



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

DISEÑO DE TRUCK SHOP EN HORMIGÓN PREFABRICADO CON NUDOS
RÍGIDOS (CONEXIONES HÚMEDAS)

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

IGNACIO ANDRÉS MÁRQUEZ SANDOVAL

PROFESOR GUÍA:
VLADIMIR URZUA MELLA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
RAMÓN MONTECINOS CONCHA
DAVID CAMPUSANO BROWN

SANTIAGO DE CHILE
2024

Resumen

Con el avance de las tecnologías de construcción, la minería también debe ir evolucionando, es bajo esta premisa que se da el desarrollo del siguiente trabajo de título, CODELCO ANDINA actualmente construye el primer truck shop de hormigón prefabricado con nudos rígidos del mundo.

El objetivo de este trabajo será la aplicación de los conocimientos adquiridos durante el transcurso de la carrera, teniendo como fin, el ser capaz de desarrollar, tomando como base, los planos originales de construcción del truck shop, a partir de los cuales se desarrollara un modelo matemático 3D para el diseño de las estructuras que componen que resisten las cargas sísmicas.

En el primer capítulo, se establecerá la motivación, los objetivos y la metodología que se seguirá durante el periodo de trabajo de la memoria, para luego, avanzar con una introducción de este proyecto, en donde se realizara una breve contextualización de la minería nacional, de las nuevas tecnologías de construcción y del truck shop a diseñar. Para iniciar el desarrollo del trabajo, se establecerán las bases de diseño del truck shop, las cargas de diseño y sus materiales de construcción, después se prosigue con el desarrollo del modelo matemático 3D, en donde se mostraran imágenes desde distintas perspectivas de este. En base al modelo construido, se realizara un análisis dinámico y estático de la estructura completa, a partir del cual se obtendrán las solicitaciones de diseño de sus distintos componentes, a partir de los cuales, se desarrollara un diseño propio.

Finalmente, se realizara una comparación con los resultados obtenidos en la memoria de cálculo original, en donde se revisara las semejanzas y diferencias entre ambos trabajos, y a partir del cual, se generaran las conclusiones finales.

*Dedicado a mí papá, mamá y nana
Gracias por darme las alas para volar, los amo*

Agradecimientos

Quiero agradecer en primera instancia a todas las personas quienes me acompañaron desde mis primeros pasos en el colegio hasta ahora en donde estoy finalizando la universidad.

Primero quiero agradecer a mi papá y mamá quienes son mi modelo a seguir, me enseñaron el significado de la responsabilidad y luchar por los sueños de uno, y siempre que necesitaba apoyo, eran los primeros en estar ahí, gracias por todo su sacrificio que me permitió siempre estudiar con tranquilidad y seguir mi otro sueño que es el trail, también a mi nana, quien en paz descansa, fuiste una segunda figura maternal para mí, estoy seguro que todo lo que he logrado en mi vida se debe en gran medida a tu guía, te extraño mucho y espero que desde donde estés, me sigas mirando, y te pueda seguir llenando de orgullo. A mis abuelos paternos y maternos, por siempre estar ahí para apoyarme y guiarme con sus consejos, a mis hermanos, por ser mis aliados incondicionales, y a pesar de que muchas veces nos peleamos, como buenos hermanos, siempre estaban ahí, saludo especial a Nicolas y a su esposa Daniela, quienes me hicieron tío y padrino de la Olivia, quien es mi constante fuente de motivación para ser el mejor adulto posible. A todos mis tíos, primos y a la familia banda revuelta, gracias por ser parte de mi familia.

A mis amigos del colegio, Paula, Diego, Camilo, Nicolas, Matías, Tomas, Lucas y Benjamín, quienes fueron mis primeras amistades, y con quienes crecí, muchas gracias por todas historias que hemos compartido y toda su ayuda, cuando la he necesitado. A mis amigos del atletismo, Ricardo, Ronald, Karla, Felipe, Isidora, Matías, Joaquin, Irma, Vicente y toda la rama de atletismo de la facultad, con quienes compartí victorias, derrotas, risas, y muchos divertidos, a mis amigos de la universidad, Daniel, Francisca, Vicente, Valentina e Isabel, con quienes compartí el sufrimiento de tener que estar hasta muy tarde trabajando, como también almuerzos y muchos momentos divertidos durante mi estancia en la carrera. También quiero agradecer a todas las personas que han sido de mi círculo de amigos toda la vida

Al profesor Ramon Montecinos, quien me motivo a tomar este camino y me dio toda la ayuda posible, para poder desarrollar de la mejor manera mis habilidades como ingeniero estructural, a mi profesor guía Vladimir Urzua, quien me guió durante todo este proceso del trabajo de título, siempre con una excelente disposición para resolver todas mis dudas y finalmente quiero agradecer a mis entrenadores de atletismo: Paola, Mario, Patricio y a mi actual entrenador de Trail, Leonardo, quienes han sido mi constante guía en el ámbito deportivo, lo cual es una parte crucial de mi vida, y me han inculcado valores como la disciplina y el compromiso.

Tabla de Contenido

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivos generales	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Metodología	2
2. Antecedentes	4
2.1. Minería en Chile y la incorporación del hormigón prefabricado	4
2.2. Truck shop	5
3. Bases de diseño	6
3.1. Cargas	6
3.1.1. Cargas permanentes (PP)	6
3.1.2. Sobrecargas en cubierta (SCt)	7
3.1.3. Cargas vivas por operación de puente grua	7
3.1.4. Sobrecarga de nieve (SCn)	7
3.1.5. Viento (V)	8
3.1.6. Cargas Sísmicas (S)	11
3.2. Combinaciones de cargas	13
3.3. Materiales	14
3.3.1. Sello de fundación y relleno	14

3.3.2.	Hormigón armado	15
3.3.3.	Acero de refuerzo	16
3.3.4.	Acero activo	16
4.	Desarrollo modelo matemático	17
5.	Análisis sísmico	21
6.	Metodología de diseño estructural	25
6.1.	Fundaciones	28
6.1.1.	Análisis de estabilidad	29
6.1.2.	Resistencia estructural	30
6.2.	Columna pórtico especial	33
6.2.1.	Confinamiento	34
6.2.2.	Condiciones de diseño generales de la armadura transversal y longitudinal	35
6.3.	Pernos de conexión costanera techo	36
6.4.	Ménsula	37
6.4.1.	Determinación geometría	37
6.4.2.	Diseño armadura	38
6.5.	Vigas	40
6.5.1.	Esfuerzos internos	40
6.5.2.	Diseño armadura pasiva	41
6.5.3.	Diseño armadura activa	42
6.5.4.	Diseño armadura transversal con armadura pasiva y activa	47
6.5.5.	Calculo a cortante para viga de pórtico especial	50
6.6.	Conexiones	52
7.	Desarrollo y resultados	55
7.1.	Fundaciones	55
7.1.1.	Fundaciones aisladas	55

7.1.2. Fundación combinada	64
7.2. Columna	68
7.3. Pernos de conexión costanera techo	73
7.4. Ménsula	76
7.5. Viga portantes	79
7.6. Viga salvapilar	91
7.6.1. Diseño armadura longitudinal pasiva	91
7.6.2. Diseño armadura longitudinal activa	93
7.6.3. Diseño armadura transversal	96
7.7. Viga Delta - marco rígido	101
7.7.1. Diseño armadura longitudinal	102
7.7.2. Diseño armadura transversal	103
7.8. Viga Delta - salvapilar	106
7.8.1. Diseño armadura longitudinal	106
7.8.2. Diseño armadura transversal	108
7.9. Viga puntal V110	110
7.9.1. Diseño armadura longitudinal pasiva	112
7.9.2. Diseño armadura longitudinal activa	114
7.9.3. Diseño armadura transversal	117
7.10. Viga puntal V120	122
7.10.1. Diseño armadura longitudinal pasiva	124
7.10.2. Diseño armadura longitudinal activa	126
7.10.3. Diseño armadura transversal	129
7.11. Conexiones	134
8. Análisis resultados y conclusiones	136
8.1. Comparación resultados sísmicos	136
8.2. Análisis estructural	141

8.2.1. Fundaciones aisladas	141
8.2.2. Columna marco rígido	143
8.2.3. Viga portante	144
8.2.4. Viga salvapilar	146
8.2.5. Viga delta	148
8.2.6. Viga puntales	149
8.3. Conclusiones	151
Bibliografía	153
Anexo - Fotos proceso construcción truck shop CODELCO-ANDINA .	154

Índice de Tablas

3.1. Perfiles estructura, hormigones y cargas permanentes	6
3.2. Coeficiente K_z/K_h según la altura para exposición D. (Tabla 9 Nch 432 of 2010)	9
3.3. Distribución de velocidades q_z a partir de la altura, muros a barlovento. (Nch 432 of 2010)	9
3.4. Coeficientes de presión externa en muros, tabla de confección propia a partir de la tabla 14 de la Nch 432 of 2010	10
3.5. Coeficiente de presión externas en techos con dirección perpendicular al muro transversal del truck shop, tabla de confección propia a partir de Nch 432 of 2010	10
3.6. Coeficiente de presión externas en techos con dirección perpendicular al muro longitudinal del truck shop, tabla de confección propia a partir de Nch 432 of 2010	10
3.7. Propiedades mecánicas sello de fundación	14
3.8. Hormigones de construcción para las estructuras del truck shop	15
3.9. Espesor agregado tamaño máximo	15
3.10. Propiedades mecánicas hormigón de diseño	15
3.11. Propiedades mecánicas acero A630-420H	16
3.12. Propiedades mecánicas cable pretensado calidad 270 ASTM - 416 de baja relación	16
5.1. Desplazamientos relativos columnas eje x	24
5.2. Desplazamientos relativos columnas eje Y	24
6.1. Recubrimiento hormigón in situ no preesforzado (ACI 318-19 tabla 25.3.2) .	26
6.2. Recubrimiento hormigón prefabricado no preesforzado (ACI 318-19 tabla 25.1.3.3)	26

6.3. Recubrimiento hormigón prefabricado preesforzado (ACI 318-19 tabla 20.5.1.3.3)	26
6.4. Límites de esfuerzos tensionales después de aplicación pretensado ($f'_{ci} = 350$ kgf/cm ²)	44
6.5. Límites de esfuerzos tensionales para tiempo infinito ($f'_c = 550$ kgf/cm ²)	44
7.1. Características materiales de construcción y suelo.	55
7.2. Geometría fundación aislada sísmica y de viento (figura 6.4)	58
7.3. Reacciones en cota 0 fundación aislada sísmica y de viento	58
7.4. Reacciones en la base de las zapatas aisladas sísmicas y de viento	58
7.5. Análisis estabilidad suelo	59
7.6. Geometría fundación para cálculo tensiones y armadura	60
7.7. Verificación resistencia punzonamiento zapata en zona crítica	60
7.8. Diseño armadura a flexión inferior de la losa de fundación	60
7.9. Diseño armadura a flexión superior de la fundación sísmica aislada	61
7.10. Geometría cáliz	61
7.11. Momento último en la base del cáliz de las zapatas aisladas	61
7.12. Diseño armadura flexión cáliz	62
7.13. Diseño estribos de confinamiento en zona crítica del cáliz de fundación	62
7.14. Diseño estribos en zona no crítica del cáliz	62
7.15. Geometría fundación combinada	65
7.16. Reacciones en cota 0 en la base del pilar interior y exterior de la fundación combinada	65
7.17. Reacciones en la base de la zapata combinada	65
7.18. Análisis de estabilidad suelo fundación combinada	65
7.19. Geometría pilar, cáliz y zona punzonamiento en losa de fundación	66
7.20. Verificación resistencia punzonamiento losa de fundación	66
7.21. Diseño armadura flexión inferior y superior losa de fundación	66
7.22. Geometría cáliz de la fundación combinada	67
7.23. Momento último en la base del cáliz de las zapatas combinadas	67

7.24. Diseño armadura a flexión cáliz zapata combinada	67
7.25. Esfuerzo internos de diseño en columna como pórtico especial	69
7.26. Armadura longitudinal total columna	69
7.27. Armadura prevista como viga	69
7.28. Corroboración limites armadura longitudinal columna	70
7.29. Calculo corte nominal requerido en columna	70
7.30. Armadura de corte requerido en zona confinada de la columna	71
7.31. Diámetro estribos columna en zona confinada	71
7.32. Diseño armadura transversal en la zona confinada en la columna	72
7.33. Extensión del confinamiento	72
7.34. Separación longitudinal máxima de los estribos en la zona confinada	72
7.35. Diámetro estribos columna en zona no confinada	72
7.36. Separación longitudinal máxima de los estribos en la zona no confinada	72
7.37. Corte de diseño en pernos a partir del coeficiente sísmico	73
7.38. Corte de diseño a partir del modelo matemático 3D	74
7.39. Diseño pernos de conexión costanera techo	75
7.40. Comprobación cumplimiento criterios de resistencia	75
7.41. Armadura de confinamiento perno	75
7.42. Dimensión ménsula, considerando la geometría de la figura 6.11	76
7.43. Criterio de diseño altura efectiva (d) ménsula	77
7.44. Refuerzo necesario por flexión en ménsula	77
7.45. Refuerzo necesario por fricción en ménsula	77
7.46. Refuerzo necesario por cortante horizontal en ménsula	77
7.47. Armadura principal (Asc) mínimo de diseño	78
7.48. Diseño armadura principal (Asc) ménsula	78
7.49. Diseño armadura de refuerzo para cortante horizontal (Ah) de la ménsula	78
7.50. Cargas lineales de diseño viga portante	80

7.51. Esfuerzos internos de flexión del caso estático en extremos de la viga portante para el diseño de la armadura pasiva	81
7.52. Esfuerzos internos de flexión del caso sísmico en extremos de la viga para el diseño de la armadura pasiva	82
7.53. Momento nominal de diseño armadura pasiva viga portante (caso estático) .	82
7.54. Diseño armadura longitudinal pasiva mínima inferior de viga portante	82
7.55. Diseño armadura sección doble T viga portante	82
7.56. Distribución y cantidad total de cables pretensados $\phi = 0,6$ [pulg] en la viga portante	83
7.57. Propiedades geométricas viga portante	83
7.58. Momentos positivos a partir de las cargas en la viga portante	84
7.59. Momentos positivos en viga portante en las etapas del pretensado	84
7.60. Tensiones en fibra superior e inferior en todas las etapas de diseño en la viga portante	84
7.61. Verificación fluencia armadura para esfuerzo interior a flexión positivo en viga portante	85
7.62. Verificación momento de ruptura viga portante	85
7.63. Deformación viga portante en las etapas de pretensado 1,2 y 3	85
7.64. Esfuerzos internos corte y flexión en viga portante	86
7.65. Calculo corte de diseño en zona confinada de viga portante	86
7.66. Condiciones de diseño armadura pórtico especial viga portante	87
7.67. Verificación criterio para calculo de V_c en viga portante	87
7.68. Armadura transversal mínima para la sección rectangular y doble T de la viga puntal	87
7.69. Resistencia a flexión-cortante (V_{ci}) a lo largo de la viga portante	88
7.70. Resistencia del concreto a la cortante del alma (V_{cw}) en la viga portante . .	88
7.71. Armadura transversal mínima de diseño para caso estático en viga portante .	88
7.72. Diseño armadura transversal viga portante	89
7.73. Cargas lineales de diseño viga salvapilar	91

7.74. Esfuerzos internos de flexión del caso estático en extremos de la viga salvapilar para el diseño de la armadura pasiva	92
7.75. Momento nominal de diseño armadura pasiva viga salvapilar	92
7.76. Distribución y cantidad total de cables pretensados $\phi = 0,6$ [pulg] en la viga salvapilar	93
7.77. Propiedades geométricas viga salvapilar	93
7.78. Momentos positivos a partir de las cargas en la viga salvapilar	94
7.79. Momentos positivos en viga portante en las etapas del salvapilar	94
7.80. Tensiones en fibra superior e inferior en todas las etapas de diseño en la viga salvapilar	94
7.81. Verificación fluencia armadura para esfuerzo interior a flexión positivo en viga salvapilar	95
7.82. Verificación momento de ruptura viga salvapilar	95
7.83. Deformación viga salvapilar en las etapas de pretensado 1,2 y 3	95
7.84. Esfuerzos internos corte y flexión en viga salvapilar	96
7.85. Calculo corte de diseño en zona confinada de viga portante	96
7.86. Condiciones de diseño armadura pórtico especial en viga salvapilar	97
7.87. Verificación criterio para calculo de V_c en viga salvapilar	97
7.88. Armadura transversal mínima para la sección rectangular y doble T de la viga salvapilar	97
7.89. Resistencia a flexión-cortante (V_{ci}) a lo largo de la viga salvapilar	98
7.90. Resistencia del concreto a la cortante del alma (V_{cw}) en la viga salvapilar	98
7.91. Armadura transversal mínima de diseño en viga salvapilar	98
7.92. Diseño armadura transversal viga salvapilar	99
7.93. Cargas de diseño viga delta - marco rígido	102
7.94. Diseño armadura pasiva superior viga delta - marco rígido	103
7.95. Esfuerzo internos a flexión en la viga delta - marco rígido en la sección $X = 3,05$ [m] para condición bi-rotulado	103
7.96. Diseño armadura inferior viga delta del marco rígido	103

7.97. Espaciamiento máximo de diseño y armadura transversal mínima por metro de diseño	104
7.98. Calculo corte de diseño en zona confinada con condición de pórtico especial en viga delta - portante	104
7.99. Diseño armadura transversal en la extensión de la viga delta - portante . . .	104
7.100Cargas de diseño viga delta - salvapilar	106
7.101Diseño armadura pasiva superior viga delta - salvapilar	107
7.102Esfuerzo internos a flexión en la viga delta - marco rígido en la sección X = 3,05 [m] para condición bi-rotulado	107
7.103Calculo corte de diseño en zona confinada con condición de pórtico especial en viga delta - salvapilar	108
7.104Diseño armadura transversal de viga delta - salvapilar	108
7.105Cargas verticales puntuales de la viga salvapilar y costaneras de techo	111
7.106Cargas de diseño viga puntal V110	111
7.107Esfuerzos internos de flexión de diseño en viga puntal V110 para el caso estático	112
7.108Esfuerzos internos de flexión de diseño en viga puntal V110 para el caso dinámico	113
7.109Diseño armadura pasiva superior viga puntal V110 en extremos empotrados	113
7.110Armadura pasiva inferior viga puntal V110	114
7.111Distribución y cantidad total de cables pretensados $\phi = 0,6$ [pulg] en la viga puntal V110	114
7.112Propiedades geométricas viga puntal V110	114
7.113Momentos positivos a partir de las cargas en la viga puntal V110	115
7.114Momentos positivos en viga portante en las etapas del puntal V110	115
7.115Tensiones en fibra superior e inferior en todas las etapas de diseño en la viga puntal V110	115
7.116Verificación fluencia armadura para esfuerzo interior a flexión positivo en viga puntal V110	116
7.117Verificación momento de ruptura viga puntal V110	116
7.118Deformación viga puntal V110 en las etapas de pretensado 1,2 y 3	116
7.119Esfuerzos internos de corte y flexión por cargas muertas y vivas en viga puntal V110 y corte ultimo de diseño	117

7.120	Calculo corte de diseño en zona confinada con condición de pórtico especial en viga puntal V110	117
7.121	Condiciones de diseño armadura pórtico especial viga puntal V110	118
7.122	Verificación criterio para calculo de V_c en viga puntal V110. Tramo 1 corresponde los primeros 4 metros de la viga y el tramo 2 corresponde al resto de esta	118
7.123	Armadura transversal mínima en la viga puntal V110	118
7.124	Resistencia a flexión-cortante (V_{ci}) a lo largo de la viga puntal V110	119
7.125	Resistencia del concreto a la cortante del alma (V_{cw}) en viga puntal V110	119
7.126	Armadura transversal mínima de diseño en viga puntal V110	119
7.127	Diseño armadura transversal viga puntal V110	119
7.128	Cargas verticales puntuales de la viga salvapilar, delta y costaneras de techo	123
7.129	Cargas de diseño viga puntal V120	123
7.130	Esfuerzos internos de flexión de diseño en viga puntal V120 para el caso estático	124
7.131	Esfuerzos internos de flexión de diseño en viga puntal V120 para el caso dinámico	125
7.132	Diseño armadura pasiva superior viga puntal V120 en extremos empotrados	125
7.133	Armadura pasiva inferior viga puntal V120	126
7.134	Distribución y cantidad total de cables pretensados $\phi = 0,6$ [pulg] en la viga puntal V120	126
7.135	Propiedades geométricas viga puntal V120	126
7.136	Momentos a flexión positivos para diseño armadura activa viga puntal V120	127
7.137	Momentos positivos en viga portante en las etapas del puntal V120	127
7.138	Tensiones en fibra superior e inferior en todas las etapas de diseño en la viga puntal V120	127
7.139	Verificación fluencia armadura para esfuerzo interior a flexión positivo en viga puntal V120	128
7.140	Verificación momento de ruptura viga puntal V110	128
7.141	Deformación viga puntal V120 en las etapas de pretensado 1,2 y 3	128
7.142	Esfuerzos internos de corte y flexión por cargas muertas y vivas en viga puntal V120 y corte ultimo de diseño	129

7.143	Calculo corte de diseño en zona confinada con condición de pórtico especial en viga puntal V120	129
7.144	Condiciones de diseño armadura pórtico especial viga puntal V120	130
7.145	Verificación criterio para calculo de V_c en viga puntal V120	130
7.146	Armadura transversal mínima en la viga puntal V120	130
7.147	Resistencia a flexión-cortante (V_{ci}) a lo largo de la viga puntal V120.	130
7.148	Resistencia del concreto a la cortante del alma (V_{cw}) en viga puntal V120	131
7.149	Armadura de diseño requerida en la viga puntal V120	131
7.150	Diseño armadura transversal viga puntal V120	131
7.151	Geometría y armadura longitudinal (positiva o negativa) máxima	134
7.152	Calculo corte de diseño en nudo rígido	134
7.153	Control de adherencia	135
7.154	Calculo espaciamiento vertical máximo entre estribos en nudo	135
7.155	Área mínima de estribo en nudo rígido	135
7.156	Diseño armadura transversal nudo rígido	135
8.1.	Masa sísmica de modelos matemáticos	136
8.2.	Periodos y aceleraciones espectrales modelos matemáticos	137
8.3.	Porcentaje de masas modales en el eje x e y	138
8.4.	Cortes basales sísmicos y amplificación mínima requerida	138
8.5.	Comparación desplazamientos absolutos eje X columna exterior ($H = 17[m]$)	140
8.6.	Comparación desplazamientos absolutos eje X columna interior ($H = 17 [m]$)	140
8.7.	Comparación desplazamientos absolutos eje Y columna exterior ($H = 16 [m]$)	140
8.8.	Comparación desplazamientos absolutos eje Y columna interior ($H = 16[m]$)	140
8.9.	Comparación geometría fundaciones aisladas	141
8.10.	Comparación cargas de diseño en fundación sísmica	141
8.11.	Comparación cargas de diseño en fundación de vientos	142
8.12.	Comparación armadura de diseño fundaciones aisladas	142

8.13. Comparación armadura longitudinal columna pórtico especial	143
8.14. Comparación armadura transversal columna pórtico especial en región confinada	143
8.15. Comparación armadura transversal columna pórtico especial en región no con- finada	143
8.16. Comparación momentos negativos últimos de diseño diseño en viga portante	144
8.17. Comparación armadura longitudinal en extremos en viga portante	144
8.18. Comparación armadura longitudinal pasiva en sección doble T en viga portante	144
8.19. Comparación armadura longitudinal activa en viga portante	144
8.20. Comparación armadura transversal viga portante (a)	145
8.21. Comparación armadura transversal viga portante (b)	145
8.22. Comparación momentos negativos últimos de modelo matemático viga salvapilar	146
8.23. Comparación momentos negativos últimos de diseño viga salvapilar	146
8.24. Comparación armadura longitudinal en extremos en viga salvapilar	146
8.25. Comparación armadura longitudinal activa en viga salvapilar	147
8.26. Comparación cantidad y posicionamiento cables pretensados viga salvapilar .	147
8.27. Comparación armadura transversal viga salvapilar	147
8.28. Comparación momentos ultimo de diseño vigas delta	148
8.29. Comparación armadura longitudinal vigas delta	148
8.30. Comparación armadura transversal vigas delta	148
8.31. Comparación armadura longitudinal pasiva viga portante V110	149
8.32. Comparación armadura longitudinal pasiva viga portante V120	149
8.33. Comparación armadura longitudinal activa viga portante V110	149
8.34. Comparación armadura longitudinal activa viga portante V120	149
8.35. Comparación armadura transversal portante V110	150
8.36. Comparación armadura transversal portante V120	150

Índice de Ilustraciones

3.1. Diagrama puente grúa	7
3.2. Escarpe	9
3.3. Espectro de diseño truck shop Andina	11
4.1. Modelo matemático alámbrico truck shop	17
4.2. Modelo matemático solido truck shop	18
4.3. Modelo matemático vista longitudinal externa A	18
4.4. Modelo matemático vista longitudinal externa B	18
4.5. Modelo matemático vista longitudinal interna	19
4.6. Modelo matemático vista transversal A	19
4.7. Modelo matemático vista transversal B	19
4.8. Modelo matemático vista techo	20
4.9. Modelo matemático vista planta puente grúa	20
5.1. Desplazamiento absoluto eje X columnas	23
5.2. Desplazamiento absoluto eje Y columnas	23
6.1. Factor de seguridad de elementos estructurales	25
6.2. Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento (tabla 25.3.2 ACI 318-19)	27
6.3. Fundación con sistema de cáliz	28
6.4. Fuerzas y geometría en zapata aislada	28
6.5. Fuerzas y geometría en zapata combinada	29

