4	m ²
H antepecho vent	1.2	m
W pared 20	51039.74	kg
W pared 15	12725.19	kg
W pared 10	22416.85	kg
W total	86181.79	kg
W	149.78	kg/m ²

OFICINAS		
H entrepiso	3	m
H antepecho vent	1.2	m
H balcon	1.2	m
A. losa	616.5	m ²
W pared 20	78080.81	kg
W pared 10	12788.96	kg
W total	90869.77	kg
W	147.40	kg/m ²

DEPARTAMENTOS		
H entrepiso	3	m
H antepecho vent	1.2	m
H balcon	1.2	m
A. losa	616.5	m ²
W pared 20	118298.07	kg
W pared 10	32519.18	kg
W total	150817.26	kg
W	244.63	kg/m ²

CARGA MUERTA ESCALERAS		
Peso hormigon	2.4	T/m ³
Huella	0.28	m
Contrahuella	0.18	m
x	0.333	m
WD	0.182	T/m ²



COLUMNA F4

Los (cubierta)	0.4806	T/m2
Los tipo subsuelo	0.5407	T/m2
Los tipo almacen	0.5408	T/m2
Los tipo oficinas	0.5405	T/m2
Los tipo depar	0.6436	T/m2
A cooperante sub	44.225	m2
A coop 2 PB	11.7	m2
CM viga 1	0.4004	T/m
CM viga 2	0.4004	T/m
CM viga 3	0.4004	T/m
CM viga 4	0.4004	T/m
Lsp viga 1	2.4	m
Lsp viga 2	3.25	m
Lsp viga 3	2.5	m
Lsp viga 4	3.6	m
H entrapiso 1	3	m
H entrapiso 2	3.5	m
KLL	4	

Carga viva cubierta	0.071	T/m2
Carga viva depar	0.204	T/m2
Carga viva oficinas	0.245	T/m2
Carga viva almacen	0.483	T/m2
Carga viva subsuelo	0.204	T/m2

Columna	90	x	90
---------	----	---	----

Columna	90	x	90
Columna	80	x	80
Columna	70	x	70

COLUMNA	Carga Muerta Los+Paredes	Carga Muerta	Carga col sup	qCM A acumulada	Carga viva CV	CV acumulada	%Reduccion	qcv CV reducido	1.2CM + 1.6CV	Tamaño		
14	9.083	4.344	13.428	3.352	3.542	0.594	0.797	17.388	90	x	90	
13	9.083	4.344	5.832	3.856	5.198	0.594	3.085	44.161	90	x	90	
12	9.083	4.344	5.832	3.856	9.053	0.594	5.374	70.935	90	x	90	
11	9.083	4.344	5.832	3.856	12.909	0.594	7.663	97.708	90	x	90	
10	9.083	4.344	90.466	3.856	16.764	0.594	9.951	124.482	90	x	90	
9	9.083	4.344	5.832	3.856	20.620	0.594	12.240	151.255	90	x	90	
8	9.083	4.344	5.832	3.856	24.476	0.594	14.529	178.029	90	x	90	
7	9.083	4.344	5.832	3.856	28.331	0.594	16.817	204.802	90	x	90	
6	9.083	4.344	5.832	3.856	32.187	0.594	19.106	231.576	90	x	90	
5	9.083	4.344	5.832	3.856	36.042	0.594	21.395	258.349	90	x	90	
4	9.083	4.344	5.832	3.856	39.898	0.594	23.683	285.123	90	x	90	
3	9.083	4.344	5.832	3.856	43.754	0.594	25.972	311.897	90	x	90	
2	9.083	4.344	5.832	3.856	47.609	0.594	28.261	338.670	90	x	90	
1	9.083	4.344	5.832	3.856	51.465	0.594	30.550	365.444	90	x	90	
PB	9.083	4.344	6.804	284.035	5.242	63.032	0.594	37.415	400.707	90	x	90
-1	23.911	5.345	5.832	339.124	9.022	72.053	0.594	42.771	451.382	90	x	90
-2	23.911	5.345	5.832	354.212	9.022	81.075	0.594	48.126	502.056	90	x	90
-3	23.911	5.345	5.832	369.300	9.022	90.097	0.594	53.482	552.731	90	x	90
-4	23.911	5.345	5.832	424.388	9.022	99.119	0.594	58.837	603.405	90	x	90
-5	23.911	5.345	5.832	479.477	9.022	108.141	0.594	64.192	654.080	90	x	90
Contrapiso	0.000	5.345	5.832	470.654								

COLUMNA	Carga Muerta	Carga Muerta	Carga col sup	qCM A acumulada	Carga viva CV	CV acumulada	%Reduccion	qcv CV reducido	1.2CM + 1.6CV	Tamaño		
14	9.083	4.344	33.428	3.352	3.542	0.594	0.797	17.388	70	x	90	
13	9.083	4.344	5.832	3.856	5.198	0.594	3.085	41.396	70	x	60	
12	9.083	4.344	5.832	3.856	9.053	0.594	5.374	65.405	70	x	60	
11	9.083	4.344	5.832	3.856	12.909	0.594	7.663	89.414	70	x	70	
10	9.083	4.344	5.832	3.856	16.764	0.594	9.951	113.423	70	x	70	
9	9.083	4.344	5.832	3.856	20.620	0.594	12.240	137.431	70	x	70	
8	9.083	4.344	5.832	3.856	24.476	0.594	14.529	161.439	80	x	80	
7	9.083	4.344	5.832	3.856	28.331	0.594	16.817	185.447	80	x	80	
6	9.083	4.344	5.832	3.856	32.187	0.594	19.106	209.455	80	x	80	
5	9.083	4.344	5.832	3.856	36.042	0.594	21.395	233.463	80	x	80	
4	9.083	4.344	5.832	3.856	39.898	0.594	23.683	257.471	80	x	80	
3	9.083	4.344	5.832	3.856	43.754	0.594	25.972	281.479	80	x	80	
2	9.083	4.344	5.832	3.856	47.609	0.594	28.261	305.487	80	x	80	
1	9.083	4.344	5.832	3.856	51.465	0.594	30.550	329.495	80	x	80	
PB	9.083	4.344	5.832	264.199	9.042	63.032	0.594	37.415	376.904	90	x	90
-1	23.911	5.345	5.832	299.288	9.022	72.053	0.594	42.771	427.578	90	x	90
-2	23.911	5.345	5.832	334.376	9.022	81.075	0.594	48.126	478.252	90	x	90
-3	23.911	5.345	5.832	369.464	9.022	90.097	0.594	53.482	528.926	90	x	90
-4	23.911	5.345	5.832	404.552	9.022	99.119	0.594	58.837	579.600	90	x	90
-5	23.911	5.345	5.832	439.641	9.022	108.141	0.594	64.192	630.274	90	x	90
Contrapiso	23.911	5.345	5.832	474.729								

COLUMNA F2

Los (cubierta)	0.4806	T/m2
Los tipo subsuelo	0.5407	T/m2
Los tipo almacen	0.5408	T/m2
Los tipo oficinas	0.5405	T/m2
Los tipo depar	0.6436	T/m2
A cooperante sub	34.465	m2
A coop 2 PB	11.7	m2
A coop piso 1 - 15	17.1	m2
CM viga volado	0.373	T/m
CM viga 1	0.4004	T/m
CM viga 2	0.4004	T/m
CM viga 3	0.4004	T/m
CM viga 4	0.4004	T/m
Lsp viga volado	1.5	m
Lsp viga 1	2.4	m
Lsp viga 2	3.25	m
Lsp viga 3	2.5	m
Lsp viga 4	3.6	m
H entrapiso 1	3	m
H entrapiso 2	3.5	m
KLL volado	2	
KLL	4	

Carga viva cubierta	0.071	T/m2
Carga viva depar	0.204	T/m2
Carga viva oficinas	0.245	T/m2
Carga viva almacen	0.483	T/m2
Carga viva subsuelo	0.204	T/m2

Columna	90	x	90
---------	----	---	----

Columna	80	x	80
Columna	70	x	70
Columna	60	x	60

COLUMNA	Carga Muerta Los+Paredes	Carga Muerta	Carga col sup	qCM A acumulada	Carga viva CV	CV acumulada	%Reduccion	qcv CV reducido	1.2CM + 1.6CV	Tamaño		
14	8.218	4.113	12.331	1.214	1.214	0.800	0.972	16.353	90	x	90	
13	8.218	4.113	5.832	30.095	1.214	2.428	0.800	2.544	90.704	90	x	90
12	8.218	4.113	5.832	48.858	1.214	3.642	0.800	2.915	63.095	90	x	90
11	8.218	4.113	5.832	66.822	1.214	4.856	0.800	3.387	86.406	90	x	90
10	8.218	4.113	5.832	84.786	1.214	6.070	0.800	3.859	109.757	90	x	90
9	8.218	4.113	5.832	102.750	1.214	7.284	0.800	4.331	133.108	90	x	90
8	8.218	4.113	5.832	121.312	1.214	8.499	0.800	4.803	156.459	90	x	90
7	8.218	4.113	5.832	139.476	1.214	9.713	0.800	5.275	179.810	90	x	90
6	8.218	4.113	5.832	157.639	1.214	10.927	0.800	5.746	203.161	90	x	90
5	8.218	4.113	5.832	175.803	1.214	12.141	0.800	6.218	226.512	90	x	90
4	8.218	4.113	5.832	193.966	1.214	13.355	0.800	6.689	249.863	90	x	90
3	8.218	4.113	5.832	212.130	1.214	14.569	0.800	7.161	273.214	90	x	90
2	8.218	4.113	5.832	230.293	1.214	15.783	0.800	7.632	296.565	90	x	90
1	8.218	4.113	5.832	248.456	1.214	16.997	0.800	8.104	319.916	90	x	90
PB	5.623	4.705	6.804	264.587	5.214	22.719	0.639	14.522	360.740	90	x	90
-1	18.634	4.705	5.832	293.758	7.031	29.750	0.639	19.017	382.396	90	x	90
-2	18.634	4.705	5.832	322.929	7.031	36.780	0.639	23.511	425.132	90	x	90
-3	18.634	4.705	5.832	352.099	7.031	43.811	0.639	28.005	467.868	90	x	90
-4	18.634	4.705	5.832	381.270	7.031	50.842	0.639	32.499	509.523	90	x	90
-5	18.634	4.705	5.832	410.441	7.031	57.873	0.639	36.994	551.179	90	x	90
Contrapiso	0.000	4.705	5.832	420.978								