6.6. Calculo momento ultimo en losa de fundación	31
6.7. Diseño estribos de confinamiento para elementos especiales de borde (tabla 18.10.6.4(g) ACI 318-19)	32
6.8. Espaciamiento vertical armadura transversa (tabla 18.10.6.5(b) ACI 318-19)	32
6.9. Columna pórtico especial (Imagen ACI 318-19 18.6.5.1)	33
6.10. Condiciones de diseño columna marco especial. (Imagen sacada de memoria de calculo)	35
6.11. Geometría ménsula	37
6.12. Diagrama ménsula con armadura	38
6.13. Viga bi-empotrada con carga distribuida uniforme	40
6.14. Viga empotrada - rotulada con carga distribuida uniforme	40
6.15. Viga bi-rotulada con carga distribuida uniforme	40
6.16. Esfuerzos internos en vigas bi-empotradas para cargas puntuales céntricas.	41
6.17. Esfuerzos internos en vigas bi-rotuladas para cargas puntuales céntricas.	41
6.18. Extensión empotramiento armadura longitudinal pasiva vigas	42
6.19. Viga con cables preesforzados con excentricidad constante	42
6.20. Limite para esfuerzos a compresión en el concreto después de la aplicación del preetensado (tabla 24.5.3.1 ACI 318-19)	43
6.21. Limite para esfuerzos a tracción en el concreto después de la aplicación del preetensado (tabla 24.5.3.2 ACI 318-19)	43
6.22. Limite para esfuerzos a compresión en el concreto bajo las cargas de servicios (tabla 24.5.4.1 ACI 318-19)	44
6.23. Factor β_1 , que se calcula a partir de la tabla 22.2.2.4.3 de la ACI 318-19	45
6.24. Factor de reducción del momento nominal de la viga si el mecanismo de falla es controlado por la compresión, tracción o transición	45
6.25. Espaciamiento mínimo armadura transversal en zona no confinada de la viga (tabla 9.7.6.2.2 ACI 318-19)	48
6.26. Condiciones de diseño posicionamiento estribos viga	48
6.27. Método aproximado para calcular V_c (tabla 22.5.6.2 ACI 318-19)	48
6.28. Armadura mínima de corte, a partir de la condición de la inecuación 6.59 (tabla 9.6.3.4 ACI 318-19)	50

6.29. Condiciones de diseño posicionamiento estribos viga de pórtico especial	51
6.30. Diagrama cargas de diseño para corte en viga de pórtico especial	51
6.31. Diagrama de fuerzas de corte horizontal en nudos	52
6.32. Diagrama de fuerzas de corte horizontal en nudos	52
6.33. Tipos de nudos según cantidad de vigas adyacentes	52
6.34. Limite de diámetro armaduras longitudinales en nudos	54
7.1. Fundación sísmica aislada de diseño	56
7.2. Reacciones en cota 0 en la fundación aislada sísmica de diseño, fuerzas (izq) y momento (der)	56
7.3. Fundación de viento	57
7.4. Reacciones en cota 0 en la fundación aislada vientos de diseño, fuerzas (izq) y momento (der)	57
7.5. Geometría pilar zapata y cáliz	59
7.6. zona critica punzonamiento y bw para ancho análisis de viga	59
7.7. Diseño fundación sísmica aislada	63
7.8. Diseño fundación de viento	63
7.9. Fundación sísmica combinada de diseño	64
7.10. Reacciones en cota 0 en la fundación combinada sísmica de diseño, cortantes (arriba) y momento más presión (abajo)	64
7.11. Diseño fundación sísmica combinada	67
7.12. Geometría columna	68
7.13. Columna de diseño	68
7.14. Diagrama fuerza y momento en columna	69
7.15. Geometría basal columna pórtico especial	71
7.16. Esfuerzos internos flexión costaneras de techo para combinación de cargas: $1*PP + 0,3*Sv + (Sy + 0,3*Sx)$	73
7.17. Esfuerzo interno de flexión en costanera de techo	74
7.18. Ménsula crítica	76
7.19. Carga de diseño ménsula	76

7.20. Diseño rectangular de la viga portante	79
7.21. Viga portante crítica	79
7.22. Esfuerzos internos de flexión a partir de las cargas permanentes totales de diseño en la viga portante	80
7.23. Esfuerzos internos de flexión (M_y) en viga portante	81
7.24. Esfuerzos internos de flexión (M_x) en viga portante	81
7.25. Viga portante sección rectangular	89
7.26. Viga portante sección doble T	90
7.27. Viga salvapilar crítica	91
7.28. Esfuerzos internos a flexión de la viga salvapilar	92
7.29. Viga salvapilar sección rectangular	99
7.30. Viga salvapilar sección doble T	100
7.31. Secciones extremas viga delta	101
7.32. Viga delta - marco rígido crítica	101
7.33. Momento ultimo de diseño viga delta - marco rígido	102
7.34. Diseño viga delta - portante en su altura media	105
7.35. Viga delta - salvapilar crítica	106
7.36. Momento ultimo de diseño viga delta - salvapilar	107
7.37. Diseño viga delta - salvapilar en su altura media	109
7.38. Geometría viga puntal V110	110
7.39. Viga puntal V110 crítica	110
7.40. Esfuerzo de corte por cargas permanentes de cubierta y equipos en viga puntal V110	111
7.41. Esfuerzo de corte por sobrecarga de nieve en viga puntal V110	111
7.42. Esfuerzos internos de flexión del modelo matemático en la viga puntal V110 para las cargas permanentes	112
7.43. Esfuerzos internos de flexión sísmico M_x en viga puntal V110	113
7.44. Esfuerzos internos de flexión sísmico M_y en viga puntal V110	113
7.45. Viga puntal V110 tramo 1	120

7.46. Viga puntal V110 tramo 2	121
7.47. Geometría viga puntal V120	122
7.48. Viga puntal V120 crítica	122
7.49. Esfuerzo de corte por cargas permanentes de cubierta y equipos en viga puntal V120	123
7.50. Esfuerzo de corte por sobrecarga de nieve en viga puntal V120	123
7.51. Esfuerzos internos de flexión del modelo matemático en la viga puntal V120 para las cargas permanentes	124
7.52. Esfuerzos internos de flexión sísmico Mx en viga puntal V120	125
7.53. Esfuerzos internos de flexión sísmico My en viga puntal V120	125
7.54. Viga puntal V120 tramo 1	132
7.55. Viga puntal V120 tramo 2	133
8.1. Desplazamiento relativo eje X memoria original	139
8.2. Desplazamiento relativo eje Y memoria original	139
8.3. Foto 1 truck shop	154
8.4. Foto 2 truck shop	155
8.5. Foto 3 truck shop	155
8.6. Foto 4 truck shop	156
8.7. Foto 5 truck shop	156
8.8. Foto 6 truck shop	157
8.9. Foto 7 truck shop	157
8.10. Foto 8 truck shop	158
8.11. Foto 9 truck shop	158
8.12. Foto 10 truck shop	159
8.13. Foto 11 truck shop	159
8.14. Foto 12 truck shop	160

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

El truck shop es un taller utilizado en la minería para el mantenimiento del equipo pesado que, dadas las grandes dimensiones que presenta y que las zonas de emplazamiento por lo general no son favorables, requiere de especificaciones técnicas especiales para su diseño.

Durante muchos años en Chile se diseñó/construyó los Truck Shop en estructura metálica, pero actualmente se ha diseñado y construido en hormigón prefabricado con nudos rígidos en ambas direcciones (conexiones húmedas) para la división Andina de Codelco.

Esto se ha podido lograr en base a años de estudio y generación de hormigones de alta resistencia $f_c = 50$ Mpa, ya que además estos últimos poseen una relación agua cemento = $A/C < 0,4$ lo cual los hace impermeables según ACI-318 S14. Por otra parte, estas estructuras no poseen mantención y poseen un excelente comportamiento al fuego, este último muy superior a la estructura metálica.

Dado todos los beneficios que trae consigo esta nueva forma de construcción de truck shop y considerando que la minería en Chile es un área que está en constante crecimiento, el número de truck shop construidos en hormigón prefabricado con nudos rígidos ira en crecimiento, por lo que el participar en el diseño de uno, será una grandiosa oportunidad de aprendizaje sobre este tipo de instalaciones, e invaluable experiencia para el futuro profesional.

Por lo expuesto anteriormente se generará un modelo matemático 3D de un truck shop, y a partir de las cargas diseño, se elaboraran las distintas estructuras que lo componen, para proceder con la comparación de los diseños de este estudio con los utilizados en obra, y finalmente concluir en base a los resultados

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos generales

El objetivo general será el modelamiento matemático del Truck Shop de hormigón prefabricado con nudos rígidos de Codelco Andina más el diseño de diversas estructuras que lo componen, a partir de los planos de construcción y la memoria de calculo ya existente, para finalmente, comparar ambos trabajos, y generar una conclusión final.

1.2.2. Objetivos específicos

Para el cumplimiento del objetivo general, se contemplará los siguientes puntos de trabajo

- Generar a partir de los planos de construcción del truck shop un modelo matemático 3D.
- Ingresar las cargas estáticas de diseños, el espectro de diseño y a partir del método de diseño de cargas mayoradas y resistencia reducida (LRFD), calcular las máximas solicitaciones de los distintos perfiles del truck shop.
- Diseñar la armadura de los perfiles del truck shop a partir de su máxima solicitud
- Comparar los resultados de diseño de los perfiles del truck shop con los que se están utilizando para su construcción y concluir a partir de esto.

1.3. Metodología

- **Lectura bibliografía relacionada con la memoria y selección programa:** Se realizara una lectura manual ICHA y memoria de trabajo más material complementario facilitado por el profesor guía y además de seleccionar programa de modelamiento con el cual se trabajara durante el desarrollo de la memoria.
- **Trabajo en modelo geométrico:** A partir de los planos de arquitectura de la obra, se realizará el modelo matemático 3D del truck shop.
- **Introducción cargas y combinaciones:** Se realizará un análisis estático y dinámico del modelo, para lo cual se ingresarán, a partir de la norma chilena, las cargas estáticas, espectro de respuesta a partir de la zona de construcción y las combinaciones del método de cargas mayoradas y resistencia reducida (LRFD), y se revisara que el modelo cumpla con las condiciones de diseño sísmico del país.
- **Diseño armadura de los perfiles del truck shop:** De los resultados obtenidos del análisis dinámico y estático del modelo matemático 3D del truck shop, y a partir de la máxima solicitación, se diseñará la armadura de los distintos perfiles de la obra

- **Análisis resultados y comparativa resultados con los utilizados en la obra:** Se realizará una comparación de los resultados de diseños obtenidos durante el desarrollo de la memoria con los que se utilizaron para la construcción del truck shop de Codelco Andina y se llegarán a las conclusiones

Capítulo 2

Antecedentes

2.1. Minería en Chile y la incorporación del hormigón prefabricado

En Chile, la minería es una de las principales actividades económica del país, representando en promedio entre los años 1996 y 2021 un 10,6 % del PIB nacional (fuente: Medición de Encadenamientos productivos de la industria minera en Chile), bajo esta premisa radica la importancia, de que el desarrollo minero sea acompañado por los avances tecnológicos, que permitan potenciar aún más esta área. Dentro del marco de la construcción, el optimizar los tiempos de puesta en uso de obras fundamentales para el desarrollo de la actividad minera y aumentar la seguridad de los empleados en terreno, es esencial para el crecimiento de la minería, y una de las tecnologías que se ha ido integrando son construcciones con estructuras de hormigón prefabricado.

Durante los últimos años se ha observado una tendencia al alza del uso del hormigón prefabricado dentro de la minería, gracias a los avances tecnológicos más los estudios que demuestran su viabilidad y los beneficios que puede traer al desarrollo de la actividad minera del país. Entre los años 2008 y 2013 el Instituto de Innovación en Minería y Metalurgia, IM2 filial Codelco Chile, llevo a cabo un proyecto en la míneria subteranea para validar el uso de la tecnología de hormigón prefabricado para futuras obras mineras, el cual consistió en el desarrollo de una estructura aporticada y prefabricada para el sostenimiento de tuneles mineros, que se realizo en las minas: "Suapi" de la división "El Teniente", "III Panel" de la división Andina y en "ICO" de la división Salvador. Se tuvo como resultado, que las estructuras aprobaron las pruebas de calidad y ponderaron entre las tres minas una disminución del: 48 % de tiempo de construcción, 42 % de la mano de obra involucrada y 26 % del costo de construcción, teniendo como conclusión el increíble potencial que tienen las estructuras de hormigón prefabricado para la construcción en la minería.

2.2. Truck shop

En el marco de la expansión de la división de Codelco Andina en los trabajos de la séptima etapa en la ampliación de la mina, se está construyendo el primer truck shop de hormigón prefabricado con nudos rígidos del mundo, que será la estructura en la cual se basará esta memoria.

¿Que es un truck shop y cuales beneficios trae su construcción con hormigón prefabricado? Para responder la primera pregunta, es una estación de servicio en donde se realiza la mantención a los camiones de extracción y mineros, lo cual lo convierte una estructura clave para el continuo funcionamiento de la actividad minera, tradicionalmente se construye a partir de estructuras metálicas, dado los elementos externos que dificultan externos como condiciones climáticas y ubicación para construirlo con hormigón in situ, pero con la incorporación del hormigón prefabricado se incorpora esta opción de construcción, y se espera que permita agilizar los tiempos para levantar la obra, disminución del personal en terreno, al requerir menos cantidad de HH y una mayor facilidad de ensamblaje de las piezas prefabricadas, requiriendo cuadrillas de menor tamaño.

Capítulo 3

Bases de diseño

Para el desarrollo del modelo matemático del truck shop y el diseño de sus estructuras, se tomarán los parámetros de cargas, las características y propiedades de materiales de construcción definidos en la memoria de cálculo en la cual se basa este trabajo: **”PROYECTO REPOSICIÓN INFRAESTRUCTURA MANTENIMIENTO MINA RAJO COTA 4000 ETAPA 2 DIVISIÓN ANDINA”**.

3.1. Cargas

3.1.1. Cargas permanentes (PP)

Tabla 3.1: Perfiles estructura, hormigones y cargas permanentes

Estructura	f’c (MPa)	Perfil	Cargas permanentes (PP)
Columna	40	1,2m x 1,2m	3,600 [T/m]
Columna	40	0,8m x 1,2m	2,400 [T/m]
Viga portante cubierta	55	0,6m x 1,35m	1,010 [T/m]
Viga puente grúa	50	0,57m x 1,2m	0,700 [T/m]
Viga puntal	50	0,57m x 1,1m	0,640 [T/m]
Viga puntal	50	0,57m x 1,2m	0,700 [T/m]
Viga puntal	50	0,57m x 0,7m	0,540 [T/m]
Costanera techo	50	-	0,180 [T/m]
Costanera lateral	50	CN50	0,213 [T/m]
Costanera lateral	50	CN45	0,161 [T/m]
Cubierta tipo Kover panel	-	-	20 [kg/m ²]
Equipos de cubierta	-	-	100 [kg/m ²]
Peso PG (35 Ton) +Boggie	-	-	23 [Ton]

3.1.2. Sobrecargas en cubierta (SCt)

Según la norma chilena NCh1537 of 2009, se tiene la siguiente sobrecarga mínima de uso de techo, según el destino de los recintos.

$$\text{Sobrecarga pedestre (SCt)} = 100\text{kgf/m}^2$$

Es importante señalar que este estado de carga no controla el diseño.

3.1.3. Cargas vivas por operación de puente grúa

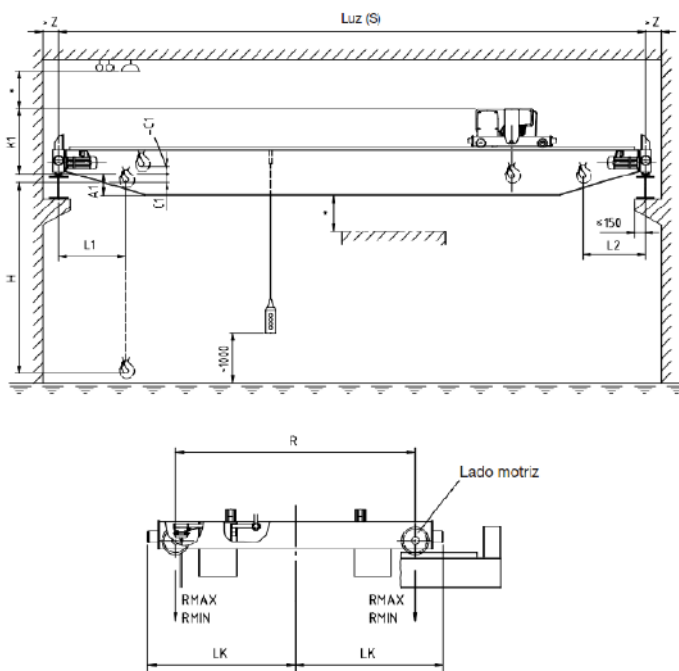


Figura 3.1: Diagrama puente grúa

Se definen las cargas de operación y de impacto.

- El sistema completo pesa 58 [ton], siendo 23 [ton] correspondientes a la carga permanente del puente grúa y 35 [ton] a la carga máxima de operación.
- El impacto vertical de diseño corresponde al 25 % de la carga máxima de operación.
- El impacto horizontal de diseño corresponde al 20 % de la carga máxima de operación.

3.1.4. Sobrecarga de nieve (SCn)

La sobrecarga de nieve, a partir de la norma chilena NCh431 of 2010 y de la zona de emplazamiento del truck shop, el cual esta emplazado en la cota 3700, latitud 33°08'18" (sur),

y de la tabla 1 de la norma NCh431 of 2010, se obtiene la carga básica de nieve (P_g), igual a 1950 [kgf/m²]. Por instrucciones de Codelo, se utiliza el valor del documento ”**ESTUDIO SOBRECARGA DE NIEVE PARA DISEÑO ESTRUCTURAL EN CARTERA DE PROYECTOS ANDINA**”, Sector ID 10 - Sur Sur, en el que se define, una carga básica de nieve (P_g) = 1800 [kgf/m²]. Se calcula la carga efectiva de nieve (P_e) a partir de la ecuación 3.1.

$$P_e = P_g * 0,7 * C_e * C_t * I \quad (3.1)$$

- C_t : Factor térmico, la estructura corresponde a una no calefaccionada. $C_t = 1,2$ (tabla 2 Nch 431 of 2010)
- C_e : Factor de exposición, la estructura esta emplazada en una area montañosa asotada por vientos. $C_e = 0,7$ (tabla 4 Nch 431 of 2010)
- I : Factor de importancia, la estructura entra en la categoría II. $I = 1,0$ (tabla 1 Nch 3171 of 2010)

$$P_e = 0,7 * 0,7 * 1,2 * 1 * 1800 \text{ [kgf/m}^2\text{]} = 1082 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$$

El techo cuenta con una pendiente del 15 %, por lo que para el diseño, se considera que la carga actúa en la proyección horizontal de este.

3.1.5. Viento (V)

Se tienen los siguientes parámetros para el calculo de las cargas de viento

- Velocidad de viento = 50 [m/seg]
- Categoría de exposición D
- Categoría de ocupación II
- Factor de importancia $I = 1,0$

La distribución de velocidades se calcula a partir de la ecuación (21) de la norma NCh 432 of 2010.

$$q_z = 0,613 * K_z * K_{zt} * K_d * V^2 * I \quad (3.2)$$

- K_z : Coeficiente de exposición

Tabla 3.2: Coeficiente K_z/K_h según la altura para exposición D. (Tabla 9 Nch 432 of 2010)

Coeficiente/altura	0 [m]	18 [m]	21,3 [m]	24,4 [m]
K_z/K_h	1,03	1,31	1,34	1,38

- K_{zt} : Coeficiente topografico, se calcula a partir de la ecuación (5) de la norma NCh 432 of 2010.

$$K_{zt} = (1 + K_1 * K_2 * K_3)^2 \quad (3.3)$$

Los coeficientes K_1 , K_2 y K_3 , se obtienen a partir de la tabla 10 de la norma Nch 432 of 2010, estos coeficientes se calculan a partir de la relación de la altura de la columna/escarpe relativa del terreno de donde viene el viento y la distancia del barlovento de la cima de la colina o escarpe, más la forma topográfica de la zona de emplazamiento. Por la memoria de calculo en la cual se basa el diseño de la estructura, se sabe que esta relación es igual a 0,2 y se ubica en un escarpe.

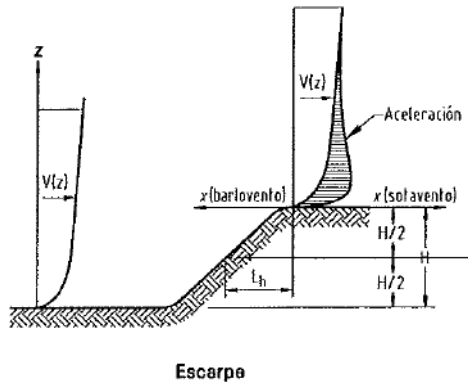


Figura 3.2: Escarpe

1. $K_1 = 0,17$.
2. $K_2 = 1,0$.
3. $K_3 = 1,0$.

$$K_{zt} = 1,37$$

- K_d : Factor de direccionalidad de viento, se obtiene a partir de la tabla 7 de la NCh432 of 2010, al ser un tipo de estructura **SPRFV**. $K_d = 0,85$.

Tabla 3.3: Distribución de velocidades q_z a partir de la altura, muros a barlovento. (Nch 432 of 2010)

Presión q_z /altura	0 [m]	18 [m]	21,3 [m]	24,4 [m]
q_z [kgf/m ²]	187,6	238,6	244,0	251,3

La distribución de velocidades q_h , para muros a sotaventos, muros laterales y techos, se calcula para la altura media de techo, que es igual a 20,215 [m], y se calcula de la ponderación de velocidad en las alturas de 18 [m] y 21,3 [m].

$$q_h = q_z(z = 20,215 \text{ [m]}) = 241,6 \text{ [kgf/m}^2\text{]}$$

La determinación de los coeficientes de presión externa de viento para el cálculo de la presión superficial del viento, se realiza a partir de las tablas 14 y 15 de la Nch 432 of 2010. La tabla 3.4 entrega los valores de C_p para los muros de la estructura, y las tablas 3.5 y 3.6 las del techo, esta última se define considerando un ángulo aproximado de 15° al tener una pendiente de techo del 15 %

Tabla 3.4: Coeficientes de presión externa en muros, tabla de confección propia a partir de la tabla 14 de la Nch 432 of 2010

Superficie	L/B	C_p	Usar con
Muro barlovento	Todos los valores	0,8	q_z
Muros a sotavento	0-1	-0,5	q_h
	2	-0,3	q_h
	1,5	-0,4	q_h
Muros laterales	Todos los valores	-0,7	q_h

Tabla 3.5: Coeficiente de presión externas en techos con dirección perpendicular al muro transversal del truck shop, tabla de confección propia a partir de Nch 432 of 2010

h/L	Distancia del bode del barlovento	C_p
$\leq 0,5$	0 - h	-0,9
	h - 2h	-0,5
	$> 2h$	-0,3

Tabla 3.6: Coeficiente de presión externas en techos con dirección perpendicular al muro longitudinal del truck shop, tabla de confección propia a partir de Nch 432 of 2010

Dirección viento techo	h/L	C_p
Barlovento	$\leq 0,25$	-0,5
Sotavento	$\leq 0,25$	-0,5

3.1.6. Cargas Sísmicas (S)

Análisis modal

El edificio consta de una estructura sismorresistente en base a marcos rígidos en ambas direcciones, para uso industrial - minero, por lo cual se puede enmarcar dentro de la NCH 2369 of 2003. El truck shop esta emplazado en una zona sísmica 2 con tipo de suelo I, y a partir de la ecuación 3.4 se calcula el espectro de respuesta de la estructura.

$$S_a = \frac{2,75 * A_o * I}{R} * \frac{T'}{T} * \left(\frac{0,05}{\xi}\right)^{0,4} \quad (3.4)$$

- I: Coeficiente asociado al factor de importancia, de categoría de ocupación. **I = 1**
- A_o: Aceleración efectiva máxima de la zona sísmica, asociado a la zona de emplazamiento de la estructura. Zona sísmica 2. **A_o = 0.3g** (tabla 5.2 NCH 2369 of 2003).
- R y ξ: Factor de modificación de respuesta y amortiguamiento, asociado al tipo de estructuración y elemento de construcción, como es una estructura prefabricada de hormigón con uniones húmedas dilatadas de los elementos no estructurales. **R = 5** y **ξ = 3%** (tabla 5.5 y 5.6 NCH 2369 of 2003).
- T' y n: Parámetros que dependen del tipo de suelo. **T' = 0,20; n = 1,00**. (tabla 5.4 NCH 2369 of 2003).
- T: Periodo de vibración del modo considerado.