COLUMNA	Carga Muerta	Carga Muerta	Carga col sup	qCM A acumulada	Carga viva CV	CV acumulada	%Reduccion	qcv CV reducido	1.2CM + 1.6CV	Tamaño		
14	8.218	4.113	12.331	1.214	1.214	0.800	0.972	16.353	60	x	60	
13	8.218	4.113	5.832	27.255	1.214	2.428	0.800	2.544	55.816	60	x	60
12	8.218	4.113	5.832	42.178	1.214	3.642	0.800	2.915	55.279	60	x	60
11	8.218	4.113	5.832	57.102	1.214	4.856	0.800	3.387	74.742	60	x	60
10	8.218	4.113	5.832	72.025	1.214	6.070	0.800	3.859	94.205	60	x	60
9	8.218	4.113	5.832	86.948	1.214	7.284	0.800	4.331	113.668	60	x	60
8	8.218	4.113	5.832	101.872	1.214	8.499	0.800	4.803	134.254	70	x	70
7	8.218	4.113	5.832	116.795	1.214	9.713	0.800	5.275	154.840	70	x	70
6	8.218	4.113	5.832	131.719	1.214	10.927	0.800	5.746	175.426	70	x	70
5	8.218	4.113	5.832	146.642	1.214	12.141	0.800	6.218	196.012	70	x	70
4	8.218	4.113	5.832	161.566	1.214	13.355	0.800	6.689	216.597	70	x	70
3	8.218	4.113	5.832	176.489	1.214	14.569	0.800	7.161	237.183	80	x	80
2	8.218	4.113	5.832	191.413	1.214	15.783	0.800	7.632	257.768	80	x	80
1	8.218	4.113	5.832	206.336	1.214	16.997	0.800	8.104	278.354	80	x	80
PB	5.623	4.705	4.608	229.919	5.721	22.719	0.639	14.522	299.139	80	x	80
-1	18.634	4.705	4.608	257.866	7.031	29.750	0.639	19.017	319.866	80	x	80
-2	18.634	4.705	4.608	285.813	7.031	36.780	0.639					

COLUMNA E2

losa (cubierta)	0.4800	T/m2
losa tipo subsuelo	0.5407	T/m2
losa tipo almacenes	0.5488	T/m2
losa tipo oficinas	0.5464	T/m2
losa tipo depgar	0.6436	T/m2
Ac cooperante sub	30.2025	m2
Ac coop 2 PB	27.2025	m2
Ac coop piso 1 - 15	32.5373	m2
CM viga volado	0.2733	T/m
CM viga 1	0.4000	T/m
CM viga 2	0.4000	T/m
CM viga 3	0.4000	T/m
CM viga 4	0.4000	T/m
Lap viga volado	1.5	m
Lap viga 1	1.25	m
Lap viga 2	1.25	m
Lap viga 3	3.25	m
Lap viga 4	3.6	m
H entrapiso 1	3	m
H entrapiso 2	3.5	m
KL	2	
KL	4	

Columna	90	x	90
---------	----	---	----

Columna	90	x	90
Columna	80	x	80
Columna	70	x	70

COLUMNA	Carga Muerta losa/Paredes	Carga Muerta	Carga col sup.	qCM A acumulada	Carga viva	CV acumulada	%Reducción	qcv CV reducida	1.2CM + 1.6CV	Tamaño		
14	15.638	4.454	20.091	2.310	2.310	0.769	1.778	26.933	90	x	90	
13	15.638	4.454	46.034	2.310	4.620	0.769	3.555	60.905	90	x	90	
12	15.638	4.454	71.937	2.310	6.930	0.769	5.333	94.957	90	x	90	
11	15.638	4.454	97.860	2.310	9.240	0.769	7.110	128.808	90	x	90	
10	15.638	4.454	123.783	2.310	11.550	0.769	8.888	162.760	90	x	90	
9	15.638	4.454	149.706	2.310	13.860	0.769	10.665	196.712	90	x	90	
8	15.638	4.454	175.629	2.310	16.171	0.769	12.443	230.664	90	x	90	
7	15.638	4.454	201.553	2.310	18.480	0.769	14.220	264.616	90	x	90	
6	15.638	4.454	227.476	2.310	20.791	0.769	15.998	298.568	90	x	90	
5	15.638	4.454	253.399	2.310	23.102	0.769	17.775	332.520	90	x	90	
4	15.638	4.454	279.322	2.310	25.413	0.769	19.553	366.472	90	x	90	
3	15.638	4.454	305.245	2.310	27.722	0.769	21.330	400.424	90	x	90	
2	15.638	4.454	331.168	2.310	30.032	0.769	23.108	434.376	90	x	90	
1	15.638	4.454	357.091	2.310	32.342	0.769	24.885	468.328	90	x	90	
PB	10.699	5.904	378.638	10.886	43.229	0.617	26.662	497.962	90	x	90	
-1	20.925	5.005	5.832	410.600	7.895	51.124	0.617	31.559	542.974	90	x	90
-2	20.925	5.005	5.832	442.189	7.895	50.059	0.617	36.452	588.987	90	x	90
-3	20.925	5.005	5.832	473.878	7.895	46.951	0.617	41.345	634.999	90	x	90
-4	20.925	5.005	5.832	505.567	7.895	74.810	0.617	46.180	680.712	90	x	90
-5	20.925	5.005	5.832	537.256	7.895	82.705	0.617	51.054	726.625	90	x	90
Contrapiso	0.000	5.005	5.832	548.396								

COLUMNA	Carga Muerta	Carga Muerta	Carga col sup.	qCM A acumulada	Carga viva	CV acumulada	%Reducción	qcv CV reducida	1.2CM + 1.6CV	Tamaño		
14	15.638	4.454	20.091	2.310	2.310	0.769	1.778	26.933	70	x	70	
13	15.638	4.454	46.034	2.310	4.620	0.769	3.555	60.905	70	x	70	
12	15.638	4.454	71.937	2.310	6.930	0.769	5.333	94.957	70	x	70	
11	15.638	4.454	97.860	2.310	9.240	0.769	7.110	128.808	70	x	70	
10	15.638	4.454	123.783	2.310	11.550	0.769	8.888	162.760	70	x	70	
9	15.638	4.454	149.706	2.310	13.860	0.769	10.665	196.712	70	x	70	
8	15.638	4.454	175.629	2.310	16.171	0.769	12.443	230.664	70	x	70	
7	15.638	4.454	201.553	2.310	18.480	0.769	14.220	264.616	70	x	70	
6	15.638	4.454	227.476	2.310	20.791	0.769	15.998	298.568	70	x	70	
5	15.638	4.454	253.399	2.310	23.102	0.769	17.775	332.520	70	x	70	
4	15.638	4.454	279.322	2.310	25.413	0.769	19.553	366.472	70	x	70	
3	15.638	4.454	305.245	2.310	27.722	0.769	21.330	400.424	70	x	70	
2	15.638	4.454	331.168	2.310	30.032	0.769	23.108	434.376	70	x	70	
1	15.638	4.454	357.091	2.310	32.342	0.769	24.885	468.328	70	x	70	
PB	10.699	5.904	378.638	10.886	43.229	0.617	26.662	497.962	70	x	70	
-1	20.925	5.005	5.832	390.564	7.895	51.124	0.617	31.559	519.171	90	x	90
-2	20.925	5.005	5.832	422.253	7.895	50.059	0.617	36.452	565.184	90	x	90
-3	20.925	5.005	5.832	453.942	7.895	46.951	0.617	41.345	611.197	90	x	90
-4	20.925	5.005	5.832	485.631	7.895	74.810	0.617	46.180	657.210	90	x	90
-5	20.925	5.005	5.832	517.320	7.895	82.705	0.617	51.054	703.223	90	x	90
Contrapiso	0.000	5.005	5.832	548.396								

COLUMNA E3

losa (cubierta)	0.4800	T/m2
losa tipo subsuelo	0.5407	T/m2
losa tipo almancen	0.5488	T/m2
losa tipo oficinas	0.5464	T/m2
losa tipo depgar	0.6436	T/m2
Ac cooperante	48.6025	m2
CM viga 1	0.4000	T/m
CM viga 2	0.4000	T/m
CM viga 3	0.4000	T/m
CM viga 4	0.4000	T/m
Lap viga 1	3	m
Lap viga 2	4	m
Lap viga 3	3.6	m
Lap viga 4	3.6	m
H entrapiso 1	3	m
H entrapiso 2	3.5	m
KL	4	