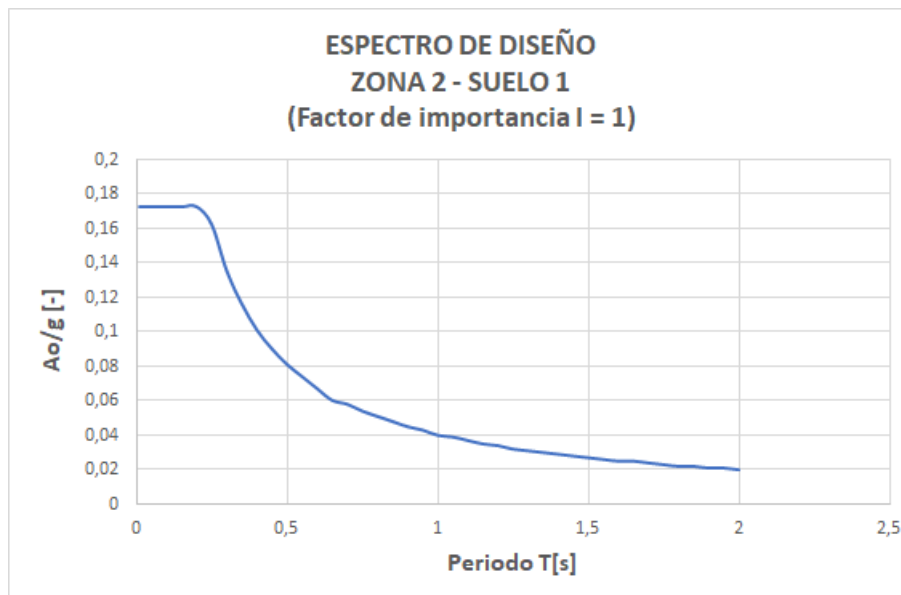


Figura 3.3: Espectro de diseño truck shop Andina

Peso sísmico

Dado que la zona de emplazamiento esta ubicado en la alta cordillera, en donde habitualmente hay importantes cantidades de nieve durante la mayor parte del año, para el cálculo del peso sísmico, se considera un porcentaje asociado a este.

$$Ps = PP + CM + EQ + 50 \% SCnieve \quad (3.5)$$

- Ps: Peso sísmico
- PP: Peso propio
- CM: Carga muerta
- SCnieve: Sobrecarga nieve

Determinación de la deformación elástica máxima

El análisis se realiza con las deformaciones sísmicas reducidas por el factor $R = 5$, y se calcula a partir de la ecuación 3.6.

$$d = R * dd \quad (3.6)$$

- d: Deformación sísmica.
- dd: Deformación sísmica reducida por R, obtenido del modelo matemático.

El factor de reducción R se puede multiplicar por el cociente del corte basal mínimo con el corte del eje x u y respectivamente, entre los valores [1-0,5], en este caso, se tomara el valor 1 directamente al ser el caso más conservador.

La deformación sísmica máxima se calcula a partir de la ecuación 3.7 dado que la edificación entra en la categoría d) otros tipos de estructuras (6-7)

$$dmax = 0,015 * h \quad (3.7)$$

- dmax: Deformación sísmica máxima admisible
- h: Altura del nivel

Límites para el corte basal

Para efectos del diseño, el corte basal no debe ser menor ni mayor a los calculados mediante la ecuación 3.8.

$$Q_{o_{min/max}} = C_{min/max} * I * Ps \quad (3.8)$$

Los coeficientes C_{min} y C_{max} se calculan a partir de las ecuaciones 3.9 y 3.10, este ultimo se obtiene a partir de la tabla 5.7 de la norma NCh2369 of 2003, en función del valor de los coeficientes R , ξ y la zona sísmica de emplazamiento de la zona.

$$C_{min} = 0,25 * 0,3 * \frac{A_o}{g} = 0,075 \quad (3.9)$$

$$C_{max} = 0,23 * 0,7 * \frac{A_o}{g} = 0,1725 \quad (3.10)$$

Lo que implica que para efectos de diseño, el corte basal mínimo y máximo dados por las cargas sísmicas, son iguales a lo entregado por las ecuaciones 3.11 y 3.12

$$Q_{o_{min}} = 0,075 * P_s \quad (3.11)$$

$$Q_{o_{max}} = 0,1725 * P_s \quad (3.12)$$

3.2. Combinaciones de cargas

Para el diseño de la estructura, se utiliza el método de cargas mayoradas y resistencia reducida (LRFD), las combinaciones de cargas son las siguientes.

- CO1 : 1,4PP;
- CO2 : 1,2PP + 1,6SCp + 0,5SCT;
- CO3 : 1,2PP + 1,0SCp + 1,6SCT;
- CO4-C05 : 1,2PP + 1,0SCp \pm (1,4Sx + 0,42Sy) \pm 1,4Sv;
- CO6-C07 : 1,2PP + 1,0SCp \pm (1,4Sy + 0,42Sx) \pm 1,4Sv;
- CO8-C09 : 1,2PP + 1,0SCp \pm (1,4Spx + 0,42Spy) \pm 1,4Sv;
- C10-C11 : 1,2PP + 1,0SCp \pm (1,4Spy + 0,42Spx) \pm 1,4Sv;
- C12-C13 : 1,2PP + 1,0SCp \pm (1,4Snx + 0,42Sny) \pm 1,4Sv;
- C14-C15 : 1,2PP + 1,0SCp \pm (1,4Sny + 0,42Snx) \pm 1,4Sv;
- C16-C17 : 0,9PP \pm (1,4Sx + 0,42Sy) \pm 0,3Sv;
- C18-C19 : 0,9PP \pm (1,4Sy + 0,42Sx) \pm 0,3Sv;
- C20-C21 : 0,9PP \pm (1,4Spx + 0,42Spy) \pm 0,3Sv;
- C22-C23 : 0,9PP \pm (1,4Spy + 0,42Spx) \pm 0,3Sv;

- C24-C25 : $0,9PP \pm (1,4S_{nx} + 0,42S_{ny}) \pm 0,3S_v$;
- C26-C27 : $0,9PP \pm (1,4S_{ny} + 0,42S_{nx}) \pm 0,3S_v$;
- C28-C31 : $1,2PP + 1,6S_{Ct} \pm 0,8V$;
- C32-C35 : $1,2PP + 1,0S_{Ct} + 0,5S_{Ct} \pm 0,8V$;
- C36-C39 : $0,9PP + \pm 1,3V$;

Donde:

- PP: Cargas permanentes, peso propio
- SCp: Carga de uso en pisos
- SCt: Carga de uso en cubiertas.
- Sx y Sy; Sismo según X o Y (X-Y coordenadas en el plano horizontal)
- Spx: Sismo aplicado con C.G desplazado en la dirección +X
- Snx: Sismo aplicado con C.G desplazado en la dirección -X
- Spy: Sismo aplicado con C.G desplazado en la dirección +Y
- Syy: Sismo aplicado con C.G desplazado en la dirección -Y
- Sv: Sismo vertical = $(A_0/g)*I*PP = 0,3*1,0*PP = 0,3*PP$
- V: Viento en dirección X o Y

3.3. Materiales

3.3.1. Sello de fundación y relleno

A partir del informe de mecánica de suelos y la norma NCH 2369 of 2003, se tiene que el sello de fundación corresponde a un suelo tipo I (roca), con una velocidad de propagación de ondas mayor a 900 m/s, sus propiedades mecánicas se señalan en la tabla 3.7.

Tabla 3.7: Propiedades mecánicas sello de fundación

	Valor	unidades
Tensión estática admisible	2,0	[kg/cm ²]
Tensión sísmica admisible	2,8	[kg/cm ²]
Angulo fricción interna	24	[°]

Para las fundaciones, el material de relleno compactado, tiene una densidad de $\rho_r = 1,8$ [ton/m³]

3.3.2. Hormigón armado

Para el diseño, se considera que el hormigón armado tiene una densidad $\rho_h = 2,5$ [ton/m³]. En las tabla 3.8 y 3.9 se especifican los tipos de hormigones utilizados para la construcción de los elementos estructurales de la obra y el diámetro máximo del espesor agregado, para el desarrollo de la memoria, se supondrá que para todas las estructuras a diseñar, se utiliza la gravilla con el máximo diámetro.

Tabla 3.8: Hormigones de construcción para las estructuras del truck shop

Estructura	Grado hormigón
Fundaciones	G30
Pilares	G40
Costaneras	G50
Vigas rigidez techo	G50
Vigas portante techo	G55

Tabla 3.9: Espesor agregado tamaño máximo

Tamaño máximo agregado	
Elementos de espesor >20 [mm]	38 [mm]
Elementos de espesor <= 20 [mm]	19 [mm]

Las vigas portantes, salvapilar y puntales, que se construyen con hormigón G55, se considera para el diseño, las propiedades mecánicas de la tabla 3.10.

Tabla 3.10: Propiedades mecánicas hormigón de diseño

f'ci	350	kgf/cm ²
f'ci	550	kgf/cm ²
Eci	275261	kgf/cm ²
Ec	345058	kgf/cm ²

3.3.3. Acero de refuerzo

Para el diseño de la armadura pretensada, se utiliza acero A630-420H según la norma NCh204 of 2006.

Tabla 3.11: Propiedades mecánicas acero A630-420H

Acero A630-420H		
Limite de fluencia	420	[kgf/cm ²]
Limite de rotura	630	[kgf/cm ²]
Modulo de elasticidad	2000000	[kgf/cm ²]

3.3.4. Acero activo

Se utilizaran cables de una calidad de grado 270 ASTM - 416 de baja relajación, con perdidas máximas por relajación de 3,5 % a las 1000 horas.

Tabla 3.12: Propiedades mecánicas cable pretensado calidad 270 ASTM - 416 de baja relación

Cable pretensado calidad 270 ASTM - 416 de baja relación		
Limite de fluencia	17000	[kgf/cm ²]
Limite de rotura	19000	[kgf/cm ²]

Capítulo 4

Desarrollo modelo matemático

Para el desarrollo del modelo del truck shop, se utiliza el programa RFEM 6 de la empresa alemana DLUBAL SOFTWARE, basándose en el diseño, de los planos de arquitectura originales de la obra.

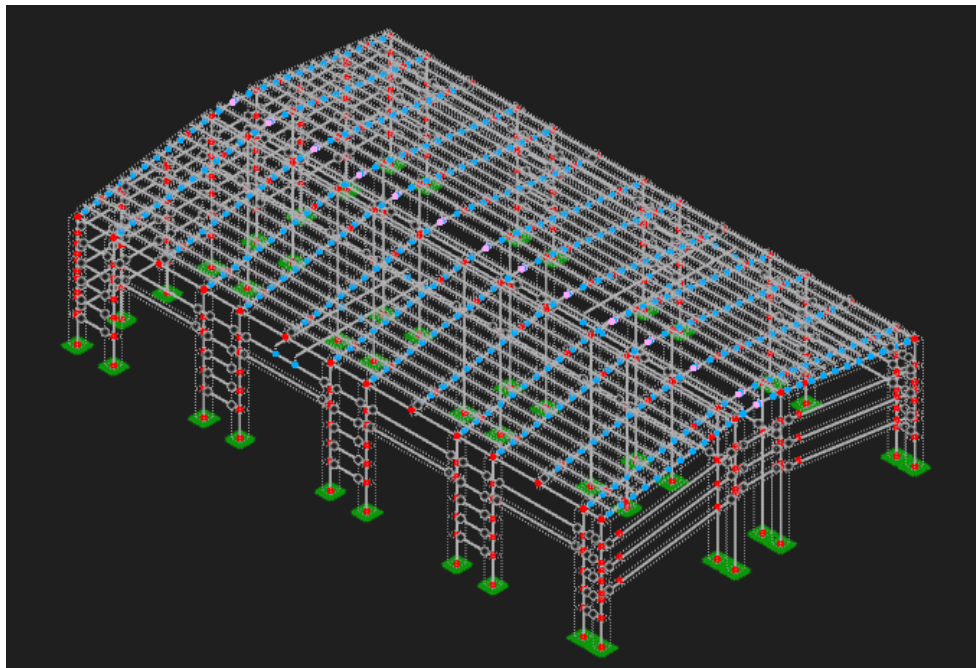


Figura 4.1: Modelo matemático alámbrico truck shop

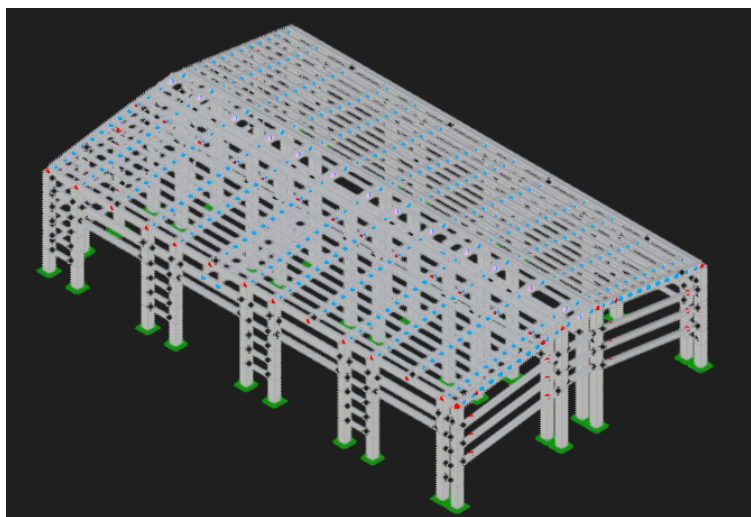


Figura 4.2: Modelo matemático solido truck shop

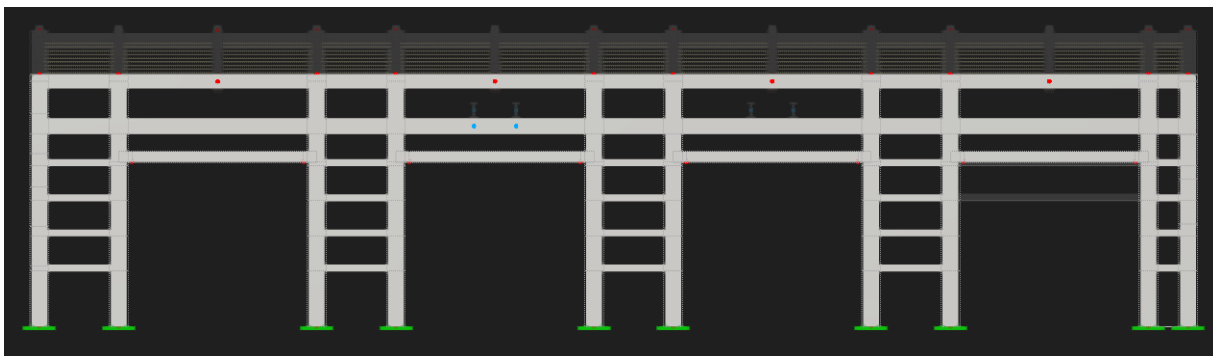


Figura 4.3: Modelo matemático vista longitudinal externa A

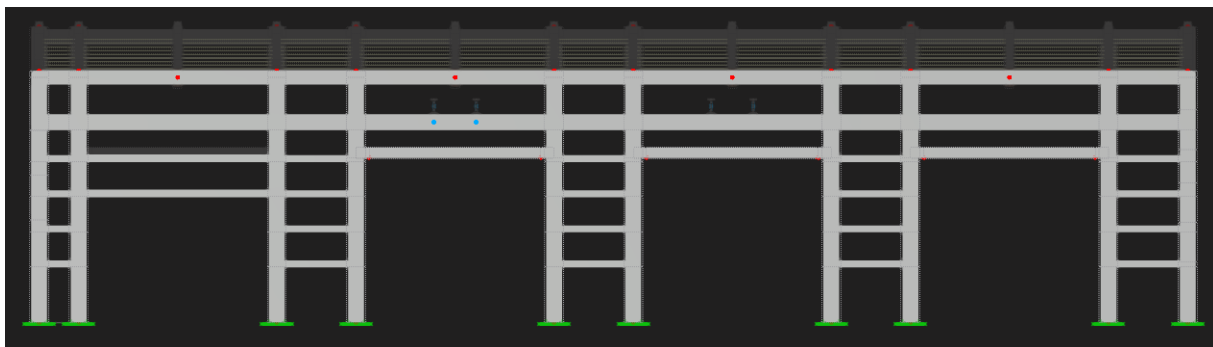


Figura 4.4: Modelo matemático vista longitudinal externa B

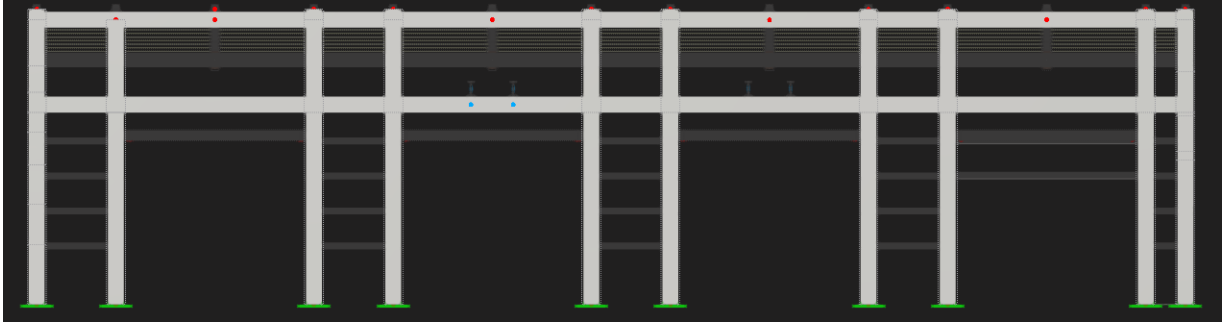


Figura 4.5: Modelo matemático vista longitudinal interna

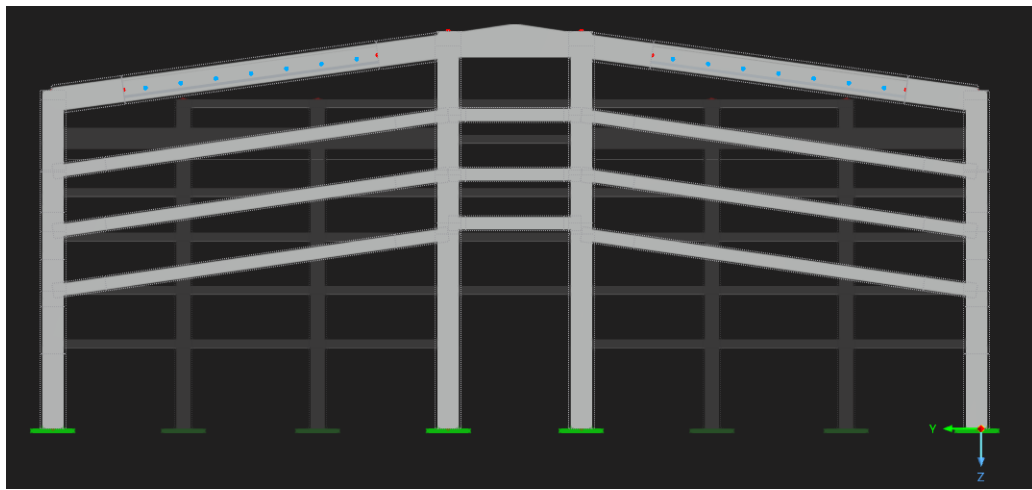


Figura 4.6: Modelo matemático vista transversal A

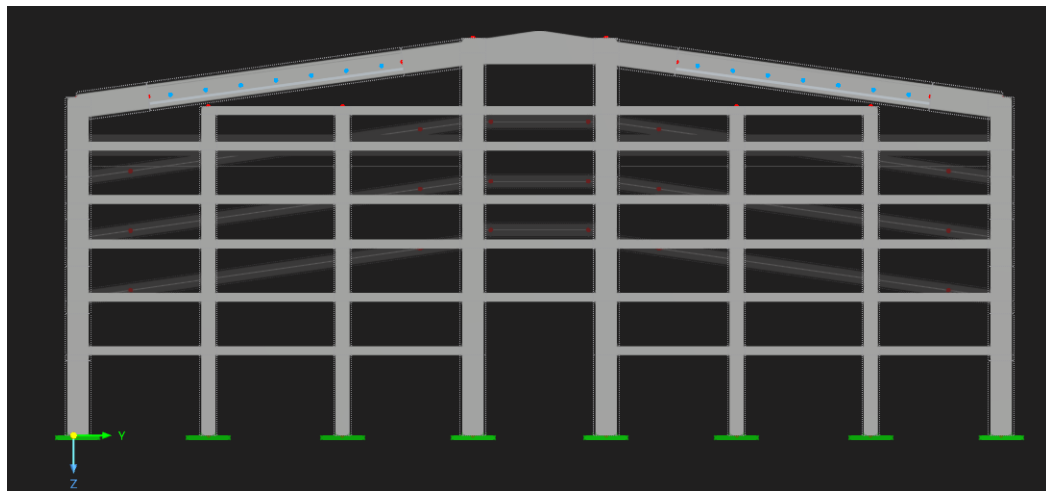


Figura 4.7: Modelo matemático vista transversal B

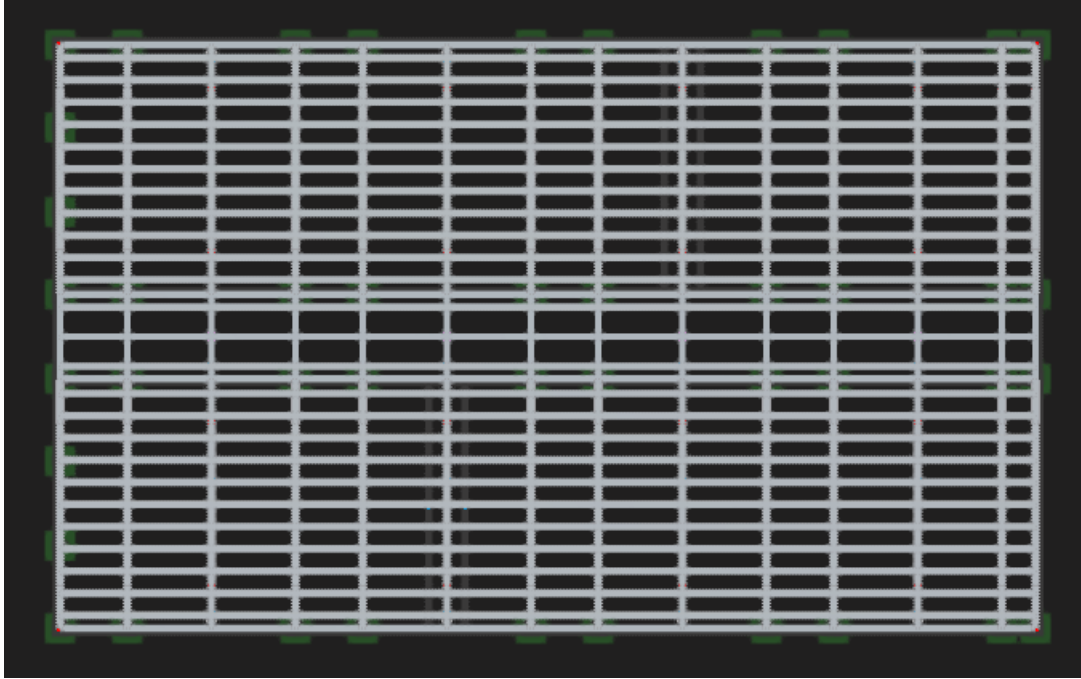


Figura 4.8: Modelo matemático vista techo

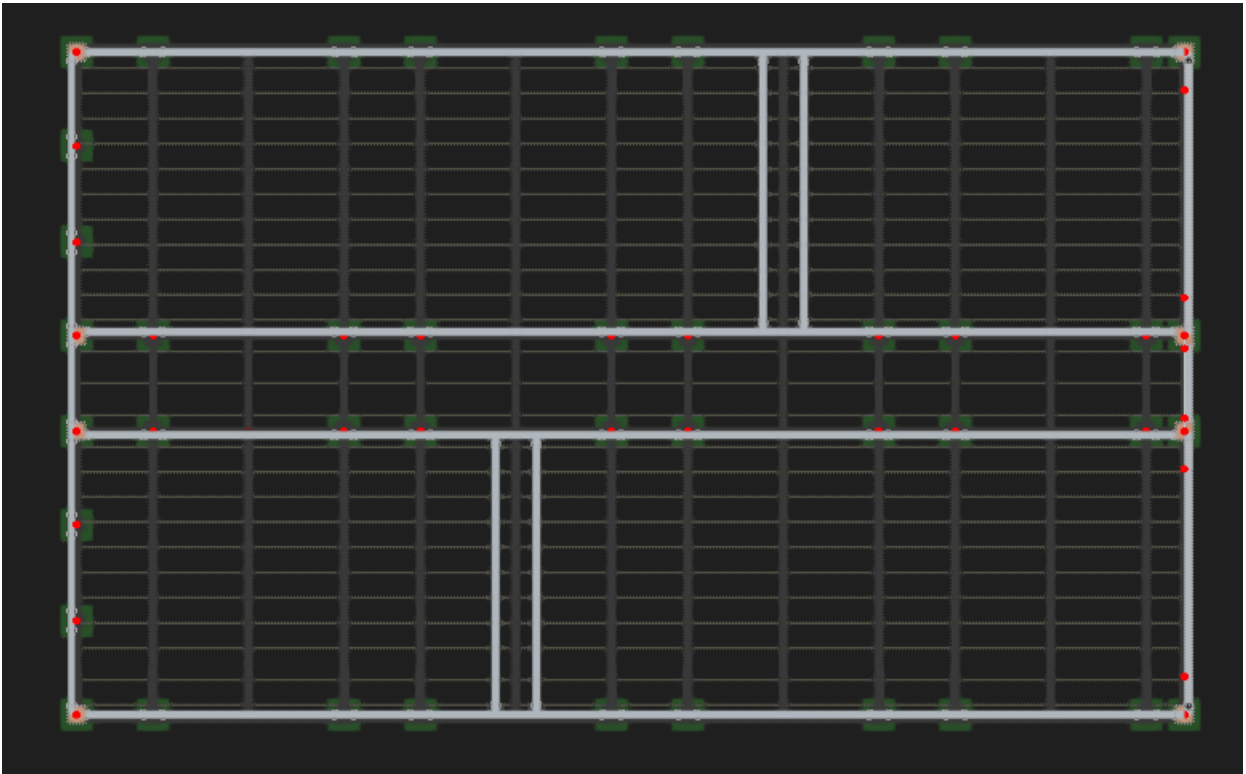


Figura 4.9: Modelo matemático vista planta puente grúa

Capítulo 5

Análisis sísmico

Para el análisis modal, tal como se especifico, se realizo con el peso sísmico calculado con la ecuación 3.5.

$$P_s = 8704 \text{ [tonf]}$$

Una vez corrido el programa, no se pudo alcanzar el 90 % de la masa sísmica exigida por la norma NCh 2369 of 2003, y siguiendo las indicaciones del profesor guía, se acordó avanzar tal que se tenga un porcentaje superior al 85 % de la masa sísmica en cada una de las direcciones superficiales principales (fmex y fmey) para un análisis modal con 50 modos, y de esta forma, se obtuvieron los siguientes valores.