Columna	90	x	90
---------	----	---	----

0.25
0.33333333 0.29166667

Columna	130	x	130
Columna	110	x	110
Columna	100	x	100

COLUMNA	Carga Muerta losa/Paredes	Carga Muerta	Carga col sup.	qCM A acumulada	Carga viva	CV acumulada	%Reducción	qcv CV reducida	1.2CM + 1.6CV	Tamaño		
14	23.868	5.646	29.513	3.526	3.526	0.574	2.025	38.656	110	x	110	
13	31.964	5.646	71.995	10.131	13.657	0.574	7.843	100.094	110	x	110	
12	31.964	5.646	116.396	10.131	23.788	0.574	14.660	161.532	110	x	110	
11	31.964	5.646	159.888	10.131	33.923	0.574	19.478	222.970	110	x	110	
10	31.964	5.646	203.379	10.131	44.051	0.574	25.296	284.408	110	x	110	
9	31.964	5.646	246.870	10.131	54.180	0.574	31.114	345.846	110	x	110	
8	31.964	5.646	290.361	10.131	64.313	0.574	36.931	407.285	110	x	110	
7	31.964	5.646	333.852	10.131	74.444	0.574	42.749	468.723	110	x	110	
6	31.964	5.646	377.343	10.131	84.575	0.574	48.567	530.161	110	x	110	
5	31.964	5.646	420.834	10.131	94.706	0.574	54.385	591.599	110	x	110	
4	31.964	5.646	464.325	10.131	104.838	0.574	60.202	653.037	110	x	110	
3	27.135	5.646	507.816	12.167	117.005	0.574	67.019	710.551	110	x	110	
2	27.135	5.646	551.307	12.167	129.172	0.574	74.176	788.065	110	x	110	
1	27.135	5.646	594.798	12.167	141.339	0.574	81.163	825.579	110	x	110	
PB	27.213	5.646	638.289	32.286	166.624	0.574	96.209	896.535	110	x	110	
-1	26.851	5.646	5.832	607.796	10.131	175.750	0.574	100.920	970.838	110	x	110
-2	26.851	5.646	5.832	696.125	10.131	185.887	0.574	106.744	1006.141	110	x	110
-3	26.851	5.646	5.832	784.453	10.131	196.018	0.574	112.562	1061.444	110	x	110
-4	26.851	5.646	5.832	772.782	10.131	206.149	0.574	118.380	1116.746	110	x	110
-5	26.851	5.646	5.832	811.110	10.131	216.280	0.574	124.198	1172.048	110	x	110
Contrapiso	0.000	5.646	5.832	822.588								

COLUMNA	Carga Muerta	Carga Muerta	Carga col sup.	qCM A acumulada	Carga viva	CV acumulada	%Reducción	qcv CV reducida	1.2CM + 1.6CV	Tamaño		
14	23.868	5.646	29.513	3.526	3.526	0.574	2.025	38.656	100	x	100	
13	31.964	5.646	71.995	10.131	13.657	0.574	7.843	101.736	100	x	100	
12	31.964	5.646	116.396	10.131	23.788	0.574	14.660	164.816	100	x	100	
11	31.964	5.646	159.888	10.131	33.923	0.574	19.478	227.895	100	x	100	
10	31.964	5.646	203.379	10.131	44.051	0.574	25.296	290.975	100	x	100	
9	31.964	5.646	246.870	10.131	54.180	0.574	31.114	354.055	100	x	100	
8	31.964	5.646	290.361	10.131	64.313	0.574	36.931	417.135	100	x	100	
7	31.964	5.646	333.852	10.131	74.444	0.574	42.749	480.215	100	x	100	
6	31.964	5.646	377.343	10.131	84.575	0.574	48.567	543.295	100	x	100	
5	31.964	5.646	420.834	10.131	94.706	0.574	54.385	606.375	100	x	100	
4	31.964	5.646	464.325	10.131	104.838	0.574	60.202	669.455	100	x	100	
3	27.135	5.646	507.816	12.167	117.005	0.574	67.019	732.535	100	x	100	
2	27.135	5.646	551.307	12.167	129.172	0.574	74.176	805.615	100	x	100	
1	27.135	5.646	594.798	12.167	141.339	0.574	81.163	868.695	100	x	100	
PB	27.213	5.646	638.289	32.286	166.624	0.574	96.209	941.775	100	x	100	
-1	26.851	5.646	5.832	607.796	10.131	175.750	0.574	100.920	1005.855	100	x	100
-2	26.851	5.646	5.832	696.125	10.131	185.887	0.574	106.744	1071.562	100	x	100
-3	26.851	5.646	5.832	784.453	10.131	196.018	0.574	112.562	1137.269	100	x	100
-4	26.851	5.646	5.832	772.782	10.131	206.149	0.574	118.380	1192.976	100	x	100
-5	26.851	5.646	5.832</									

ANEXO N°3. PLANOS ESTRUCTURALES



PROPUESTA HORMIGÓN CONVENCIONAL Y ACERO GRADO 60

PROPUESTA HORMIGÓN CONVENCIONAL Y ACERO GRADO 80

PROPUESTA HORMIGÓN LIVIANO Y ACERO GRADO 60

PROPUESTA HORMIGÓN LIVIANO Y ACERO GRADO 80

ANEXO N°4. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS POR RUBRO

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN		FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
---	---	---	---

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO:	Hormigón convencional con encofrado para columnas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$				UNIDAD:	m3
					CÓDIGO:	HC-01
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 1.25	\$ 1.250	1.133	\$	1.417
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.875	1.133	\$	2.125
Encofrado metálico/m2	2.40	\$ 5.66	\$ 13.579	1.133	\$	15.389
SUBTOTAL M					\$	18.931
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	1.133	\$	0.777
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	1.133	\$	11.039
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	1.133	\$	13.192
SUBTOTAL N					\$	25.008
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Hormigón convencional premezclado $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1.02	\$ 89.76	\$	91.555	
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.22	\$ 2.88	\$	0.640	
SUBTOTAL O					\$	92.196
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$	-
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				136.135	
	INDIRECTOS				0.00%	0.000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				136.14	
	<i>CIENTO TREINTA Y SEIS dólares con CATORCE centavos</i>					
_____ CONSULTOR / ING. CIVIL						