- fmex = 0,864
- fmey = 0,850

El análisis sísmico se realiza con el método de superposición cuadrática completa (CQC), y el corte basal se obtiene de la ecuación 5.1.

$$X = \sqrt{\sum_i \sum_j (p_{ij} * X_i * X_j)} \quad (5.1)$$

- X_i y X_j corresponden al valor máximo del modo con su signo
- C_{ij} corresponde al factor de acoplamiento modal y se calcula a partir de la ecuación 5.2.

$$C_{ij} = \frac{8 * \varepsilon^2 * r^{3/2}}{(1 + r) * (1 - r)^2 + 4 * \varepsilon^2 * (1 + r)} \quad (5.2)$$

- ε es el factor de amortiguamiento definido en las cargas sísmicas y es igual a 3 %
- r es el cociente de $\frac{T_i}{T_j}$

Del análisis se obtuvieron los siguientes cortes basales.

- $Q_x = 252,09$ [tonf]
- $Q_y = 243,62$ [tonf]

Y el corte basal mínimo calculado con la ecuación 3.11 es igual a.

$$Q_{o_{min}} = 652,83 \text{ [tonf]}$$

Se utilizan los siguientes factores de escala para el corte basal los espectros de respuesta

- $f_x = 2,59$
- $f_y = 2,68$

Las figuras 5.1 y 5.2 corresponden a los desplazamientos absolutos máximos de las columnas, que corresponde a la combinación de cargas.

$$1,4 * \text{Sismo} + 0,9 * \text{PP} - 0,3 * \text{Sv}$$

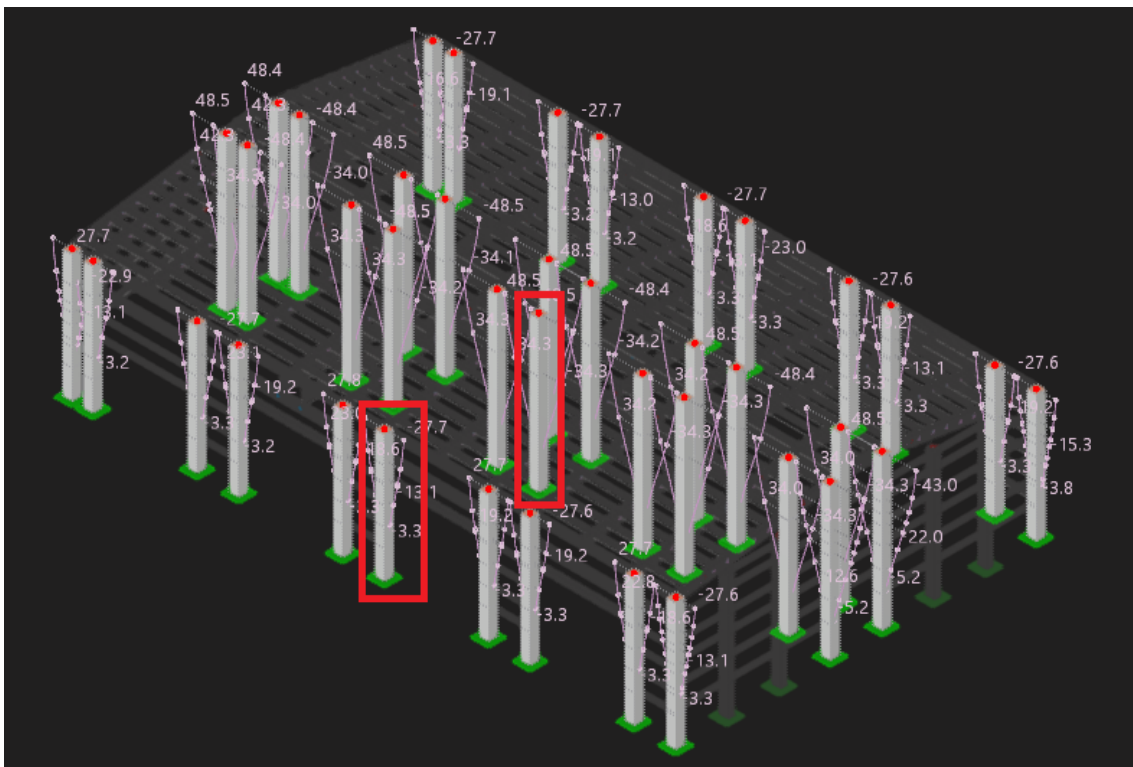


Figura 5.1: Desplazamiento absoluto eje X columnas

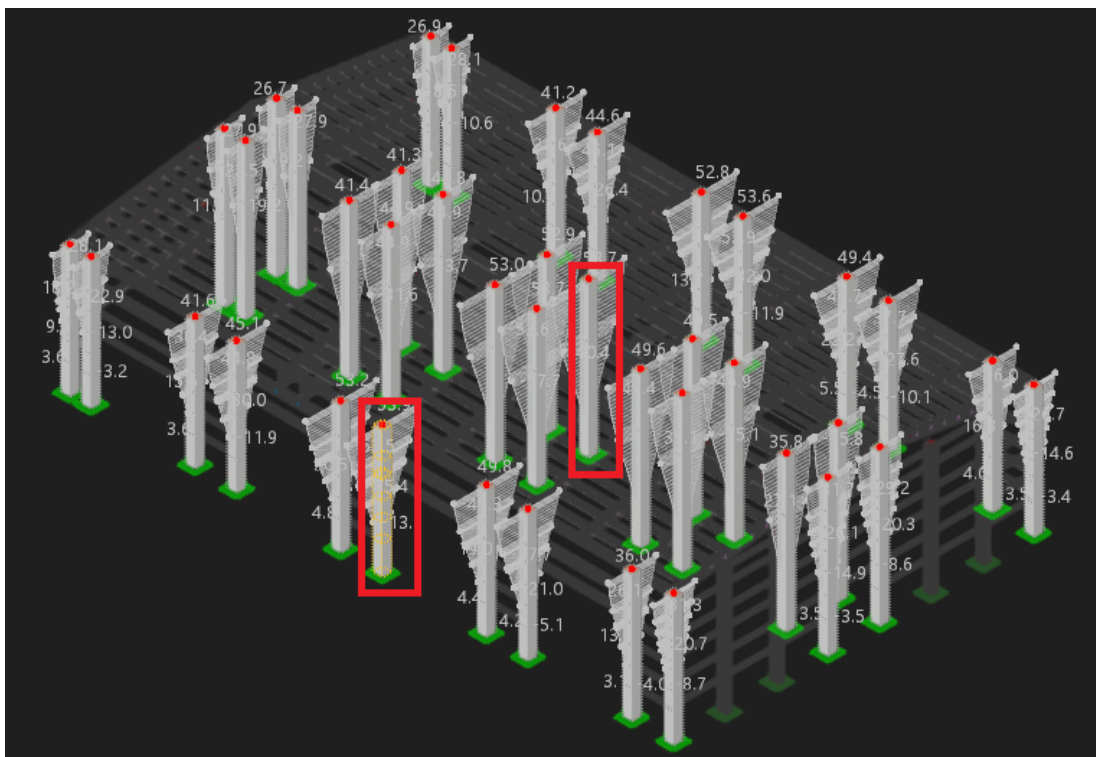


Figura 5.2: Desplazamiento absoluto eje Y columnas

En las tablas 5.1 y 5.2, se calcula el desplazamiento relativos de las columnas marcadas en las figuras 5.1 y 5.2, en donde se corrobora que el desplazamiento relativo sea menor a 0,015 en toda la altura de la columna.

Tabla 5.1: Desplazamientos relativos columnas eje x

Altura nivel [m]	Columna 1		Columna 2	
	Desplazamiento [mm]	Desplazamiento relativo [-]	Desplazamiento [mm]	Desplazamiento relativo [-]
0	0	0,00000	0	0,0000
1	0,3	0,00030	0,3	0,0003
2	1,1	0,00055	0,9	0,0005
3	2,4	0,00080	1,8	0,0006
4	4	0,00100	3,1	0,0008
5	6,1	0,00122	4,6	0,0009
6	8,4	0,00140	6,3	0,0011
7	11,1	0,00159	8,2	0,0012
8	13,9	0,00174	10,1	0,0013
9	16,9	0,00188	12,2	0,0014
10	20	0,00200	14,3	0,0014
11	23,2	0,00211	16,4	0,0015
12	26,4	0,00220	18,4	0,0015
13	29,6	0,00228	20,4	0,0016
14	32,7	0,00234	22,2	0,0016
15	35,7	0,00238	23,8	0,0016
16	38,5	0,00241	25,3	0,0016
17	41,1	0,00242	26,5	0,0016
18	43,4	0,00241	27,4	0,0015
19	45,4	0,00239	-	-
20	47	0,00235	-	-
21	48	0,00229	-	-

Tabla 5.2: Desplazamientos relativos columnas eje Y

Altura nivel [m]	Columna 1		Columna 2	
	Desplazamiento [mm]	Desplazamiento relativo [-]	Desplazamiento [mm]	Desplazamiento relativo [-]
0	0	0,00000	0	0,00000
1	0,4	0,00040	0,5	0,00050
2	1,4	0,00070	1,6	0,00080
3	2,9	0,00097	3,3	0,00110
4	5	0,00125	5,5	0,00138
5	7,4	0,00148	8,2	0,00164
6	10,3	0,00172	11,3	0,00188
7	13,4	0,00191	14,7	0,00210
8	16,8	0,00210	18,3	0,00229
9	20,3	0,00226	22,1	0,00246
10	24	0,00240	26,1	0,00261
11	27,6	0,00251	30	0,00273
12	31,3	0,00261	33,9	0,00283
13	34,8	0,00268	37,7	0,00290
14	38,2	0,00273	41,4	0,00296
15	41,3	0,00275	44,8	0,00299
16	44,2	0,00276	47,9	0,00299
17	46,8	0,00275	50,6	0,00298
18	49	0,00272	52,9	0,00294
19	50,7	0,00267	-	-
20	52	0,00260	-	-
21	52,8	0,00251	-	-

Capítulo 6

Metodología de diseño estructural

En Chile las construcciones a partir de hormigón armado se hacen de las indicaciones de la norma NCh 430 of 2008, la cual adopta como referencia la ACI 319-05 y el decreto No. 60 que se publicó el año 2010, en respuesta al terremoto del 27 de Febrero de dicho año y los daños estructurales que generó. Para el diseño estructural, se utilizara la norma ACI 319-18 y el Manual de diseños de industriales prefabricadas de hormigón. Para el diseño de las distintas estructuras que contempla este trabajo, se utiliza el factor de seguridad definido en el punto 21.2.1 de la ACI 318-19, en la figura 6.1.

Acción o Elemento Estructural		ϕ	Excepciones
(a)	Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.90 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de miembros pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3.
(b)	Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos.
(c)	Torsión	0.75	—
(d)	Aplastamiento	0.65	—
(e)	Zonas de anclajes de postensado	0.85	—
(f)	Cartelas y ménsulas	0.75	—
(g)	Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	—
(h)	Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.90	—
(i)	Elementos de concreto simple	0.60	—
(j)	Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	—

Figura 6.1: Factor de seguridad de elementos estructurales

En la sección 25 de la ACI 318-19, se establecen los valores de recubrimiento específico mínimo de la armadura para las distintas estructuras a diseñar, que se presentan en las tablas: 6.1, 6.2 y 6.3.

Tabla 6.1: Recubrimiento hormigón in situ no preesforzado (ACI 318-19 tabla 25.3.2)

Recubrimiento Hormigón in situ no preesforzado			
Exposición del concreto	Miembros	Refuerzo	Recubrimiento específico [mm]
construido contra el suelo y en permanente contacto	Todos	Todos	75
Expuesto a la interperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50

Tabla 6.2: Recubrimiento hormigón prefabricado no preesforzado (ACI 318-19 tabla 25.1.3.3)

Recubrimiento Hormigón pre fabricado no preesforzados			
Exposición al concreto	Miembros	Refuerzo	Recubrimiento específico [mm]
Expuesto a la interperie o en contacto con el suelo	Todos a excepción de muros	Barras No. 36 o mayores	40
		Barras No. 32 a No. 19	30
		Barras No. 16 o menores	20

Tabla 6.3: Recubrimiento hormigón prefabricado preesforzado (ACI 318-19 tabla 20.5.1.3.3)

Recubrimiento Hormigón pre fabricado preesforzados			
Exposición al concreto	Miembros	Refuerzo	Recubrimiento específico [mm]
Expuesto a la interperie o en contacto con el suelo	Todos a excepción de muros	Tendones con diámetro mayor a 40 [mm]	50
		Tendones con diámetro menor a 40 [mm] y mayor a 16 [mm]	40
		Tendones con diámetro menor a 16 [mm]	30

El espaciamiento libre mínimo entre la armadura longitudinal debe cumplir con los siguientes criterios.

- Para las barras no preesforzadas, colocadas en una misma capa horizontal, el espaciamiento libre debe ser por lo menor mayor o igual al máximo de los siguientes valores: 25 [mm], el diámetro de la barra (db) y 4/3 del espesor agregado (dag).

- Para barras de capas horizontales paralelas, su espaciamiento libre debe ser por lo menos de 25 [mm]
- Para los cables preesforzados, se mantendrá el espaciamiento mínimo específico de 30 [mm], utilizado en la memoria de cálculo original.

En el caso de las columnas, el espaciamiento libre mínimo entre las barras longitudinales se calcula a partir del máximo de las siguientes expresiones.

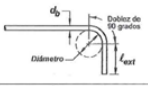
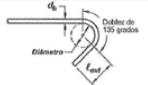
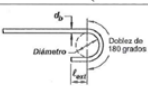
- 40 [mm]
- 1,5 veces el diámetro de la barra (d_b)
- $4/3$ espesor agregado (d_{ag}).

Se desconoce el diámetro máximo del agregado utilizado en las estructuras que se diseñaran en este trabajo, pero de lo señalado en el punto 26,4,2,1 de la ACI 318-19, en donde se recomienda que no sea el factor controlador de espaciamiento, se asumirá que este no controla para efectos de diseño.

Para el diseño de la armadura transversal, el decreto supremo 60 establece los siguientes criterios de diseño

- Espaciamiento máximo del refuerzo transversal tiene que ser menor a 20 [cm]
- En zona crítica de la estructura donde exista riesgo de fluencia de la armadura longitudinal, debe ser menor al mínimo de los siguientes valores: 20[cm] y 6 veces el diámetro de la barra longitudinal
- El diámetro del estribo debe ser igual o menor y un tercio del diámetro de la barra longitudinal.

Tabla 25.3.2 — Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ¹⁾ l_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	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 135 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

¹⁾ El gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento incluye el diámetro interior del doblado específico y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

Figura 6.2: Diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho estándar para estribos y estribos cerrados de confinamiento (tabla 25.3.2 ACI 318-19)

6.1. Fundaciones

Se utilizara el sistema de cáliz para el diseño de las fundaciones, que se muestra en la figura 6.3.

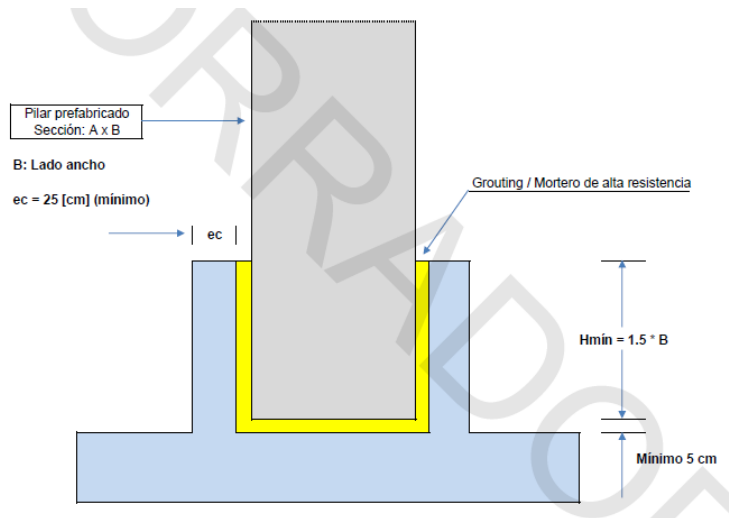


Figura 6.3: Fundación con sistema de cáliz

En las figuras 6.4 y 6.5 se muestran los diagramas utilizados para el diseño de las fundaciones aisladas y combinadas, en la cota 0, se utilizan las cargas entregadas por el modelo matemático Fz , M^* y Q^* , que se calculan a partir de las ecuaciones 6.2 y 6.1 y a nivel de sello de fundación se utilizan las cargas N_{sf} , que considera el peso de la fundación y relleno y M_{sf} , que adiciona el momento generado por el corte en la cota 0, y se calculan a partir de las ecuaciones 6.3 y 6.4.

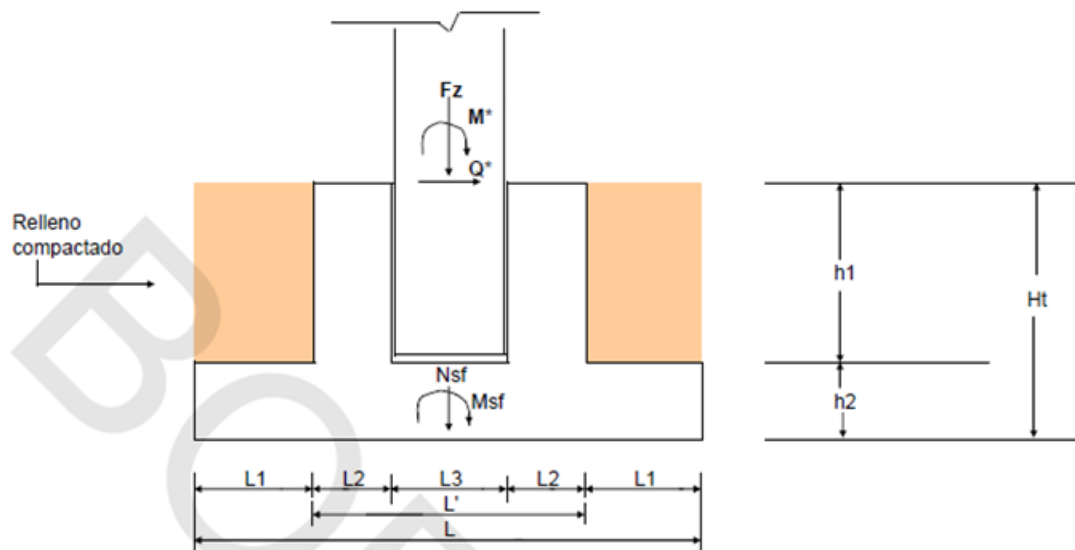


Figura 6.4: Fuerzas y geometría en zapata aislada

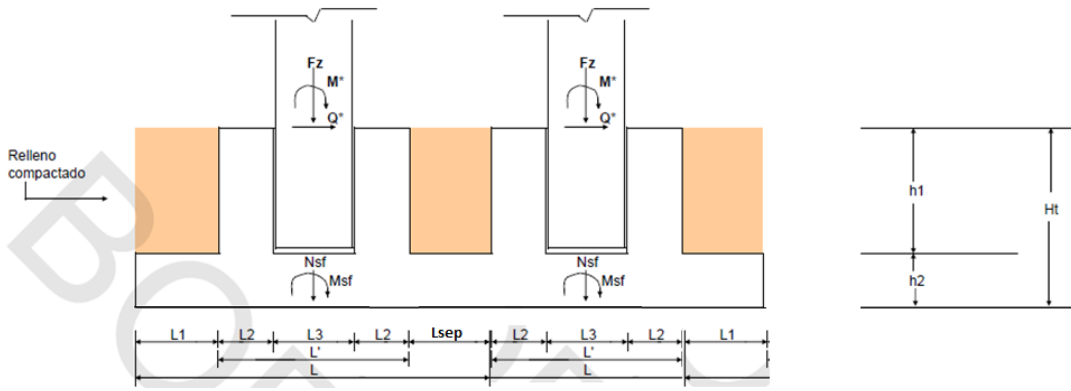


Figura 6.5: Fuerzas y geometría en zapata combinada

$$M^* = \sqrt{Mx^2 + My^2} \quad (6.1)$$

$$Q^* = \sqrt{Qx^2 + Qy^2} \quad (6.2)$$

$$Nsf = Fz + P_{fundacion} + P_{relleno} \quad (6.3)$$

$$Msf = My(Mx) + Fx(Fy) * Ht \quad (6.4)$$

6.1.1. Análisis de estabilidad

Para dicho análisis, se utilizan las combinaciones de carga ASD, la norma NCh 3171 of 2010, establece que se debe cumplir con un factor de seguridad mínimo de 1,5 para volcamiento (Fsv) y deslizamiento (Fsd). A partir de las ecuaciones 6.5 y 6.6 se calculan los valores de Fsv y Fsd .

$$Fsv = (Nsf * L/2)/Msf \quad (6.5)$$

$$Fsd = (Nsf * tg(\phi * 2/3))/Msf \quad (6.6)$$

El ángulo de fricción interna ϕ , se obtiene de la tabla 3.7

Para el diseño a partir de las cargas máximas admisibles, se utiliza la tensión máxima admisible dinámica de la tabla 3.7, y la carga máxima de contacto se calcula a partir de la ecuación 6.7.

$$Smax = \frac{2 * Nsf}{3 * B * ((L/2) - e)} \quad (6.7)$$

La excentricidad de carga (e), se calcula a partir de la ecuación 6.8.

$$e = \frac{Nsf}{Msf} \quad (6.8)$$

6.1.2. Resistencia estructural

Punzonamiento

El calculo de punzonamiento con acción en dos direcciones sin mayoración de carga, y la resistencia nominal V_n , se calcula a partir de la ecuación 6.9.

$$V_n = \phi * 0,265 * (2 + 4/Bc) * \sqrt{f'c * bo * d} \quad (6.9)$$

- Perímetro critico (bo): corresponde a la longitud del tramo donde se espera que se genere la falla por punzonamiento, y se calcula a partir de la ecuación 6.10.

$$bo = (bp + d) * 2 + (hp + d) * 2 \quad (6.10)$$

- Factor de seguridad (ϕ) = 0,75
- Bc se calcula a partir de la ecuación 6.11, con valor máximo 2.

$$Bc = \frac{hp}{bp} \quad (6.11)$$

El corte ultimo por punzonamiento se calcula a partir de la ecuación 6.12

$$Vu = Smax * (B * L - (hp + d) * (bp + d)) \quad (6.12)$$

Corte y flexión losa de fundación

Para el diseño de corte y flexión de la losa de fundación, se diseña como si de una viga se tratase. El corte nominal y ultimo se calculan a partir de las ecuaciones 6.13 y 6.14, las ecuaciones se consideran para valores de $f'c$ en $[kgf/cm^2]$.

$$\phi * V_n = 0,75 * (0,53 * \sqrt{f'c} * bw * d) \quad (6.13)$$

bw es igual al ancho de la losa de fundación.

$$Vu = Smax * \left(\frac{B}{2} - \frac{bp}{2} - d \right) * L \quad (6.14)$$

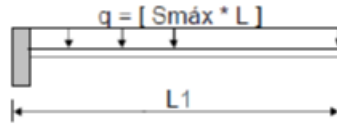


Figura 6.6: Calculo momento ultimo en losa de fundación

Para el diseño a flexión, se utiliza el método de diseño LRFD, en la figura 6.6, se detalla la geometría y la zona de carga de q.

- Largo de voladizo ($L1$) = $L/2 - bp/2$

Mu se calcula a partir de la ecuación 6.15.

$$Mu = A * ((Smax * L) * \frac{L1^2}{2}) \quad (6.15)$$

La amplificación (A) dependerá si es el análisis se realiza a partir de las cargas sísmicas o las de viento. En el caso de la fundación combinada, el tramo entre ambos pilares se analiza como si fuera una viga bi-empotrada y el momento ultimo se calcula a partir de la ecuación 6.16, además, para la fundación combinada, se considera el momento M_{cg} , que corresponde al momento generado por la excentricidad de la carga de ambos pilares.

$$Mu = A * ((Smax * L) * \frac{L1^2}{12}) + M_{cg} \quad (6.16)$$

La cuantía mínima requerida (ρ) se calcula a partir de la ecuación 6.17.

$$\rho = (0,85 * \frac{f'c}{fy}) * (1 - \sqrt{1 - (\frac{2 * Ru}{0,85 * f'c})}) \quad (6.17)$$

$$Ru = \frac{Mu}{0,9 * B * d^2} \quad (6.18)$$

Para diseño del refuerzo de la armadura de flexión en la zapata de fundación, se considera la cuantía mínima de flexión para losas unidireccionales, que se define en el punto 7.6.1 de la ACI 318-19.

$$\rho_{minimo} = 0,0018 * Ag$$

Diseño armadura corte y flexión cáliz

En el diseño se utiliza las cargas al pie del pilar (M^* y Q^*), para calcular el momento último de diseño del caliz, a partir de la ecuación 6.19, y su cuantía mínima de diseño, de la armadura a flexión, se calcula con el mismo método utilizado para la losa de fundación, a partir de la ecuación 6.17, con una altura útil (d) equivalente a la distancia del centro del lado del caliz con la fibra externa del lado contrario.

$$Mu = A * (M^* + h1 * Q^*) \quad (6.19)$$

Para el diseño de estribos, al ser el cáliz un elemento especial de borde, se sigue lo establecido en el punto 18.10 de la ACI 318-19. La zona crítica del cáliz se extiende 30 [cm] desde su borde exterior, y en dicho segmento, se diseñan los estribos a partir de lo establecido en la figura 6.7 y fuera de la zona crítica, se diseñan los estribos según lo indicado en la figura 6.8

Refuerzo transversal	Expresiones aplicables		
$A_{sh}/(sb_c)$ para estribos cerrados de confinamiento rectilíneos	Mayor de	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{cb}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
ρ_s para espirales o estribos cerrados de confinamiento circulares	Mayor de	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{cb}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

Figura 6.7: Diseño estribos de confinamiento para elementos especiales de borde (tabla 18.10.6.4(g) ACI 318-19)

Tabla 18.10.6.5(b) — Espaciamiento vertical máximo del refuerzo transversal en el borde del muro

Grado de resistencia de las barras de refuerzo principal a flexión (MPa)	Refuerzo transversal requerido	Espaciamiento vertical del refuerzo transversal ⁽¹⁾	
420	Dentro del mayor de ℓ_w y $M_u/4V_u$ por encima y por debajo de las secciones críticas ⁽²⁾	Menor de	$6d_b$
			150 mm
	Otras localizaciones	Menor de	$8d_b$ 200 mm

Figura 6.8: Espaciamiento vertical armadura transversa (tabla 18.10.6.5(b) ACI 318-19)

6.2. Columna pórtico especial

Para el diseño de la armadura longitudinal de la columna, al tener la conexión columna - viga en el techo, no se requiere cumplir con el requisito de columna fuerte - viga débil del punto 18.7.3 de la ACI 318-19 para pórticos especiales. El momento nominal de la columna se calcula a partir de la ecuación 6.20, para la condición de pórtico especial, con un factor de seguridad ϕ igual a 0,9

$$Mn = \phi * As * fy / (d - \frac{c}{2}) \quad (6.20)$$

$$c = \frac{Ag * fy}{0,85 * f'c * b} \quad (6.21)$$

Por lo estipulado en el punto 18.7.4 de la ACI 318-19, el área total de refuerzo longitudinal debe ser.

- Mayor al 1 % del área bruta de la columna
- Menor al 6 % del área bruta de la columna

Para el diseño de la armadura de corte en la columna, se calcula el corte ultimo a partir de la resistencia máxima a flexión de este en el rango plástico, considerando una sobrerresistencia de $1,25 * fy$, más lo definido en el punto 18.7.6.1.1 de la ACI 318-19, se calcula el corte de diseño (V_e) partir de la ecuación 6.22, sin reducción de resistencia ($\phi = 1$), finalmente, por su condición de condición de pórtico especial, siguiendo la indicación del punto 21.2.4 de la ACI 318-19, se considera un factor de seguridad ϕ igual a 0,6.

$$V_e = \frac{M_{pr3} + M_{pr4}}{l_u} \quad (6.22)$$

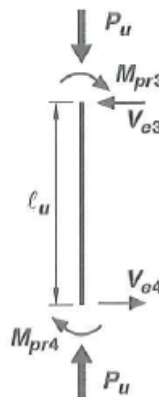


Figura 6.9: Columna pórtico especial (Imagen ACI 318-19 18.6.5.1)

Para el calculo de la corte nominal (V_n), se toma como cero el aporte de corte del hormigón, a partir del cumplimiento de una de las dos siguientes condiciones del punto 18.6.5.1 de la ACI 318-19.

- Esfuerzo interno de corte del modelo matemático mayorado $> 50\%$ de V_e .
- Que la fuerza axial en la columna es menor al 5% de su capacidad máxima de resistencia a la compresión.

6.2.1. Confinamiento

Para el diseño, se utilizan estribos de confinamiento cerrados rectilíneos. La longitud de confinamiento (l_o) se define en el punto 18.7.5.1 de la ACI 318-19, este se debe medir desde la cara del nudo en ambos extremos y debe ser por menos, el mayor de los siguientes tres valores.

- Altura de la columna en la cara del nudo donde puede ocurrir la fluencia por flexión
- un sexto de la luz libre de la columna
- 450 [mm]

Para el calculo de la cuantía mínima en la zona confinada de la armadura transversal, de lo definido en el punto 18.7.5.4 de la ACI 318-19, se utiliza el máximo de las ecuaciones 6.23 y 6.24.

$$A_{sh}/(s * bc) = 0,3 * \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (6.23)$$

$$A_{sh}/(s * bc) = 0,09 * \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (6.24)$$

- A_{sh} : Área armadura transversal
- A_{ch} : Área confinada por estribos
- s : Espaciamiento estribos transversales
- bc : Altura efectiva estribo

La separación máxima [mm] de estribos en la zona de confinamiento, que se detalla en el punto 18.7.5.3 de la ACI 319-19, debe ser menor al mínimo de los siguientes valores.

- La cuarta parte de la menor dimensión de la columna

- Dado que se esta utilizando acero de grado 420, no puede ser mayor a seis veces el diámetro de la armadura longitudinal
- De la ecuación 6.25, 'so' debe ser mayor o igual a 100 [mm] y menor o igual a 150 [mm]. h_x corresponde a la distancia mayor entre ramas de estribos adyacentes.

$$s_o = 100 + \frac{350 - h_x}{3} \quad (6.25)$$

6.2.2. Condiciones de diseño generales de la armadura transversal y longitudinal

Para el diseño de la armadura longitudinal y estribos, se debe cumplir con los criterios del punto 25.7.2 de la ACI 318-19

Espaciamiento

- El espaciamiento máximo en la zona no confinada, de centro a centro de los estribos, debe ser el mínimo de: 6 veces el diámetro de la barra longitudinal, 150 [mm] y tomando el criterio conservador del espaciamiento establecido en la tabla 10.7.6.5.2 de la ACI 318-19, un cuarto del lado más corto de la columna.
- La distancia máxima entre ramas de estribos es de 350 [mm]
- El ángulo interior del estribo para las barras longitudinales de esquina y barras alternas, no puede ser mayor a 135°
- Las barras longitudinales que no estén apoyadas lateralmente por estribos, no pueden estar separados por más de 150 [mm]

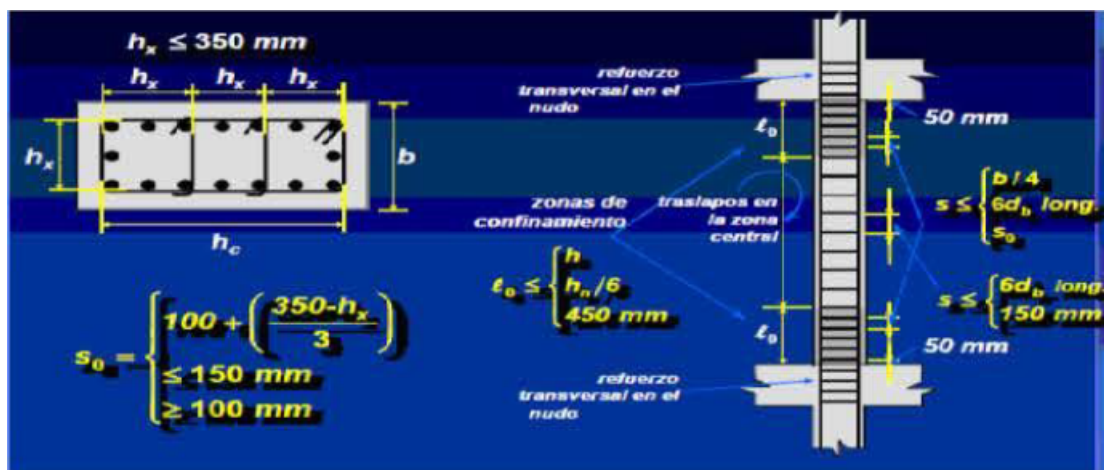


Figura 6.10: Condiciones de diseño columna marco especial. (Imagen sacada de memoria de calculo)

6.3. Pernos de conexión costanera techo

Para el diseño, se siguen las indicaciones del "manual de diseño de estructuras prefabricadas de hormigón".

La sección mínima del perno, se calcula a partir del corte puro, de la ecuación 6.26.

$$Vu = Fc < 0,5 * As * Fy \quad (6.26)$$

- Fc: Fuerza sobre cada conector.

Se verifica que la costanera no falle en rotura por cono de falla o aplastamiento de hormigón, a partir de la fórmula de Hawkins, de la ecuación 6.27, y en la dirección del borde libre, se corrobora que no se genere este tipo de falla por falta de distancia a partir de la ecuación 6.28.

$$\phi * Vn = Vnc = \sqrt{f'c} * d^{1/3} * (8,5 * Le * d + 150) \quad [f'c = kgf/cm^2] \quad (6.27)$$

$$\phi * Vn = Vnc = 3,5 * m^{1,5} * \sqrt{f'c} \quad [f'c = kgf/cm^2] \quad (6.28)$$

- Le: Longitud de empotramiento.
- m: Distancia conector del borde.

Y se corrobora en la ecuación 6.29 si sera requerido armadura de confinamiento en el perno.

$$m > d * \frac{Fy}{2,75 * \sqrt{f'c}} \quad (6.29)$$

Si m es menor al valor calculado en la ecuación 6.29, se requerirá armadura de confinamiento, que se calcula a partir de la ecuación 6.30.

$$A_{conf} = Fc / (0,9 * 4,2 [tonf/cm^2]) \quad (6.30)$$

6.4. Ménsula

6.4.1. Determinación geometría

Se verifica en primera instancia, que se cumplan las condiciones de diseño del punto 16.5.1.1 de la ACI 318-19, para el diseño a partir del método planteado en la sección 16.5 de dicho manual, que son las siguientes.

- $av/d \leq 1$
- $N_{uc} \leq V_u$

Se toma el diseño de la figura 6.11 para la confección de la ménsula

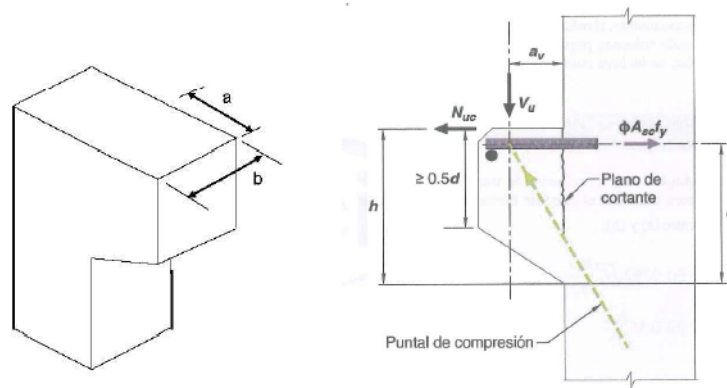


Figura 6.11: Geometría ménsula

Para el diseño de la altura de borde la mensula (d), a partir de lo especificado en el punto 16.5.2.4 de la ACI 318-19, debe ser tal que se cumpla que los valores de las ecuaciones 6.31, 6.32 y 6.33, sean mayores a V_u/ϕ

$$V1 = 0,2 * f'c * bw * d \quad [f'c = MPa] \quad (6.31)$$

$$V2 = (3,3 + 0,08 * f'c) * bw * d \quad [f'c = MPa] \quad (6.32)$$

$$V3 = 11 * bw * d * [MPa] \quad (6.33)$$

El área de apoyo mínima de la ménsula se determina de la ecuación 6.34 de la resistencia efectiva, a partir de lo señalado en el segmento (e) del punto 21.2.1 de la ACI 318-19, se considera un factor de seguridad ϕ de 0,75.

$$V_u \leq \phi * (0,75 * f'c * A) \quad (6.34)$$

6.4.2. Diseño armadura

Para el diseño de la armadura principal (A_{sc}) y los estribos (A_v), que se muestran en la figura 6.12, a partir de lo señalado en el punto 16.5.5 de la ACI 318.19, A_{sc} debe superior al mayor de los valores de las ecuaciones 6.35, 6.36 y 6.37.

$$A_{sc1} = A_f + A_n \quad (6.35)$$

$$A_{sc2} = A_v f + A_n \quad (6.36)$$

$$A_{sc3} = (f'_c / f_y) * (b_w * d) \quad (6.37)$$

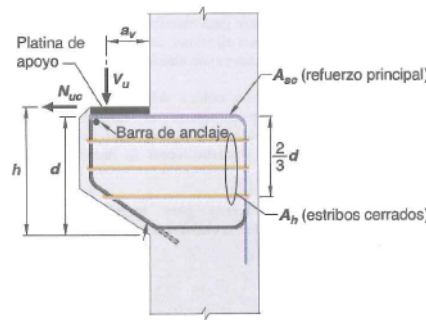


Figura 6.12: Diagrama ménsula con armadura

A_f corresponde al refuerzo por flexión requerido, y se calcula de la ecuación 6.38.

$$A_f = M_u / (\phi * f_y * j d) = (V_u * \frac{a_v}{2} + N_{uc} * (h - d)) / (\phi * f_y * j * d) \quad (6.38)$$

' a_v ' se toma como la mitad de la longitud de ' a ' de la figura 6.11 y N_{uc} corresponde a la fuerza axial mayorada producida por la carga sísmica, que se calcula a partir de la ecuación 6.39, siendo C_{max} coeficiente sísmico máximo calculado en la ecuación 3.10.

$$N_{uc} = C_{max} * V_u * 1, 2 \quad (6.39)$$

' j ' corresponde a la eficiencia esperada de la armadura, y para efectos de diseño, se utilizara el mismo de la memoria de calculo en la cual se basa este trabajo, del 90 %. A_n corresponde al refuerzo requerido por tensión directa y se calcula de la ecuación 6.40.

$$A_n = N_{uc} / (\phi * f_y) \quad (6.40)$$

A_{vf} es el refuerzo de fricción por cortante requerido, que se calcula de la ecuación 6.41, y corresponde al coeficiente de fricción, que es igual a 1,4 y se obtiene de la tabla 22.9.4.2 de la ACI 318-19.

$$A_{vf} = Vu / (\phi * f_y * u) \quad (6.41)$$

Para el refuerzo por cortante horizontal (A_h), de la figura 6.12, a partir de lo señalado en el punto 16.5.5.2 de la ACI 318-19, se calcula el mínimo requerido de la ecuación 6.42, una vez ya definido A_{sc} .

$$A_h = 0,5 * (A_{sc} - A_n) \quad (6.42)$$

6.5. Vigas

6.5.1. Esfuerzos internos

El calculo manual de los esfuerzos internos en la viga se hace a partir de los diagramas de las figuras 6.13, 6.14, 6.15, 6.17

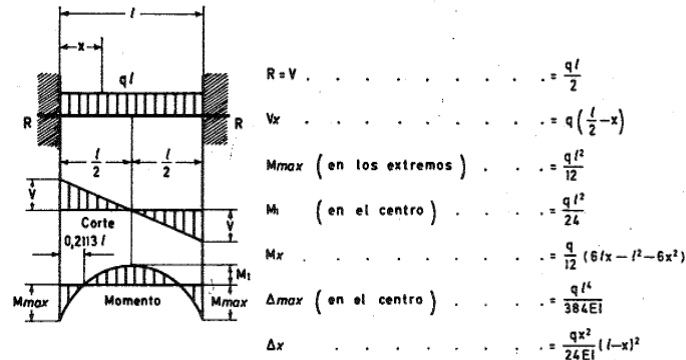


Figura 6.13: Viga bi-empotrada con carga distribuida uniforme

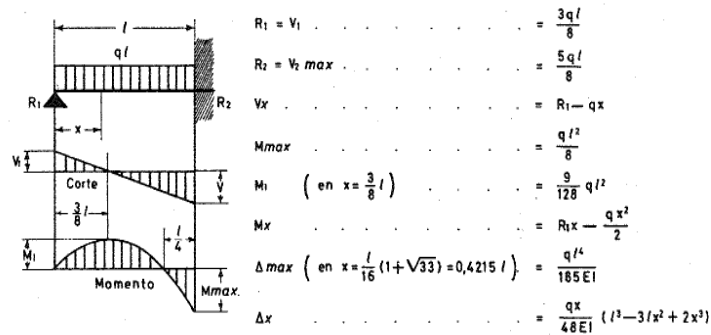


Figura 6.14: Viga empotrada - rotulada con carga distribuida uniforme

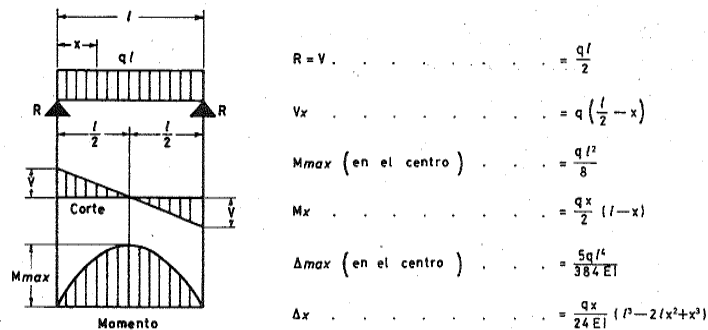


Figura 6.15: Viga bi-rotulada con carga distribuida uniforme

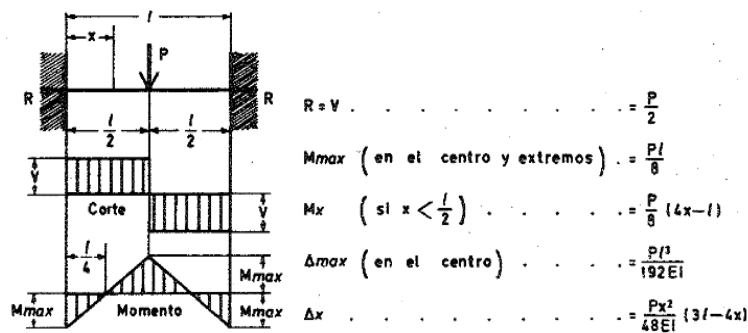


Figura 6.16: Esfuerzos internos en vigas bi-empotradas para cargas puntuales céntricas.

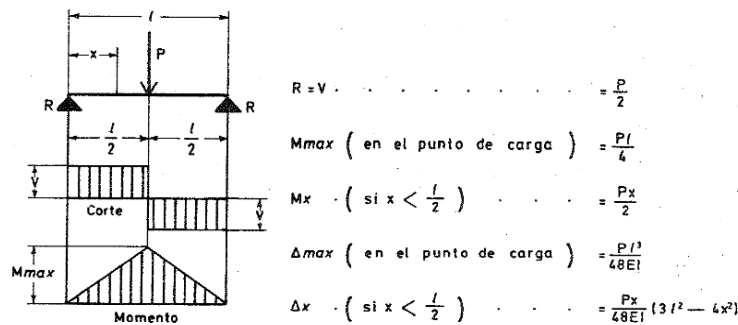


Figura 6.17: Esfuerzos internos en vigas bi-rotuladas para cargas puntuales céntricas.

6.5.2. Diseño armadura pasiva

La armadura pasiva se diseña para resistir los momentos negativos en los extremos empotrados de las vigas, y como antes de hormigonar los nudos rígidos, se realiza el montaje de las costaneras de techo, el momento generado por este y el peso propio de la viga, no será parte de este diseño, dado que dicha carga la toma la armadura activa.

De las ecuaciones 6.20 y 6.21, se calcula y diseña, la armadura pasiva de la viga, más lo señalado en el punto 9.6.1 de la ACI 318-19, la armadura mínima debe ser superior a lo calculado en la ecuación 6.43.

$$f_{smin} = \max\left(\frac{0,25 * \sqrt{f'c} * bw * d}{fy}; \frac{1,4 * bw * d}{fy}\right) \quad [f'c = MPa] \quad (6.43)$$

Las barras longitudinales en los extremos que se diseñan para resistir los momentos negativos en la viga, el empotramiento tendrá una extensión de 4 [m], que corresponde a la misma extensión utilizada en obra y se mantendrá dicho diseño en todas las vigas que se diseñaran para este trabajo de título.



Figura 6.18: Extensión empotramiento armadura longitudinal pasiva vigas

Tal como se explico en la sección de las columnas, las vigas que forman parte del pórtico especial, al ser conexiones al nivel de techo, no requiere cumplir con la condición columna fuerte - viga débil.

6.5.3. Diseño armadura activa

La armadura activa se diseña con excentricidad constante, tal como se muestra en la figura 6.19.

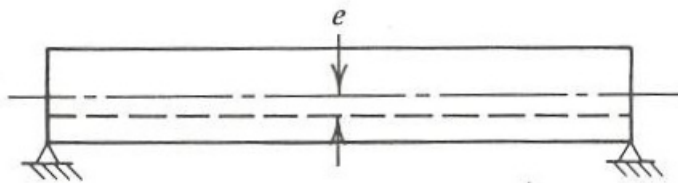


Figura 6.19: Viga con cables preesforzados con excentricidad constante

Calculo esfuerzos a compresión y tensión en fibras más externas en las distintas etapas del pretensado

Para efectos de diseño, a partir de la información entregada en la memoria de calculo "PROYECTO REPOSICIÓN INFRAESTRUCTURA MANTENIMIENTO MINA RAJO COTA 4000 ETAPA 2 DIVISIÓN ANDINA", se considera un 10% de perdida de fuerza de pretensado instantánea y un 20% diferidas en el tiempo, y se utilizan las propiedades mecánicas y el recubrimiento mínimo del cable de pretensado de las tablas 3.12.

- Etapa "0": Tensiones en vacío, se realiza el análisis a una distancia $X = 1[m]$ del extremo de la viga, considerando solamente el peso propio de la viga a una distancia $X = 1 [m]$, y se considera solamente la perdida de pretensado instantaneas.
- Etapa 1: Al momento de cortar los cables del pretensado, se diseña para la carga muerta total, y al igual que en la etapa "0", se considera solamente la perdida de pretensado instantáneas.
- Etapa 2: Se diseña para la carga muerta total para un tiempo infinito, por lo que se considera la fuerza de pretensado efectiva.

- Etapa 3: Considerando la existencia de una sobrecarga del 100 %, manteniendo el mismo criterio utilizado en la etapa 2 para las cargas muertas.

Las tensiones generadas en la fibra superior y inferior de la viga en las distintas etapas se calculan a partir de las ecuaciones 6.44 y 6.45.

$$f_{sup} = \frac{T}{Ac} * \left(1 - \frac{e * c1}{r^2}\right) + \frac{M}{S1} \quad (6.44)$$

$$f_{inf} = \frac{T}{Ac} * \left(1 + \frac{e * c1}{r^2}\right) - \frac{M}{S2} \quad (6.45)$$

Verificación límites tensionales

Los límites de estados tensionales de compresión y tracción en la viga, depende de la etapa en la que se encuentre, la ubicación en la viga y del tiempo transcurrido, que se definen en la sección 24.5 de la ACI 318-19. Para la etapa 0 y 1, se calcula a partir de las ecuaciones de las figuras 6.20 y 6.21

Ubicación	Límite del esfuerzo a compresión
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$0.70 f'_{ci}$
En otras ubicaciones	$0.60 f'_{ci}$

Figura 6.20: Limite para esfuerzos a compresión en el concreto después de la aplicación del pretesado (tabla 24.5.3.1 ACI 318-19)

Ubicación	Límite del esfuerzo a tracción en el concreto
En los extremos de miembros simplemente apoyados	$0.5 \sqrt{f'_{ci}}$
En otras ubicaciones	$0.25 \sqrt{f'_{ci}}$

Figura 6.21: Limite para esfuerzos a tracción en el concreto después de la aplicación del pretesado (tabla 24.5.3.2 ACI 318-19)

El límite de tensión a compresión en la viga preesfzada cuando ya ha alcanzado su resistencia máxima a los 28 días, se calcula a partir de las ecuaciones de la figura 6.22

Condición de carga	Límite del esfuerzo a compresión en el concreto
Preesfuerzo mas cargas permanentes en el tiempo	$0.45 f'_c$
Preesfuerzo más todas las cargas	$0.60 f'_c$

Figura 6.22: Limite para esfuerzos a compresión en el concreto bajo las cargas de servicios (tabla 24.5.4.1 ACI 318-19)

Se diseña la armadura activa, en base a la la tracción máxima que alcanza la viga (f_t) dentro del rango de transición, entre fisurado y no fisurado, que se calcula a partir de la ecuación 6.46, que se obtiene de la tabla 24.5.2.1 de la ACI 318-19.

$$0,62 * \sqrt{f'_c} < f_t \leq \sqrt{f'_c} \quad (6.46)$$

A partir de lo anteriormente expuesto, en las tablas 6.4 y 6.5, se muestran los limites tensionales en la fibra superior e inferior en la extensión de la viga y en las distintas etapas del pretensado.