ESCUELA
POLITÉCNICA
NACIONAL

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO DE TITULACIÓN





FACULTAD DE INGENIERÍA
CIVIL Y AMBIENTAL

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO:		Hormigón liviano con encofrado para columnas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$			UNIDAD:	m3
					CÓDIGO:	HL-01
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 1.36	\$ 1.361	1.233	\$ 1.678	
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.875	1.233	\$ 2.313	
Encofrado metálico	2.40	\$ 5.66	\$ 13.579	1.233	\$ 16.747	
SUBTOTAL M					\$ 20.738	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	1.233	\$ 0.846	
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	1.233	\$ 12.013	
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	1.233	\$ 14.356	
SUBTOTAL N					\$ 27.215	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Hormigón liviano premezclado $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1.02	\$ 164.77	\$ 168.065		
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.22	\$ 2.88	\$ 0.640		
SUBTOTAL O					\$ 168.706	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				216.658	
	INDIRECTOS				0.00%	0.000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				216.658	
	DOSCIENTOS DIECISEIS dólares con SESENTA Y SEIS centavos					
CONSULTOR / ING. CIVIL						



 ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN	 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
---	---	--

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:



ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO: Hormigón convencional con encofrado para vigas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$				UNIDAD: m3		
				CÓDIGO: HC-02		
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 1.25	\$ 1.250	1.133	\$ 1.417	
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.875	1.133	\$ 2.125	
Encofrado metálico	1.04	\$ 6.97	\$ 7.262	1.133	\$ 8.231	
SUBTOTAL M					\$ 11.773	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	1.133	\$ 0.777	
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	1.133	\$ 11.038	
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	1.133	\$ 13.192	
SUBTOTAL N					\$ 25.008	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Hormigón convencional premezclado $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1.02	\$ 89.76	\$ 91.555		
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.22	\$ 2.88	\$ 0.640		
SUBTOTAL O					\$ 92.196	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				128.977	
	INDIRECTOS				0.00%	0.000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				128.98	
	<i>CIENTO VEINTIOCHO dólares con NOVENTA Y OCHO centavos</i>					
<hr/> CONSULTOR / ING. CIVIL						

 ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN	 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
<h2 style="margin: 0;">ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)</h2>		

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO:	Hormigón liviano con encofrado para vigas $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$			UNIDAD:	m3	
				CÓDIGO:	HL-02	
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 1.36	\$ 1.361	1.233	\$ 1.678	
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.875	1.233	\$ 2.313	
Encofrado metálico	1.04	\$ 6.97	\$ 7.282	1.233	\$ 8.957	
SUBTOTAL M					\$ 12.948	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	1.233	\$ 0.846	
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	1.233	\$ 12.013	
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	1.233	\$ 14.356	
SUBTOTAL N					\$ 27.215	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Hormigón liviano premezclado $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1.02	\$ 164.77	\$ 168.065		
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.22	\$ 2.88	\$ 0.640		
SUBTOTAL O					\$ 168.706	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				208.868	
	INDIRECTOS				0.00%	0.000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				208.87	
	<i>DOSCIENTOS OCHO dólares con OCHENTA Y SIETE centavos</i>					
_____ CONSULTOR / ING. CIVIL						

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN		FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
---	---	---	---



ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO:	Losa alivianada hormigón convencional con encofrado, $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 29 cm				UNIDAD:	m2
					CÓDIGO:	HC-03
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 0.81	\$ 0.81	0.735	\$	0.596
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.88	0.735	\$	1.378
Encofrado metálico	3.02	\$ 6.97	\$ 21.06	0.735	\$	15.478
SUBTOTAL M						\$ 17.452
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	0.735	\$	0.504
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	0.735	\$	7.159
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	0.735	\$	8.555
SUBTOTAL N						16.219
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Hormigón convencional premezclado $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m3	0.16	\$ 89.76	\$	14.805	
Bloque para alivianamiento 25x20x40	u	8.00	\$ 0.59	\$	4.720	
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.06	\$ 2.88	\$	0.160	
SUBTOTAL O						19.685
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P						\$ -
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				53.355	
	INDIRECTOS				0.00%	0.000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				53.355	
	<i>CINCUENTA Y TRES dólares con TREINTA Y CINCO centavos</i>					