Tabla 6.4: Limites de esfuerzos tensionales después de aplicación pretensado ($f'_{ci} = 350 \text{ kgf/cm}^2$)

Limite esfuerzo compresión concreto en extremos	245,00	[kgf/cm ²]
Limite esfuerzo compresión concreto en otras ubicaciones	210,00	[kgf/cm ²]
Limite esfuerzo tracción concreto en extremos	29,28	[kgf/cm ²]
Limite esfuerzo tracción concreto en otras ubicaciones	14,64	[kgf/cm ²]

Tabla 6.5: Limites de esfuerzos tensionales para tiempo infinito ($f'_c = 550 \text{ kgf/cm}^2$)

Limite esfuerzo compresión para cargas permanentes	247,50	[kgf/cm ²]
Limite esfuerzo compresión más todas las cargas	330,00	[kgf/cm ²]
Limite esfuerzo tracción concreto (clase T)	73,42	[kgf/cm ²]

Calculo momento nominal a flexión

La resistencia nominal a flexión (M_n) de la viga con la armadura activa y pasiva, se calcula a partir de la ecuación 6.47, y para dicho calculo, se considera solamente la armadura activa que se encuentra en la zona de la viga a tracción

$$\phi * M_n = \phi * (A_p * f_{su} * (d_p - \frac{a}{2}) + A_s * f_y * (d - \frac{a}{2})) \quad (6.47)$$

- f_{su} : tensión que alcanza los cables preesforzados cuando la viga alcanza su resistencia nominal a flexión, y se calcula a partir de la ecuación 6.48.

$$f_{su} = f_{pu} * (1 - 0,6 * \rho * \frac{f_{pu}}{f'_c}) \quad (6.48)$$

- El valor de 'a' se calcula a partir del equilibrio de la fuerza equivalente a compresión en la viga su fibra extrema tiene una sollicitación equivalente a f'_c y la fuerza del pretensado.

$$a = \frac{A_p * f_{ps} + A_s * f_y}{0,85 * f'_c * b} \quad (6.49)$$

- El factor de β_1 depende de la resistencia máxima del hormigón (f'_c) y se calcula a partir de las ecuaciones de la figura 6.23

f'_c , MPa	β_1	
$17 \leq f'_c \leq 28$	0.85	(a)
$28 < f'_c < 55$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$	(b)
$f'_c \geq 55$	0.65	(c)

Figura 6.23: Factor β_1 , que se calcula a partir de la tabla 22.2.2.4.3 de la ACI 318-19

Para definir el factor de reducción de resistencia del momento nominal de viga, se debe verificar si este falla por compresión, tracción o una transición entre ambos. En la figura 6.24, se muestran criterios equivalentes para clasificar el comportamiento esperado en la viga a partir de lo establecido en en punto 21.2 de la ACI 318-19.

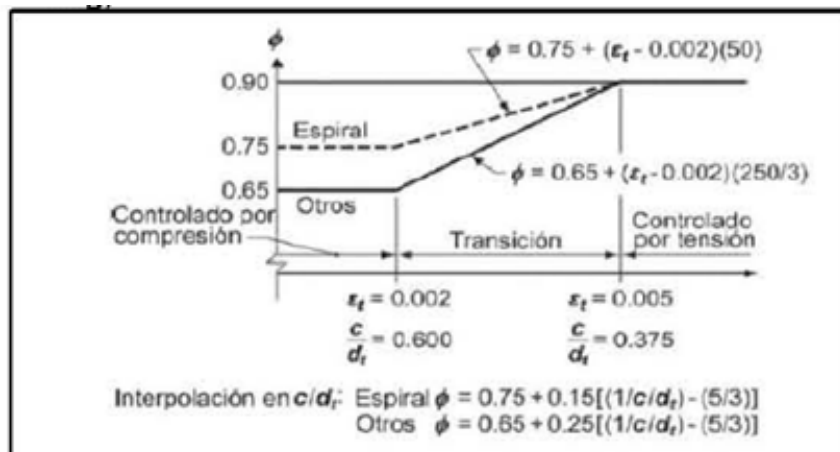


Figura 6.24: Factor de reducción del momento nominal de la viga si el mecanismo de falla es controlado por la compresión, tracción o transición

Calculo de momento de ruptura

Para vigas con armadura activa, a partir de lo señalado del punto 9.6.1 de la ACI 318-19, la cantidad total de armadura debe ser tal que se resista 1,2 veces la carga de fisuración (f_r) de la viga, en la ecuación 6.50, que se define en el punto 19.2.3 de este mismo código, y se calcula a partir de la ecuación.

$$f_r = 1,94 * \sqrt{f'c} \quad [f'c = kgf/cm^2] \quad (6.50)$$

El momento de ruptura se calcula a partir de la ecuación 6.51

$$M_{cr} = (T * e) + \frac{T * S^2}{A} + f_r * S^2 \quad (6.51)$$

Verificación deflexión máximas

La deflexión máxima que pueden experimentar las vigas se define en la tabla 24.2.2 de la ACI 318-19, como todas las vigas soportan o están ligados a elementos estructurales, más no ser susceptibles a sufrir daño debido a grandes deformaciones, el limite de deflexión se establece como

$$\text{Deflexión máxima} = L/240$$

Los cables preesforzados, al tener excentricidad constante, la deflexión que generan, se calcula a partir de la ecuación 6.52

$$\Delta = \frac{1}{8} * \frac{T * e * L^2}{E * I} \quad (6.52)$$

Para una fase temprana de la viga (etapa 1), se considera el modulo de elasticidad de $f'ci$, para tiempo infinito (etapa 2 y 3) se considera el modulo de elasticidad de $f'c$. En la etapa 1 y 2, al no estar los NNRR hormigonados todavía, la deflexión producto de las cargas longitudinales se calcula a partir de la ecuación 6.53, y en el caso de las cargas puntuales, a partir de la ecuación 6.54.

$$\Delta = \frac{5 * q * L^4}{384 * E * I} \quad (6.53)$$

$$\Delta = \frac{P * L^3}{48 * E * I} \quad (6.54)$$

Para el 100% de sobrecarga, los NNRR ya estan hormigonados, por lo que se calcula a partir de la ecuación 6.55 para las cargas longitudinales y en el caso de las cargas puntuales,

a partir de la ecuación 6.56. Para las vigas rotulado - empotrado con cargas longitudinales, la deflexión máxima se calcula de la ecuación 6.57.

$$\Delta = \frac{q * L^4}{384 * E * I} \quad (6.55)$$

$$\Delta = \frac{P * L^3}{192 * E * I} \quad (6.56)$$

$$\Delta = \frac{q * L^4}{185 * E * I} \quad (6.57)$$

6.5.4. Diseño armadura transversal con armadura pasiva y activa

A partir de los esfuerzos internos calculados manualmente, se diseña la armadura de corte de la viga para secciones espaciadas por un metro de distancia.

Espaciamiento armadura transversal en zona confinada y no confinada

La geometría de la zona confinada en la viga se define en el punto 18.4.2.4 de la ACI 318-19. Se confina en ambos extremos de la viga para una extensión igual a dos veces la altura total de la viga, en lo que respecta su posicionamiento en la zona confinada, el primer estribo se coloca a 50 [cm] de distancia de la cara del miembro de apoyo y el espaciamento máximo no puede exceder mínimo de las siguientes expresiones.

- $s1 = d/4$
- $s2 = 8 * db_{longitudinal}$
- $s3 = 16 * db_{estribos}$
- $s4 = 20 \text{ [cm]}$

Para la zona no confinada, el espaciamento máximo permitido se calcula a partir de la sollicitud máxima de corte en relación a la resistencia al corte del concreto, que se muestra en la figura 6.25, tal que no supere los 20 [cm] de distancia

Calculo resistencia al corte del concreto para vigas no preesforzadas

La resistencia al corte al concreto se define en el punto 22.5.5 de la ACI 318-19, y se calcula a partir de la ecuación 6.58

$$Vc = 0,17 * \sqrt{f'c} * bw * d \quad [f'c = MPa] \quad (6.58)$$

V_s requerido	s máximo, mm				
		Viga no preesforzada		Viga preesforzada	
		A lo largo de la longitud	A través del ancho	A lo largo de la longitud	A través del ancho
$\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
600 mm					
$> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd$	El menor de:	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
300 mm					

Figura 6.25: Espaciamiento mínimo armadura transversal en zona no confinada de la viga (tabla 9.7.6.2.2 ACI 318-19)



Figura 6.26: Condiciones de diseño posicionamiento estribos viga

Calculo resistencia al corte del concreto para vigas preesforzadas

La resistencia a corte que aporta el concreto (V_c), se calcula según la relación de la ecuación 6.59, si se cumple, V_c se calcula a partir de las ecuaciones de la figura 6.27.

$$A_{peq} \geq 0,4 * (A_{ps} * f_{su} + A_s * f_y) \quad (6.59)$$

V_c		
El menor de (a), (b) y (c):	$\left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$ [1],[2]	(a)
	$(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8) b_w d$	(b)
	$0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$	(c)

Figura 6.27: Método aproximado para calcular V_c (tabla 22.5.6.2 ACI 318-19)

Y, según lo establecido en el punto 22.5.6.2, V_c no puede ser menor al valor de la ecuación 6.60

$$V_c \geq 0,17 * \sqrt{f'_c} * bw * d \quad [f'_c = MPa] \quad (6.60)$$

En el caso alterno de la ecuación 6.59, V_c se calcula a partir del menor valor entre la resistencia a la flexión-cortante (V_{ci}) o a la cortante en alma (V_{cw}), este primero se define en el punto 22.5.6.3.1 de la ACI 318-19 y se calcula a partir de la ecuación 6.61 y este no puede ser menor al valor de la ecuación 6.62, en caso de predominancia del pretensado, se mantiene el valor calculado de la ecuación 6.60.

$$V_{ci} = \lambda * 0,05 * \sqrt{f'_c} * bw * dp + \frac{V_u * M_{ct}}{M_u} \quad [f'_c = MPa] \quad (6.61)$$

$$V_c \geq \lambda * 0,14 * \sqrt{f'_c} * bw * d \quad [f'_c = MPa] \quad (6.62)$$

V_u y M_u corresponden a los esfuerzos internos en la sección en la cual se esta diseñando y M_{ct} es el momento de fisuración, que se calcula a partir de la ecuación 6.63.

$$M_{ct} = \frac{I}{ycg} * (0,5 * \sqrt{f'_c} + f_{pe}) \quad [f'_c = MPa] \quad (6.63)$$

La resistencia a cortante en el alma (V_{cw}), se calcula a partir de la ecuación 6.64, definida en el punto 22.5.6.3.2 de la ACI 318-19, este valor solamente se considerara para las secciones doble T de las vigas, en donde puede ser el valor de resistencia al corte del concreto predominante.

$$V_{cw} = (0,29 * \sqrt{f'_c} + 0,3 * f_{pc}) * bw * dp + V_p \quad [f'_c = MPa] \quad (6.64)$$

dp corresponde a la altura útil de la armadura activa y f_{pc} es el esfuerzo a compresión en el centroide de la viga para el pretensado efectivo resistiendo todas las cargas externas aplicadas. Para este caso, el V_c de diseño no puede ser inferior al valor de la ecuación 6.62.

Y para ambos casos, por lo definido en el punto 22.5.5.1.1 de la ACI 318-19, V_c no puede ser mayor al valor calculado en la ecuación 6.65.

$$0,42 * \sqrt{f'_c} * bw * d \quad [f'_c = MPa] \quad (6.65)$$

Diseño armadura transversal

Para el calculo de V_s , se contempla un factor de seguridad.

$$\phi=0,75$$

Ya armadura requerida por unidad de metro, se calcula a partir de la ecuación 6.66

$$\frac{Av}{s} = \frac{Vs}{fy * d} \quad (6.66)$$

Además, la armadura en la viga, no puede ser menor a lo definido en la figura 6.28.

Tipo de viga	$A_{v,min}/s$			
No preesforzadas y preesforzadas con $A_{ps}f_{se} <$ $0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(a)	
	mayor de:	$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(b)	
Preesforzadas con $A_{ps}f_{se} \geq$ $0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	El menor	El mayor de:	$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$	(c)
			$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$	(d)
	de:	$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)	

Figura 6.28: Armadura mínima de corte, a partir de la condición de la inecuación 6.59 (tabla 9.6.3.4 ACI 318-19)

Y el valor máximo de Vs no puede ser superior a 4 veces la armadura a corte esperada del concreto.

6.5.5. Calculo a cortante para viga de pórtico especial

Espaciamiento

En la zona confinada, el espaciamiento máximo se define en el punto 18.6.4.4 de la ACI 318-19, siendo igual al mínimo de las siguientes expresiones.

- $s1 = d/4$
- $s2 = 15 \text{ [cm]}$
- $s3 = 6 * db_{longitudinal}$

Diseño armadura transversal viga de pórtico especial

El corte de diseño de la viga se diseña para eventos sísmico, y partir de lo señalado en el punto 18.6.5 de la ACI 318-19, se calcula a partir de la ecuación 6.67



Figura 6.29: Condiciones de diseño posicionamiento estribos viga de pórtico especial

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \pm \frac{w_u * l_n}{2} \quad (6.67)$$

M_{pr} se calcula a partir de la ecuación 6.20, para la máxima resistencia a flexión esperada de la viga en el rango plástico ($f_y = 1,25f_y$) y considerando un factor de reducción de resistencia $\phi = 1$, además, todas las vigas con condición de pórtico especial, son de techo, por lo que M_{pr1} será igual a M_{pr2} para el diseño, y se considera para el cálculo de V_e , el mayor valor entre la armadura inferior y superior de la viga,

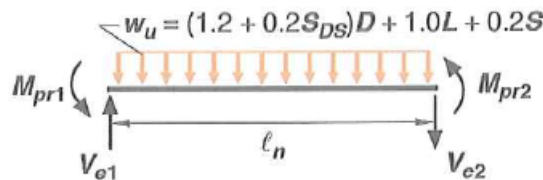


Figura 6.30: Diagrama cargas de diseño para corte en viga de pórtico especial

Para efectos de diseño, a partir del supuesto señalado en el punto 18.6.5 de la ACI 318-19, se considera $V_c = 0$, tal que se cumpla una de las dos siguientes condiciones.

- Esfuerzo interno de corte del modelo matemático mayorado $> 50\%$ de V_e
- Que la fuerza axial en la viga es menor al 5% de su capacidad máxima de resistencia a la compresión.

Por la condición de pórtico especial, y lo definido en el punto 21.2.4 de la ACI 318-19, se considera un factor de seguridad.

$$\phi = 0,6$$

En la zona confinada, a partir de lo establecido en el punto 18.6.3.1 de la ACI 318-19, la cuantía máxima de la armadura longitudinal, no puede ser superior al $2,5\%$ del área total de la viga. Al momento de realizar el diseño, se debe cumplir el mismo criterio de espaciamiento máximo de las barras longitudinales restringidas por ganchos suplementarios o estribos de confinamiento, definido en el punto 5.7.2 de la ACI 318-19 de 35 [cm] de distancia como máximo

6.6. Conexiones

Al momento de realizar el diseño de la conexión columna - viga, se reconocen las reacciones de las figuras 6.31 y 6.32.

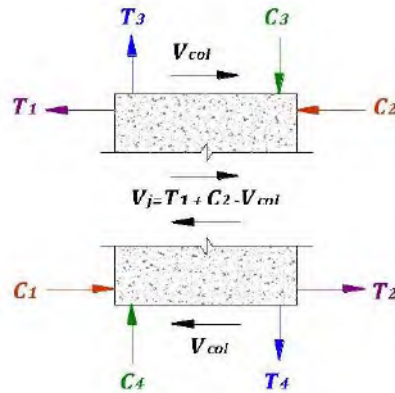


Figura 6.31: Diagrama de fuerzas de corte horizontal en nudos

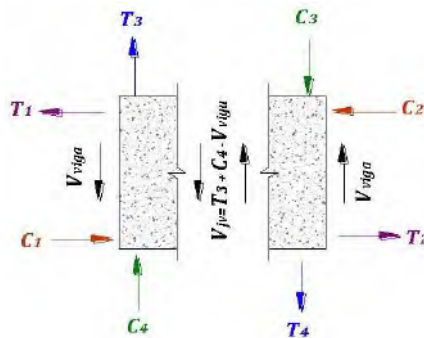


Figura 6.32: Diagrama de fuerzas de corte horizontal en nudos

En el diseño de nudos rígidos, se pueden identificar 3 tipos posibles según la cantidad total de vigas que conecta, y que se detalla en la figura 6.33.

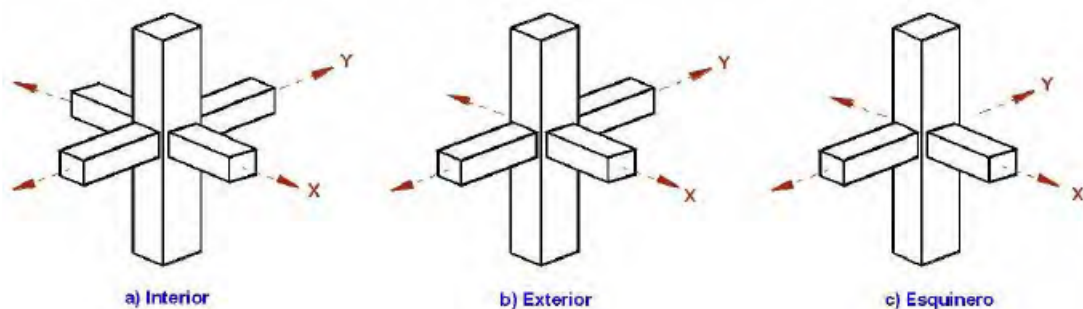


Figura 6.33: Tipos de nudos según cantidad de vigas adyacentes

Para efectos de diseño, se tratara todos los nudos de la estructura como si esquineros fueran, al ser el caso más conservador. Para el corte horizontal de la columna (V_{col}), del

diagrama de la figura 6.31, se calcula de la ecuación 6.69. El momento (M) se calcula a partir de la resistencia a flexión máxima de la viga adyacente en el rango plástico ($1,25 \cdot f_y$), y se calcula de la ecuación 6.68.

$$M = 1,25 * A_s * f_y * \left(d - \frac{1,25 * A_s * f_y}{1,7 * f'_c * b} \right) \quad (6.68)$$

$$V_{col} = M / H_{libre-columna} \quad (6.69)$$

Y la fuerza de adherencia de la armadura longitudinal en el rango plástico, se calcula de la ecuación 6.70.

$$T1 = 1,25 * f_y * A_{s_{longitudinal}} \quad (6.70)$$

Finalmente, de la ecuación 6.71 se calcula el corte de diseño en el nudo.

$$V_j = T1 - V_{col} \quad (6.71)$$

Continuando con el criterio de diseño de nudo esquinero, la resistencia al cortante horizontal en el nudo (V_n) se calcula de la ecuación 6.72, considerando un factor de seguridad $\phi = 0,85$.

$$V_n = 3,2 * \sqrt{f'_c} * A_j \quad [f'_c = kgf/cm^2] \quad (6.72)$$

Siendo A_j el área efectiva de la sección transversal dentro del nudo. En caso de cumplirse que el cociente de la altura de viga sea menor a la altura de la columna, no habrá problemas de corte vertical. Para el control de adherencia, a partir de lo propuesto por la ACI 318-19, se tienen las siguientes condiciones de diseño

- Se calcula las fuerzas longitudinales en la cara de la viga considerando que actúan en el rango plástico ($1,25 \cdot f_y$) (18.8.2.3), con un factor de reducción de resistencia $\phi = 0,85$ (21.2.4.4)
- Para barras de grado 420, se debe cumplir con el criterio de la figura 6.34 (18.8.2.3)
- El refuerzo longitudinal de una viga que termine en una columna, deberá prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse en tracción. (18.8.5.4 ACI 318-19).

A partir de lo especificado en el 'manual de diseño de naves industriales prefabricadas', el criterio de confinamiento de nudo, se utiliza el mismo definido para el confinamiento de pórtico especial de columna, además El refuerzo longitudinal de la viga debe extenderse hasta

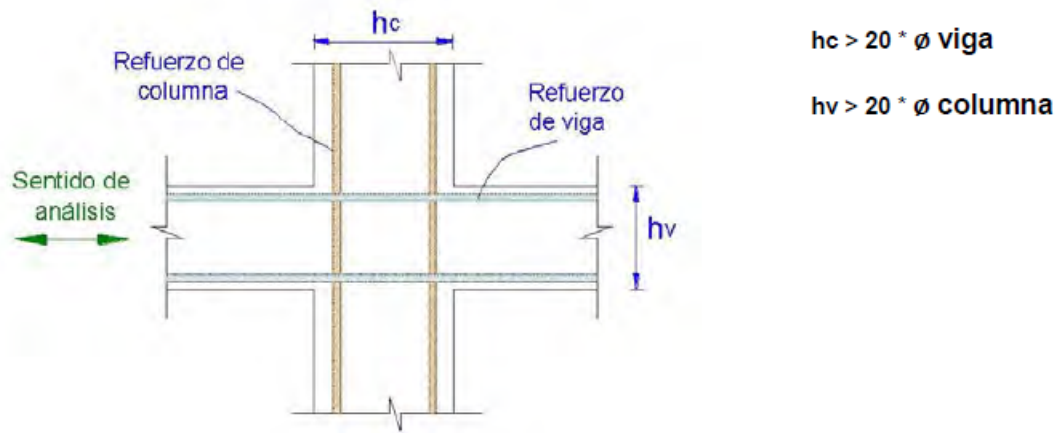


Figura 6.34: Limite de diámetro armaduras longitudinales en nudos

la armadura longitudinal de la cara más distante del nudo, y este valor debe ser mayor al calculado en la ecuación 6.73

$$Ld_{req} = fy * \phi_{viga} / (17,2 * \sqrt{f'c}) \quad [f'c = MPa] \quad (6.73)$$

Capítulo 7

Desarrollo y resultados

7.1. Fundaciones

En la tabla 7.1, se detallan las características del suelo y del material de construcción

Tabla 7.1: Características materiales de construcción y suelo.

Densidad relleno	1,8	[ton/m ³]
Densidad hormigón	2,5	[ton/m ³]
f _y	4200	[kg/cm ²]
f _c	300	[kg/cm ²]
Tadm (sísmico)	28	Tonf/m ²
phi	24	[°]

7.1.1. Fundaciones aisladas

Las fundaciones aisladas se diseñan a partir de las estructuras marcadas en las figura 7.1 y 7.3, para las cuales, se utiliza la combinación cargas ASD.

$$0,6*D + S_y + 0,3*S_x$$

$$0,6*D + V_x$$

Se tienen las reacciones en la cota cero de las figuras 7.2 y 7.4.

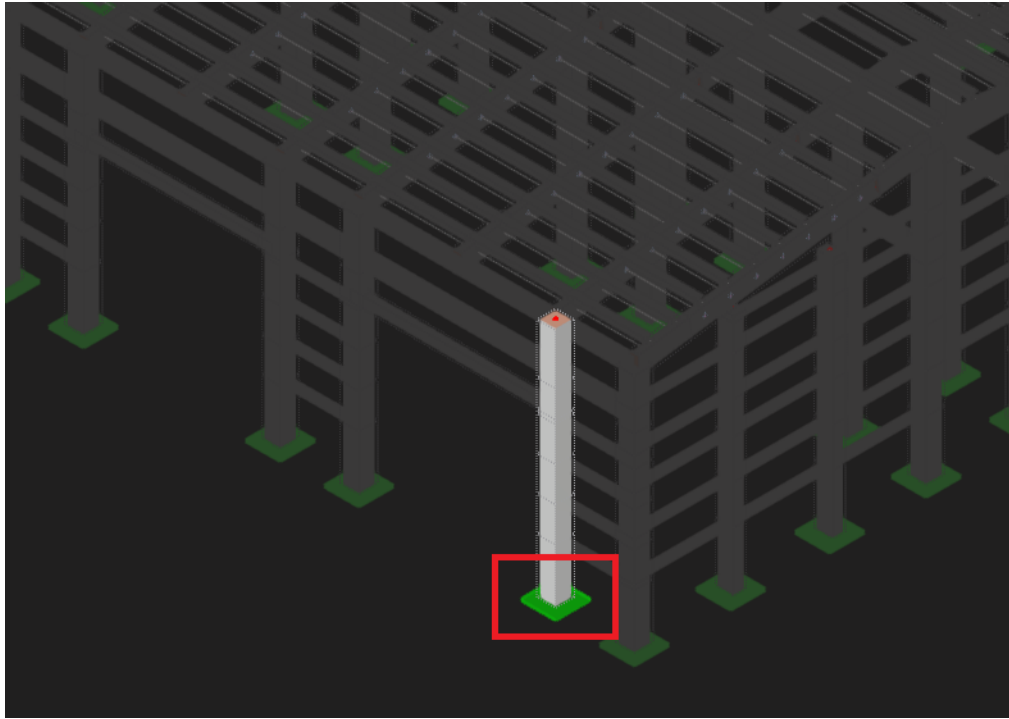


Figura 7.1: Fundación sísmica aislada de diseño

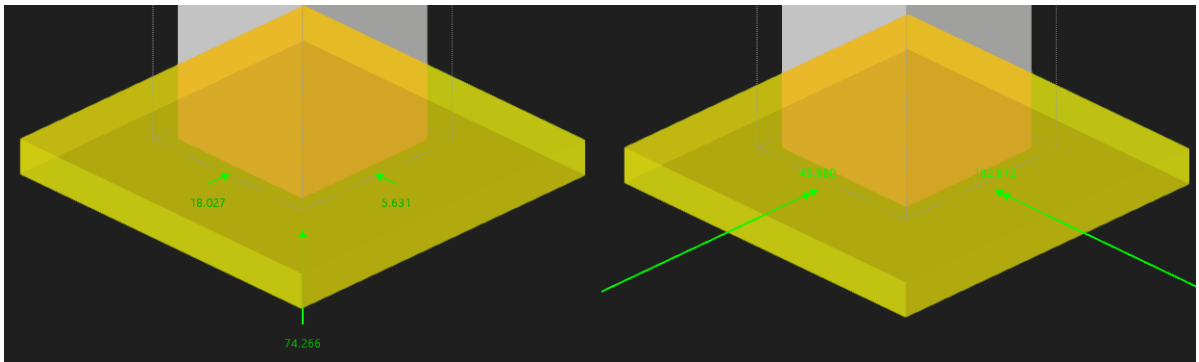


Figura 7.2: Reacciones en cota 0 en la fundación aislada sísmica de diseño, fuerzas (izq) y momento (der)

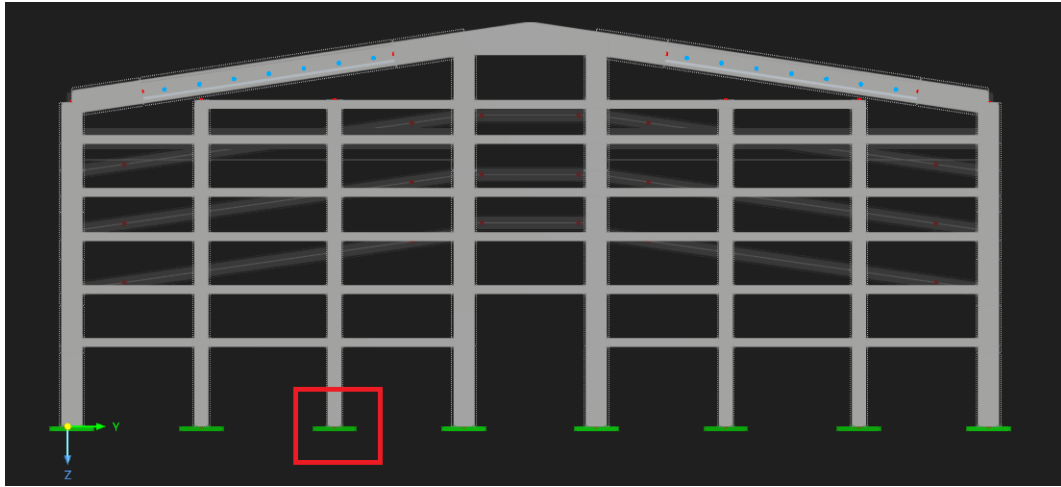


Figura 7.3: Fundación de viento

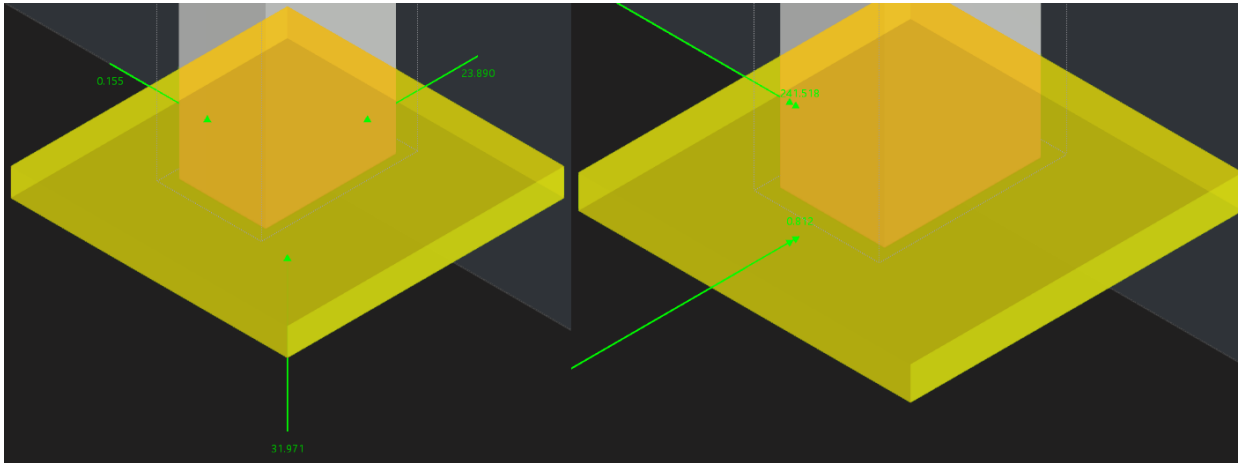


Figura 7.4: Reacciones en cota 0 en la fundación aislada vientos de diseño, fuerzas (izq) y momento (der)

Para las fundaciones aisladas, se propone una geometría cuadrada, que se detallan en la tabla 7.2, y que, más los resultados del modelo matemático de las figuras 7.2 y 7.4, se construyen las tablas de reacciones de diseño para las fundaciones en las tabla 7.3 y 7.4

Tabla 7.2: Geometría fundación aislada sísmica y de viento (figura 6.4)

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
h1	1,85	1,85	[m]
h2	1	1	[m]
Ht	2,85	2,85	[m]
L1	1	1,35	[m]
L2	0,6	0,6	[m]
L3	1,3	1,3	[m]
L'	2,5	2,5	[m]
L	4,5	5,2	[m]

Tabla 7.3: Reacciones en cota 0 fundación aislada sísmica y de viento

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
Fz	74,27	31,97	[Tonf]
Mx	182,87	0,81	[Tonf*m]
My	49,98	241,52	[Tonf*m]
Qx	5,65	23,89	[Tonf]
Qy	18,03	0,16	[Tonf]
Q*	18,89	23,89	[Tonf]
M*	189,58	241,52	[Tonf*m]

Tabla 7.4: Reacciones en la base de las zapatas aisladas sísmicas y de viento

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
Peso zapata	79,5	96,5	[tonf]
Peso relleno	46,6	69,2	[tonf]
Peso zapata + relleno	126,15	165,74	[tonf]
Nsf	200,4	197,7	[tonf]
Msf	234,3	309,6	[tonf*m]
e	1,17	1,57	[m]
Smax	2,75	2,45	[kgf/cm ²]

Se verifica que Smax es menor que la tensión sísmica admisible de $2,8 \text{ [kgf/cm}^2\text{]}$, definido en la tabla 3.7, y a partir de la geometría de fundación de la tabla 7.2 y las reacciones en la base de la zapata de la tabla 7.4, se corrobora el cumplimiento del análisis de estabilidad de suelo en la tabla 7.5.

Tabla 7.5: Análisis estabilidad suelo

Fundación	Sísmica	Viento	[-]
Fsv	1,93	1,66	Cumple
Fsd	3,04	2,37	Cumple

Para la verificación de la resistencia al punzonamiento y el diseño de la armadura de la losa de fundación y cáliz, se considera las dimensiones de la tabla 7.6 en las figuras 7.5 y 7.6.

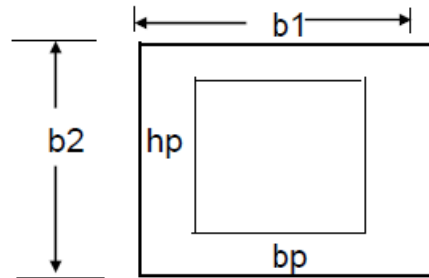


Figura 7.5: Geometría pilar zapata y cáliz

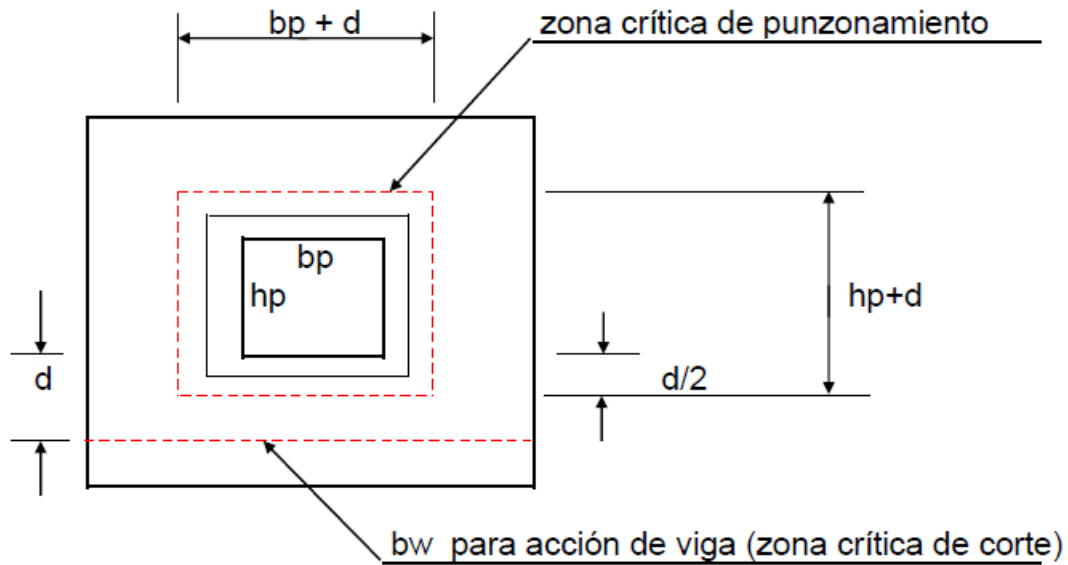


Figura 7.6: zona crítica punzonamiento y bw para ancho análisis de viga

Tabla 7.6: Geometría fundación para calculo tensiones y armadura

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
ancho pilar (bp)	1,2	0,8	[m]
largo pilar (hp)	1,2	1,2	[m]
Longitud caliz 1 (b1)	2,5	2	[m]
Longitud caliz 2 (b2)	2,5	2,5	[m]
Recubrimiento especifico losa de fundación (contra-suelo)	7,5	7,5	[cm]
Altura efectiva losa fundación (d)	92,5	92,5	[cm]
bw	450	520	[cm]

En la tabla 7.7 se verifica que las zapatas aisladas no fallen por punzonamiento.

Tabla 7.7: Verificación resistencia punzonamiento zapata en zona crítica

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
bo	850	770	[cm]
Bc	2	2	[m]
phi	0,75	0,75	[-]
phi*Vn	1083	981	[tonf]
Vu	432	573	[tonf]

Para el calculo del momento último de la losa de fundación, se considera una mayoración 'A' de 1,4 para el caso sísmico y una mayoración de 1,3 para el caso de viento en la ecuación 6.15, para el diseño de la armadura inferior a flexión en la tabla 7.8

$$Mu \text{ (sismo)} = 235,0 \text{ [tonf*m]}$$

$$Mu \text{ (viento)} = 331,4 \text{ [tonf*m]}$$

Tabla 7.8: Diseño armadura a flexión inferior de la losa de fundación

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
Altura efectiva losa fundación (d)	92,5	92,5	[cm]
Ru	67,96	82,76	[tonf/m ²]
ρ mínimo requerida	0,0016	0,0020	[-]
db longitudinal	1,8	1,8	[cm]
Espaciamiento requerido	15,12	13,74	[cm]
Espaciamiento máximo	20	20	[cm]
Espaciamiento de diseño	15	10	[cm]
Cuantía	0,0018	0,0027	[-]

Para el diseño de la armadura a flexión superior, se diseña considerando el recubrimiento especifico de 'expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo' de la tabla 6.1, además se verifica que la cuantía total sea mayor al 0,18 %.

Tabla 7.9: Diseño armadura a flexión superior de la fundación sísmica aislada

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
Altura efectiva losa fundación (d)	95	95	[cm]
db longitudinal	1,2	1,2	[cm]
Espaciamiento máximo	20	20	[cm]
Espaciamiento de diseño	20	20	[cm]
Cuantia	0,0006	0,0006	[-]
Cuantia total (inf + sup)	0,0024	0,0033	[-]

En la tabla 7.10, se indica la geometría de diseño del cáliz y a partir de la tabla 7.3, más de las ecuaciones 6.2, 6.1 y 6.19, se calcula el momento último en la base del cáliz de la fundación, en la tabla 7.11

Tabla 7.10: Geometría cáliz

Altura caliz	1,85	[m]
Largo caliz	2,5	[m]
Recubrimiento específico	7,9	[cm]
Espesor caliz	0,6	[m]
Area caliz	4,56	[m ²]
Area efectiva caliz	3,80	[m ²]

Tabla 7.11: Momento último en la base del cáliz de las zapatas aisladas

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
Q*	18,9	23,9	[tonf]
M*	189,6	241,5	[tonf*m]
phi	1,4	1,3	[-]
Mu (mayorado)	314,3	371,4	[tonf*m]

En la tabla 7.12, se calcula la armadura a flexión requerida en el cáliz, y para efectos del diseño, se considera el mismo diámetro y espaciamento de las barras longitudinales en todas sus caras

Tabla 7.12: Diseño armadura flexión cáliz

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
Mu (mayorado)	314,34	371,43	[tonf*m]
Ru	47,1	49,2	[tonf*m]
Cuantía requerida	0,0011	0,0012	[-]
Cuantía mínima por cara	0,002	0,002	[-]
Área mínima	91,2	91,2	[cm]
db longitudinal	2,2	2,2	[cm]
Cantidad horquillas (2 barras)	13	13	[unid]
Área por cara	98,8	98,8	[cm]
Cuantía por cara	0,0022	[-]	

Y en las tablas 7.13 y 7.14, se detalla el diseño de los estribos en la zona crítica del caliz y fuera de esta

Tabla 7.13: Diseño estribos de confinamiento en zona critica del cáliz de fundación

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
Recubrimiento especifico	5	5	[cm]
lo	30	30	[cm]
Cuantia	0,00643	0,00643	[-]
Armadura requerida	11,57	11,57	[cm ²]
Db estribo	1,8	1,8	[cm]
Area barra	2,54	2,54	[cm]
Cantidad	3	3	[unid]
Area armadura	15,27	15,27	[cm ²]
Espaciamiento 1	13,2	13,2	[cm]
Espaciamiento 2	15	15	[cm]
Espaciamiento de diseño	12	12	[cm]

Tabla 7.14: Diseño estribos en zona no crítica del cáliz

Fundación	Sísmica	Viento	unidad
Recubrimiento especifico	5	5	[cm]
db estribo	1,8	1,8	[cm]
Espaciamiento 1	17,6	13,2	[cm]
Espaciamiento 2	20	15	[cm]
Espaciamiento de diseño	15	12	[cm]

En las figuras 7.7 y 7.8 se muestran los diseños finales de las fundaciones aisladas

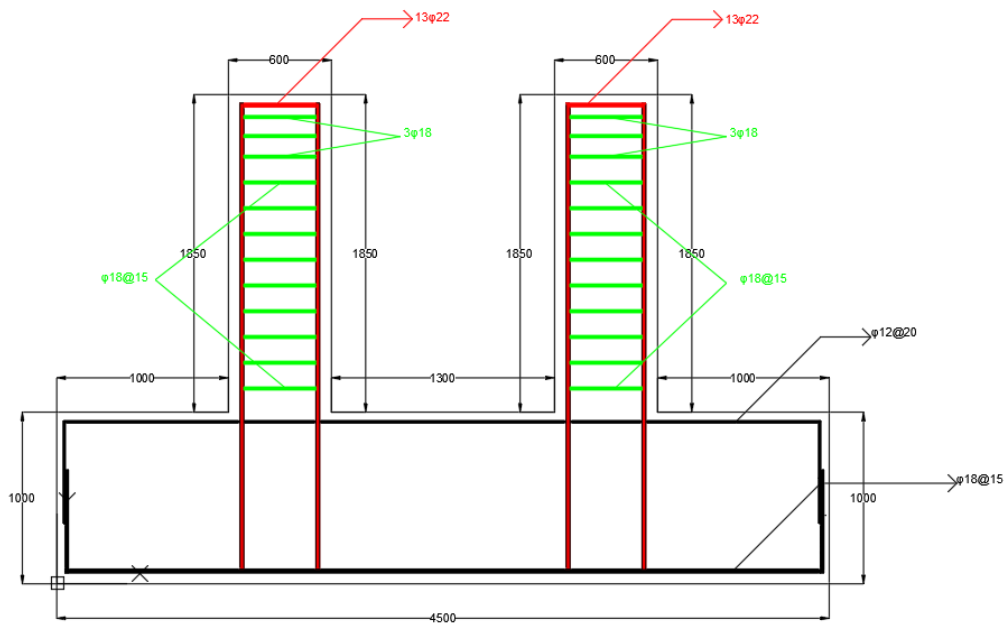


Figura 7.7: Diseño fundación sísmica aislada

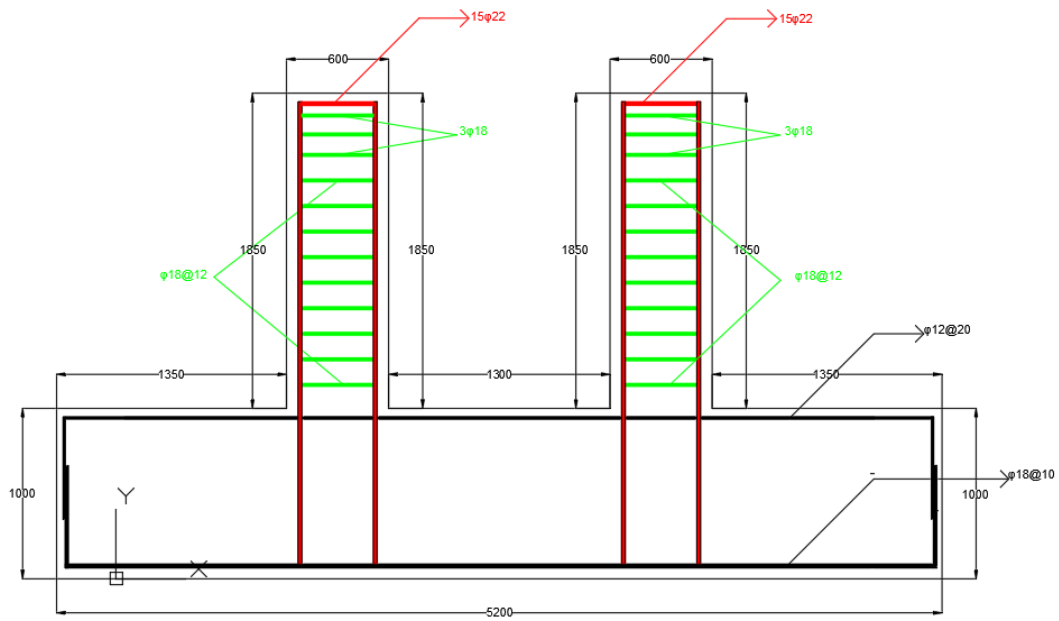


Figura 7.8: Diseño fundación de viento

7.1.2. Fundación combinada

La fundación combinada sísmica se diseña en base a la marcada en la figura 7.9. para la cual, se utiliza la combinación cargas ASD.

$$0,6*D + S_y + 0,3*S_x$$

Se tiene la reacción en la cota cero de la figura 7.10

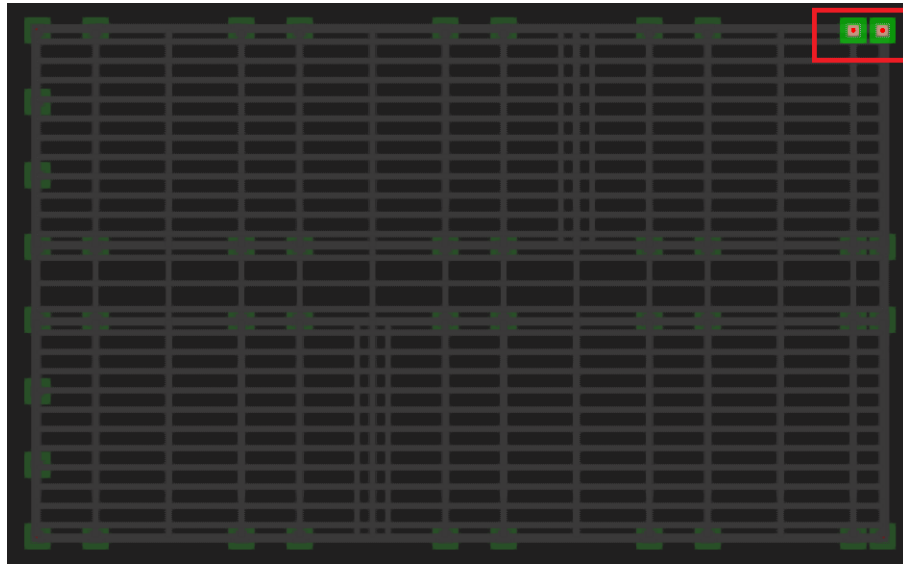


Figura 7.9: Fundación sísmica combinada de diseño

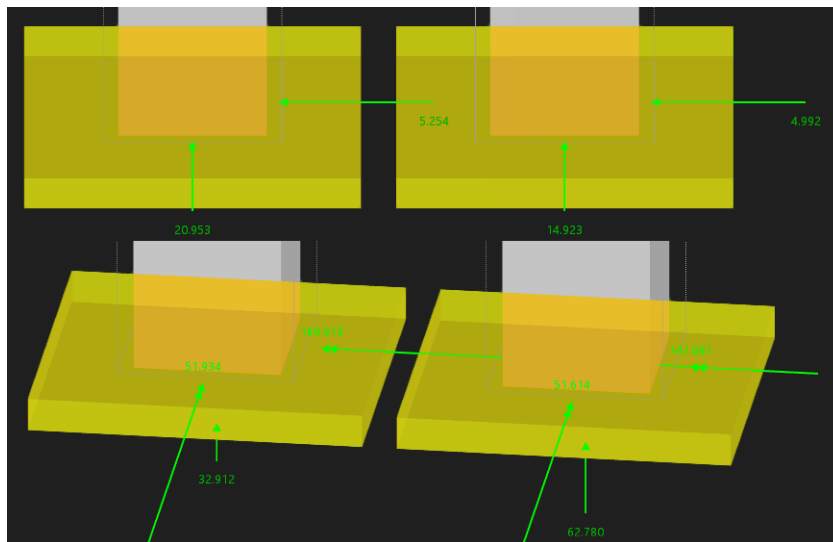


Figura 7.10: Reacciones en cota 0 en la fundación combinada sísmica de diseño, cortantes (arriba) y momento más presión (abajo)

Para la fundación combinada, se propone la geometría, que se detalla en la tabla 7.15, y que, más los resultados del modelo matemático de la figuras 7.16, se construyen las tablas de reacciones de diseño para la fundación en las tabla 7.16 y 7.17

Tabla 7.15: Geometría fundación combinada

h1	1,85	[m]
h2	1	[m]
Ht	2,85	[m]
L1	1	[m]
L2	0,6	[m]
L3	1,3	[m]
L'	2,5	[m]
Lsep	0,5	[m]
L	7,5	[m]
B	4,5	[m]

Tabla 7.16: Reacciones en cota 0 en la base del pilar interior y exterior de la fundación combinada

Fundación	Interior	Exterior	unidad
Fz	62,78	32,91	[Tonf]
Mx	147,68	169,91	[Tonf*m]
My	51,93	51,61	[Tonf*m]
Qx	4,99	5,25	[Tonf]
Qy	14,92	20,95	[Tonf]
Q*	15,74	21,60	[Tonf]
M*	156,55	177,58	[Tonf*m]

Tabla 7.17: Reacciones en la base de la zapata combinada

Peso zapata	45,3	[tonf]
Peso relleno	50,9	[tonf]
Peso zapata + relleno	96,2	[tonf]
Nsf	300,6	[tonf]
Centroide zapata (eje x)	3,8	[m]
Centroide carga (eje x)	3,5	[m]
M (excentricidad carga)	62,7	[tonf*m]
Msf	482,6	[tonf*m]
e	1,6	[m]
Smax	1,2	[kgf/cm ²]

Se verifica que Smax es menor que la tensión sísmica admisible igual a 2,8 [kgf /cm²], definida en la tabla 3.7, y a partir de la geometría de la fundación combinada en la tabla 7.15 y las reacciones en la base de la zapata en la tabla 7.17, se verifica el cumplimiento del análisis de estabilidad de suelo en la tabla 7.18.