CONSULTOR / ING. CIVIL						



	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN	
---	---	---

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO: Losa alivianada hormigón convencional con encofrado, $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 27 cm				UNIDAD: m ²		
				CÓDIGO: HC-04		
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 0.81	\$ 0.81	0.735	\$ 0.598	
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.88	0.735	\$ 1.378	
Encofrado metálico	3.02	\$ 6.97	\$ 21.06	0.735	\$ 15.478	
SUBTOTAL M					\$ 17.452	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	0.735	0.504	
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	0.735	7.158	
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	0.735	8.558	
SUBTOTAL N					16.219	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Hormigón convencional premezclado $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m ³	0.18	\$ 89.76	\$ 15.721		
Bloque para alivianamiento 20x20x40	u	8.00	\$ 0.56	\$ 4.480		
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.06	\$ 2.88	\$ 0.159		
SUBTOTAL O					20.360	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				54.030	
	INDIRECTOS				0.00%	0.000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				54.030	
	<i>CINCUENTA Y CUATRO dólares con TRES centavos</i>					
<hr style="width: 50%; margin: auto;"/> CONSULTOR / ING. CIVIL						

 ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN	 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
--	--	--



ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO: Losa alivianada hormigón liviano con encofrado, $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, espesor 29 cm				UNIDAD:	m ²	
				CÓDIGO:	HL-03	
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 0.88	\$ 0.88	0.778	\$ 0.688	
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.88	0.778	\$ 1.456	
Encofrado metálico	3.02	\$ 6.97	\$ 21.06	0.778	\$ 16.390	
SUBTOTAL M					\$ 18.518	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	0.778	0.534	
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	0.778	7.581	
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	0.778	9.080	
SUBTOTAL N					17.175	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Hormigón liviano premezclado $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m ³	0.16	\$ 164.77	\$ 27.188		
Bloque para alivianamiento 25x20x40	u	8.00	\$ 0.59	\$ 4.720		
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.06	\$ 2.88	\$ 0.160		
SUBTOTAL O					32.066	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				67.758	
	INDIRECTOS				0.00%	0.000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				67.76	
	<i>SESENTA Y SIETE dólares con SETENTA Y SEIS centavos</i>					

CONSULTOR / ING. CIVIL						



	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN		FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
---	---	---	---

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO							
RUBRO:	Losa alivianada hormigón liviano con encofrado, $f_c=280$ kg/cm ² , espesor 27 cm				UNIDAD:	m ²	
					CÓDIGO:	HL-04	
EQUIPOS							
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO		
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 0.88	\$ 0.88	0.778	\$ 0.686		
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.88	0.778	\$ 1.455		
Encofrado metálico	3.02	\$ 6.97	\$ 21.06	0.778	\$ 16.390		
SUBTOTAL M					\$ 18.518		
MANO DE OBRA							
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO		
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	0.778	\$ 0.534		
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	0.778	\$ 7.581		
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	0.778	\$ 9.080		
SUBTOTAL N					\$ 17.175		
MATERIALES							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO			
Hormigón liviano premezclado $f_c=280$ kg/cm ²	m ³	0.18	\$ 164.77	\$ 28.858			
Bloque para alivianamiento 20x20x40	u	8.00	\$ 0.56	\$ 4.480			
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.06	\$ 2.88	\$ 0.160			
SUBTOTAL O					\$ 33.496		
TRANSPORTE							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO			
SUBTOTAL P					\$ -		
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				69.188		
	INDIRECTOS				0.00%	0.000	
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				69.188		
	<i>SESENTA Y NUEVE dólares con DIECINUEVE centavos</i>						
<hr style="width: 50%; margin: auto;"/> CONSULTOR / ING. CIVIL							

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN		FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
---	---	---	---



ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO:	Hormigón convencional con encofrado para muros $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$				UNIDAD:	m3
					CÓDIGO:	HC-05
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 1.25	\$ 1.250	1.133	\$ 1.417	
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.875	1.133	\$ 2.125	
Encofrado metálico	2.62	\$ 5.82	\$ 15.252	1.133	\$ 17.286	
SUBTOTAL M					\$ 20.828	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	1.133	\$ 0.777	
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	1.133	\$ 11.039	
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	1.133	\$ 13.192	
SUBTOTAL N					\$ 25.008	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Hormigón convencional premezclado $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1.02	\$ 89.76	\$ 91.555		
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.22	\$ 2.88	\$ 0.640		
SUBTOTAL O					\$ 92.196	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					138.032	
				INDIRECTOS	0.00%	0.000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					138.032	
<i>CIENTO TREINTA Y OCHO dólares con TRES centavos</i>						
CONSULTOR / ING. CIVIL						

Marzo 2022
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.



	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN		FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
---	---	---	---

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:



ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO							
RUBRO:	Hormigón liviano con encofrado para muros $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$				UNIDAD:	m3	
					CÓDIGO:	HL-05	
EQUIPOS							
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO		
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 1.36	\$ 1.361	1.233	\$ 1.678		
Vibrador	1	\$ 1.88	\$ 1.875	1.233	\$ 2.313		
Encofrado metálico	2.62	\$ 5.82	\$ 15.252	1.233	\$ 18.811		
SUBTOTAL M					\$ 22.802		
MANO DE OBRA							
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO		
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.86	\$ 0.686	1.233	\$ 0.846		
Albañil (ESTR.OC.D2)	2	\$ 4.87	\$ 9.740	1.233	\$ 12.013		
Peón (ESTR.OC.E2)	3	\$ 3.88	\$ 11.640	1.233	\$ 14.356		
SUBTOTAL N					\$ 27.215		
MATERIALES							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO			
Hormigón liviano premezclado $f_c=280 \text{ kg/cm}^2$	m3	1.02	\$ 164.77	\$ 168.065			
Desmoldante para encofrado metálico	kg	0.22	\$ 2.88	\$ 0.640			
SUBTOTAL O					\$ 168.706		
TRANSPORTE							
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO			
					\$ -		
SUBTOTAL P					\$ -		
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				218.723		
	INDIRECTOS				0.00%	0.000	
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				218.723		
	<i>DOSCIENTOS DIECIOCHO dólares con SETENTA Y DOS centavos</i>						
_____ CONSULTOR / ING. CIVIL							

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN	
<h2 style="margin: 0;">ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)</h2>		

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:



ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO:	Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, fy= 4200 kg/cm2				UNIDAD:	kg
					CÓDIGO:	A60-01
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 0.02	\$ 0.02	0.040	\$ 0.001	
Cortadora dobladora de hierro	1	\$ 1.71	\$ 1.71	0.040	\$ 0.068	
SUBTOTAL M					\$ 0.068	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Fierrero (ESTR.OC.D2)	0.1	\$ 4.87	\$ 0.487	0.040	\$ 0.019	
Ayudante de Fierrero (ESTR.OC.E2)	2	\$ 3.88	\$ 7.760	0.040	\$ 0.307	
SUBTOTAL N					0.326	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Alambre galvanizado N°18	kg	0.01	\$ 2.04	\$ 0.01		
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2	kg	1.02	\$ 1.08	\$ 1.10		
Separador homologado de plástico	u	0.50	\$ 0.02	\$ 0.01		
SUBTOTAL O					1.120	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.515	
INDIRECTOS					0.00%	
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.515	
<i>UN dólar con CINCUENTA Y UNO centavos</i>						
<p>Marzo 2022</p> <p>ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.</p>						
<p>_____</p> <p>CONSULTOR / ING. CIVIL</p>						

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN		FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)			

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO:	Provisión e instalación de acero de refuerzo corrugado para columnas, vigas, muros y losas, fy= 5500 kg/cm2				UNIDAD:	kg
					CÓDIGO:	A80-01
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 0.02	\$ 0.02	0.048	\$ 0.001	
Cortadora dobladora de hierro	1	\$ 1.71	\$ 1.71	0.048	\$ 0.082	
SUBTOTAL M					\$ 0.083	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Fierro (ESTR.OC.D2)	0.1	\$ 4.87	\$ 0.487	0.048	\$ 0.023	
Ayudante de Fierro (ESTR.OC.E2)	2	\$ 3.88	\$ 7.760	0.048	\$ 0.372	
SUBTOTAL N					0.395	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Alambre galvanizado N°18	kg	0.01	\$ 2.04	\$ 0.01		
Acero de refuerzo fy=5500 kg/cm2	kg	1.02	\$ 1.18	\$ 1.20		
Separador homologado de plástico	u	0.50	\$ 0.02	\$ 0.01		
SUBTOTAL O					1.222	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					1.700	
INDIRECTOS					0.00%	0.000
COSTO TOTAL DEL RUBRO					1.700	
<i>UN dólar con SESENTA centavos</i>						
CONSULTOR / ING. CIVIL						

	ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL INGENIERÍA CIVIL PROYECTO DE TITULACIÓN		FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
---	---	---	---

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS (APUS)

PROYECTO: MONTESOL

CONTRATISTA:

ANÁLISIS DE PRECIO UNITARIO						
RUBRO:	Malla electrosoldada 10 cm x 10 cm x 4mm				UNIDAD:	m2
					CÓDIGO:	MES-01
EQUIPOS						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramientas menores 5% M.O. (5% M.O.)	1	\$ 0.01	\$ 0.01	0.029	\$ 0.000	
SUBTOTAL M					\$ 0.000	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro de obra (ESTR.OC.C1)	0.1	\$ 6.88	\$ 0.688	0.029	0.020	
Albañil (ESTR.OC.D2)	1	\$ 4.87	\$ 4.870	0.029	0.142	
Peón (ESTR.OC.E2)	1	\$ 3.88	\$ 3.880	0.029	0.113	
SUBTOTAL N					0.275	
MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	COSTO		
Malla electrosoldada 4.0 C/.10 (2.40x6.25)	u	0.067	\$ 48.18	\$ 3.212		
SUBTOTAL O					3.212	
TRANSPORTE						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
SUBTOTAL P					\$ -	
Marzo 2022 ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA.	TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)				3.488	
	INDIRECTOS				0.00%	0.000
	COSTO TOTAL DEL RUBRO				3.488	
	<i>TRES dólares con CUARENTA Y NUEVE centavos</i>					

CONSULTOR / ING. CIVIL						