Tabla 7.18: Análisis de estabilidad suelo fundación combinada

Fsv	2,34	Cumple
Fsd	5,48	Cumple

Para la verificación de la resistencia al punzonamiento en la tabla 7.20 y el diseño de la armadura de la losa de fundación combinada en la tabla 7.21, se considera las dimensiones en la tabla 7.19 de las figuras 7.5 y 7.6, y al ser una zapata combinada, en la ecuación 6.12, se considera solamente la mitad del área $B*L$. Para el diseño de la armadura de flexión de la losa de fundación, se considera una mayoración 'A' de 1,4 para el cálculo de M_u , a partir de la ecuación 6.15, resultado del cual se diseña la armadura a flexión superior e inferior en la tabla 7.21

Tabla 7.19: Geometría pilar, cáliz y zona punzonamiento en losa de fundación

ancho pilar (bp)	1,2	[m]
largo pilar (hp)	1,2	[m]
Longitud caliz 1 (b1)	2,5	[m]
Longitud caliz 2 (b2)	2,5	[m]
Recubrimiento losa específico fundación (contra-suelo)	7,5	[cm]
Altura efectiva losa fundación (d)	92,5	[cm]
bw	450	[cm]

Tabla 7.20: Verificación resistencia punzonamiento losa de fundación

bo	850	[cm]
Bc	2	[m]
ϕ	0,75	[-]
$\phi*V_n$	1082,7	[tonf]
V_u	151,6	[tonf]

$$M_u \text{ (positivo)} = 91,7 \text{ [tonf*m]}$$

$$M_u \text{ (negativo)} = 195,7 \text{ [tonf*m]}$$

Tabla 7.21: Diseño armadura flexión inferior y superior losa de fundación

Fundación	inferior	superior	unidad
Altura efectiva losa fundación (d)	92,5	95	[cm]
R_u	61,30	26,46	[tonf/m ²]
ρ mínima requerida	0,00148	0,00063	[-]
db longitudinal	1,8	1,4	[cm]
Espaciamiento de diseño	15	20	[cm]
Cuantía de diseño	0,00153	0,00065	[-]

En la tabla 7.22, se indica la geometría del cáliz y a partir de la tabla 7.16 y de las ecuaciones 6.2, 6.1 y 6.19 se calcula el momento último en la base del cáliz de ambos pilares. Para efectos del diseño de la armadura se usará el caso más desfavorable de la tabla 7.23

Tabla 7.22: Geometría cáliz de la fundación combinada

Altura caliz	1,85	[m]
Largo caliz	2,5	[m]
Recubrimiento especifico	5	[cm]
Espesor caliz	0,6	[m]
Area caliz	4,56	[m ²]
Area efectiva caliz	4,07	[m ²]

Tabla 7.23: Momento ultimo en la base del calíz de las zapatas combinadas

Fundación	Interior	Exterior	unidad
Q*	15,7	21,6	[tonf]
M*	156,6	177,6	[tonf*m]
phi	1,4	1,4	[-]
Mu (mayorado)	259,9	304,6	[tonf*m]

Se observa en la tabla 7.23 caso más desfavorable se da en el pilar exterior, por lo que se diseña a partir de este la armadura del cáliz en la tabla 7.24.

Tabla 7.24: Diseño armadura a flexión cáliz zapata combinada

Mu (mayorado)	304,56	[tonf*m]
Ru	129,0154	[tonf*m]
Cuantía requerida	0,0010	[-]
Cuantía mínima por cara	0,0020	[-]
db longitudinal	2,2	[cm]
Cantidad horquillas (2 barras)	15	[unid]
Área por cara	98,8	[cm]
Cuantía por cara	0,0022	[-]

Para el diseño de los estribos en la zona confinada y no confinada del cáliz, se utiliza la misma armadura definida en las tablas 7.13 y 7.14

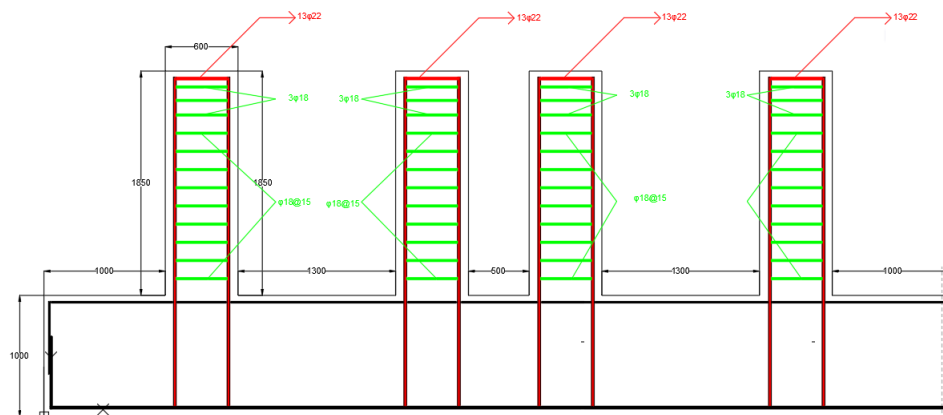


Figura 7.11: Diseño fundación sísmica combinada

7.2. Columna

Se diseña para la columna con las dimensiones geométricas de la figura 7.12.

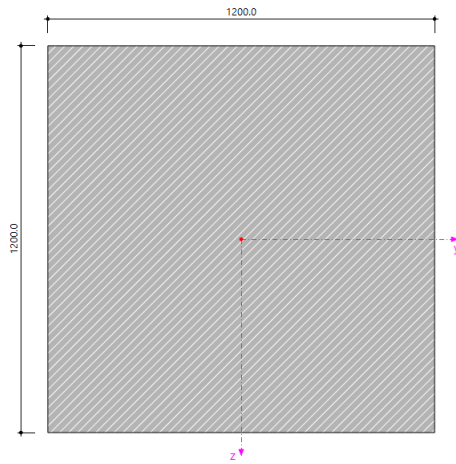


Figura 7.12: Geometría columna

Para su diseño como pórtico especial, se considera la siguiente combinación de carga

$$1,2*PP -1,4*Sv + 1,4*(Sy + 0,3*Sx) + Scp$$

Para la sobrecarga de piso se considera la carga con impacto horizontal del 20% en la dirección Y. Se diseña para la columna de la figura 7.13 con los esfuerzos interiores de la figura 7.25

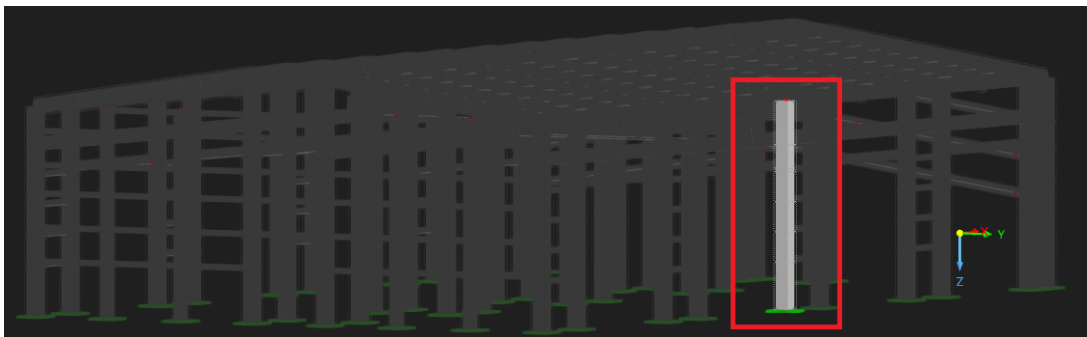


Figura 7.13: Columna de diseño

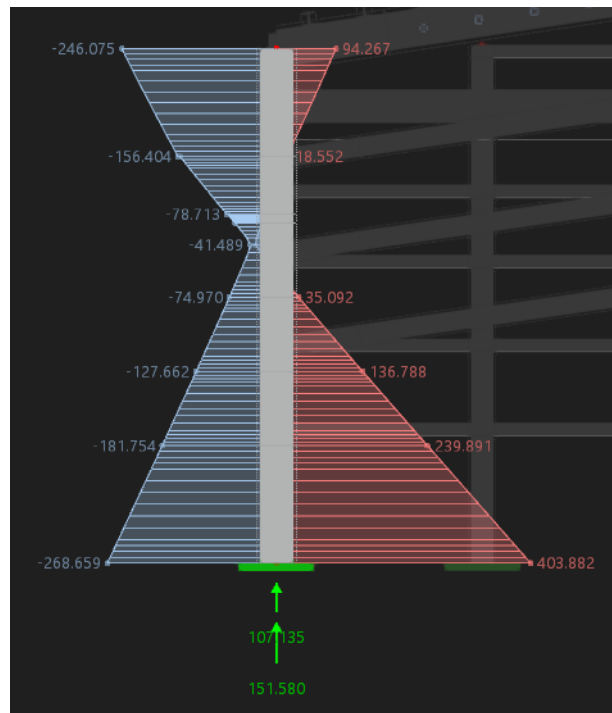


Figura 7.14: Diagrama fuerza y momento en columna

Tabla 7.25: Esfuerzo internos de diseño en columna como pórtico especial

Pu	151,58	[tonf]
Mu	403,88	[tonf*m]

Diseño armadura longitudinal

Del esfuerzo interno de flexión máximo de la tabla 7.25, se diseña la armadura longitudinal de la columna en la tabla 7.26 y en la tabla 7.27 se calcula su momento nominal, a partir de la armadura prevista que actuara como viga.

Tabla 7.26: Armadura longitudinal total columna

Recubrimiento barra longitudinal	6,1	[cm]
Altura util (d)	1,146	[m]
Diámetro barra longitudinal	3,6	[cm]
Cantidad barras	28	[unid]

Tabla 7.27: Armadura prevista como viga

Cantidad barras longitudinales	10	[unid]
As prevista como viga	101,79	[cm ²]
c	10,04	[cm]
Mn	467,53	[tonf*m]

$$\phi * M_n = 0,9 * M_n = 420,77$$

Resultando en un factor de utilización (FU) del 96 %. En la tabla 7.28, se comprueba que se cumplan los límites de armadura longitudinal en la columna.

Tabla 7.28: Corroboración límites armadura longitudinal columna

As min (1 % Ag)	144,00	[cm ²]
As max (6 % Ag)	864,00	[cm ²]
As total	285,01	[cm²]

Diseño armadura transversal

Se calcula en la tabla 7.29 el corte esperado para la resistencia a flexión máximo en la columna a partir de la ecuación 6.22

Tabla 7.29: Cálculo corte nominal requerido en columna

Lu	21	[m]
Sobre-resistencia	1,25	[-]
Mpr superior	584,4	[tonf*m]
Mpr inferior	584,4	[tonf*m]
Ve	55,7	[tonf]
phi corte	0,6	[-]
Vn	92,8	[tonf]

El aporte de resistencia del concreto (Vc) se considera 0, al cumplirse la condición.

$$0,05 * A_g * f'_c = 288 \text{ [tonf]} > P_u = 151,58 \text{ [tonf]}$$

En la tabla 7.30, se calcula la armadura a corte mínimo en la zona confinada que requiere la columna por unidad de metro a partir del mínimo de las ecuaciones 6.23 y 6.24

Tabla 7.30: Armadura de corte requerido en zona confinada de la columna

Area bruta concreto pilar	14400	[cm ²]
Recubrimiento especifico	3	[cm]
bc	1,09	[m]
Area zona confinada	12996	[cm ²]
Cuantia (a)	0,00309	[-]
Cuantia (b)	0,00857	[-]
Cuantia final	0,00857	[-]
Av/s requerido	93,60	[cm ² /m]

De la armadura de corte requerida, se diseña en la figura 7.15 la geometría basal de la columna en la zona confinada y no confinada

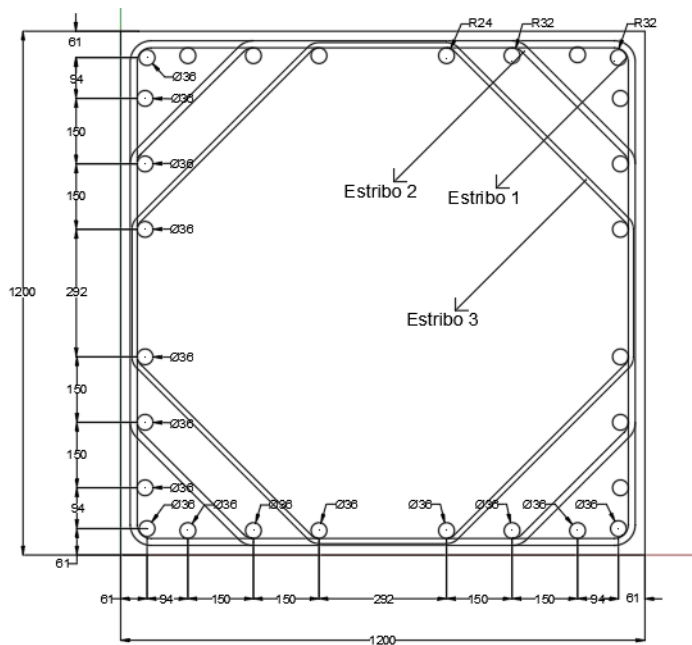


Figura 7.15: Geometría basal columna pórtico especial

De la geometría de la figura 7.15, se diseña los estribos y su posicionamiento en las tabla 7.31 7.32. Como criterio conservador, al calcular el área útil total de los estribos, no se considera el aporte del estribo más interno.

Tabla 7.31: Diámetro estribos columna en zona confinada

diametro estribo 1	1,6	[cm]
diametro estribo 2	1,6	[cm]
diametro estribo 3	1,2	[cm]

Tabla 7.32: Diseño armadura transversal en la zona confinada en la columna

Ash	12996,0	[cm ²]
hx1	24,4	[cm]
A_rombo1	11805,3	[cm ²]
Aporte 1	90	[%]
hx2	15,00	[cm]
A_rombo2	9891	[cm ²]
Aporte 2	0,00	[%]
hx3	29,2	[cm]
espaciamiento	7,5	[cm]
Av total útil	102,08	[cm²/m]

La extensión mínima de confinamiento y la verificación del cumplimiento del espaciamento máximo permitido se calculan en las tablas 7.33 y 7.34.

Tabla 7.33: Extensión del confinamiento

Lu/6	350	[cm]
hc	120	[cm]
Mínimo	45	[cm]
Lo	350	[cm]

Tabla 7.34: Separación longitudinal máxima de los estribos en la zona confinada

6*db	21,6	[cm]
b/4	30	[cm]
so	11,67	[cm]
smax	11,67	[cm]

Para el diseño de la columna en la zona no confinada, se mantiene la geometría de la figura 7.15, se diseña en la tabla 7.35, el diámetro de los estribos usados en ese tramo y en la tabla 7.36, el espaciamento de diseño.

Tabla 7.35: Diámetro estribos columna en zona no confinada

diametro estribo 1	1,2	[cm]
diametro estribo 2	1,2	[cm]
diametro estribo 3	1,2	[cm]

Tabla 7.36: Separación longitudinal máxima de los estribos en la zona no confinada

$6 * db_{longitudinal}$	19,2	[cm]
b/4	30	[cm]
smax	15	[cm]
Espaciamiento máximo	15	[cm]
Espaciamiento de diseño	15	[cm]

7.3. Pernos de conexión costanera techo

Se define el corte de diseño en el perno, a partir del máximo calculado de forma manual y del modelo matemático 3D generado. Para el diseño, se considera la existencia de 4 pernos por costanera, 2 en cada extremo.

Se calcula en la tabla 7.37 el corte de diseño a partir del calculo manual, y se toma el caso conservador del coeficiente sísmico igual a 1.

Tabla 7.37: Corte de diseño en pernos a partir del coeficiente sísmico

L	7,25	[m]
Ancho tributario	2	[m]
Peso propio	0,178	[tonf/m]
C _{per}	0,24	[tonf/m]
C _{nieve}	2,12	[tonf/m]
P_{total}	18,40	[tonf]
Coef. Sísmico	1	[-]
F_{smax}	18,40	[tonf]
N° pernos	4	[unid]
F_{perno}	4,60	[tonf]

Se realiza el análisis en el modelo matemático para la combinación de Cargas ASD: $1*PP + 0,3 Sv + (Sy + 0,3*Sx)$. En la figura 7.16 se muestran los resultando de esfuerzos internos a flexión en todas las costaneras de techo, y la sección remarcada en amarillo corresponde a la costanera con mayor sollicitación que se muestra en la figura 7.17la costanera con la mayor sollicitación.

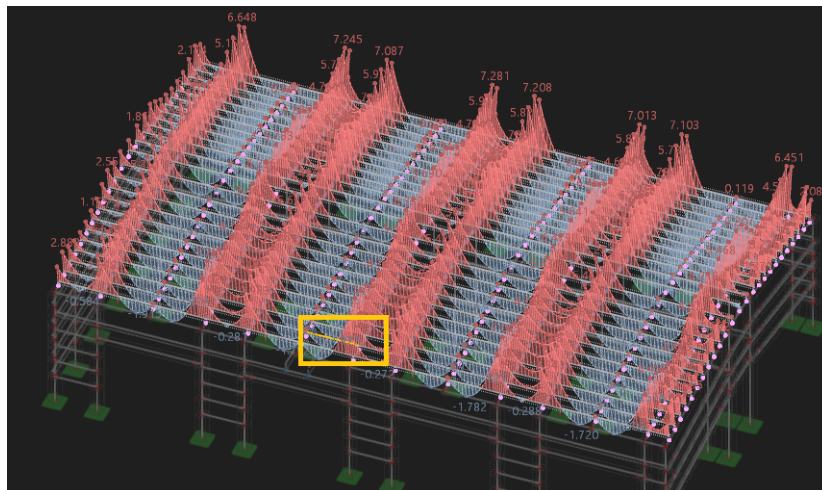


Figura 7.16: Esfuerzos internos flexión costaneras de techo para combinación de cargas: $1*PP + 0,3*Sv + (Sy + 0,3*Sx)$

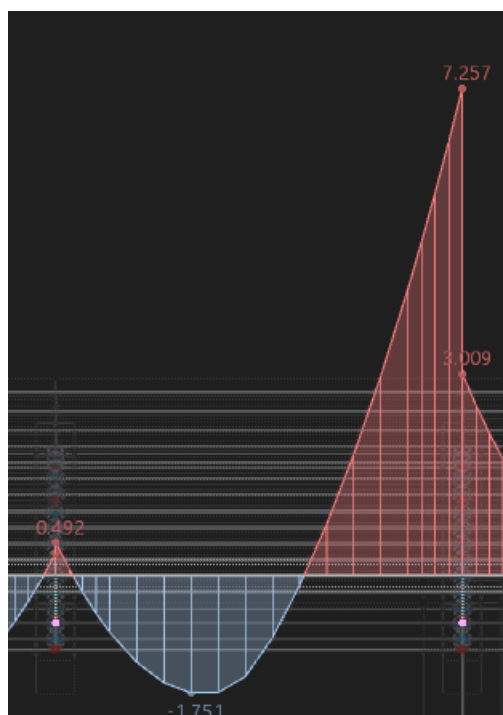


Figura 7.17: Esfuerzo interno de flexión en costanera de techo

Dada la diferencia de rigidez entre la viga salvapilar y la viga portante, se observa que se tiene un comportamiento semejante a una viga empotrada-rotulado (figura 6.14), por lo que se calculara una carga distribuida equivalente (w), que genere el momento máximo en el extremo empotrado de la costanera, considerando al igual que con el primer análisis, un coeficiente sísmico igual a 1.

Tabla 7.38: Corte de diseño a partir del modelo matemático 3D

L	7,25	[m]
M_u	7,26	[tonf*m]
w	1,10	[tonf]
F_{smax}	8,01	[tonf]
N° pernos	4	[unid]
F_{perno}	2,00	[tonf]

De las tablas 7.37 y 7.38, se observa que se tiene un corte ultimo de diseño mayor en el calculado manualmente, por lo que se utilizara para el diseño del perno. En la tabla 7.39 se presenta el diseño que se utilizara para los pernos, en el que se mantiene la ubicación utilizada en obra.

Tabla 7.39: Diseño pernos de conexión costanera techo

Diámetro	2,2	[cm]
Área	3,8	[cm ²]
Longitud de empotramiento	12	[cm]
Distancia de borde	18	[cm]
Limite fluencia perno SAE (Fy) 1020	3430	[kgf/cm ²]
Limite de fluencia Arm. confinamiento (fy)	4200	[kgf/cm ²]
Resistencia hormigón viga	500	[kgf/cm ²]

En la tabla 7.40 se corrobora que el perno no falle por corte puro y que no se genere falla por aplastamiento de hormigón en la costanera a partir de las ecuaciones 6.26, 6.27 y 6.28.

Tabla 7.40: Comprobación cumplimiento criterios de resistencia

Corte puro		
Vu	4,60	[tonf]
0,5*As*Fy	6,52	[tonf]
Determinación capacidad del hormigón (hawkins)		
Vu	4,60	[tonf]
Vnc	7,81	[tonf]
Falla por falta de distancia al borde		
Vu	4,60	[tonf]
Vnc	5,98	[tonf]

Finalmente, se comprueba si se requiere de armadura de confinamiento en el perno a partir de la ecuación 6.30

$$m = 1,8 \text{ [cm]} < 16,4 \text{ [cm]}$$

Aunque por el resultado obtenido, no se requiera armadura, de todas formas, como criterio conservador, se diseñara la cantidad mínima de armadura de confinamiento requerido en la tabla 7.41.

Tabla 7.41: Armadura de confinamiento perno

Fcfm*1,4	6,4	[tonf]
A confinamiento	1,70	[cm ²]
Diametro estribo	1,2	[cm]
Cantidad	1	[unid]
Area total	2,26	[cm ²]

7.4. Ménsula

Se diseña la armadura de la ménsula a partir de las cargas en el extremo rotulado de la viga salvapilar, dado que se espera que para el resto de las vigas, una vez hormigonado las conexiones, la columna el mayor porcentaje de la carga. Las dimensiones de diseño de la ménsula, se muestran en la tabla 6.11

Tabla 7.42: Dimensión ménsula, considerando la geometría de la figura 6.11

h	70	[cm]
d	65	[cm]
a	50	[cm]
b	120	[cm]

Y del modelo matemático, se obtiene que la viga con la mayor carga vertical corresponde a la de la figura 7.18 para la combinación de cargas, con la solitud de la figura 7.19.

$$1,2*PP + 1,6*Set + 1,0*Scp$$

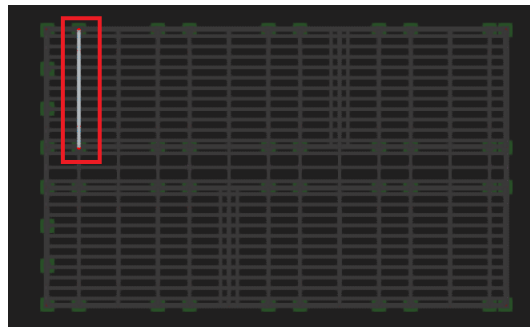


Figura 7.18: Ménsula crítica

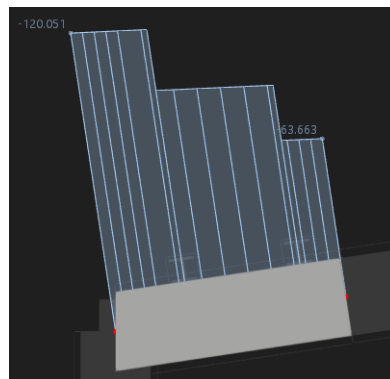


Figura 7.19: Carga de diseño ménsula

En la tabla 7.43 se corrobora que la altura de borde cumpla las condiciones de diseño de las ecuaciones 6.31, 6.32 y 6.33

Tabla 7.43: Criterio de diseño altura efectiva (d) ménsula

Vu	120,51	[tonf]
phi	0,75	[-]
Vu/φ	160,68	[tonf]
V1	624,00	[tonf]
V2	501,85	[tonf]
V3	840,84	[tonf]

Se calcula en las tablas 7.44, 7.45 y 7.46 el refuerzo por flexión, refuerzo por fricción y el refuerzo por cortante horizontal

Tabla 7.44: Refuerzo necesario por flexión en ménsula

Cmax	0,21	[-]
Nuc	24,95	[tonf]
Mu	32,37	[tonf*m]
phi	0,85	[-]
J	0,9	[-]
Af	15,02	[cm²]

Tabla 7.45: Refuerzo necesario por fricción en ménsula

u	1,4	[-]
phi	0,85	[-]
Avf	24,11	[cm²]

Tabla 7.46: Refuerzo necesario por cortante horizontal en ménsula

phi	0,85	[-]
Nuc	24,95	[tonf]
An	6,99	[cm²]

Se corrobora que la ménsula cumpla las condiciones geométricas y de cargas requeridas para utilizar el método de diseño propuesto por la ACI 318-19

$$Nuc/Vu = 0,207 > 1 \text{ (CUMPLE)}$$

$$av/d = 0,385 > 1 \text{ (CUMPLE)}$$

Corroborado de lo exigido por la ACI 318-19, calcula la armadura principal (A_{sc}) mínima a partir del máximo de las ecuaciones 6.35, 6.36 y 6.37 en la tabla 7.47. Se diseña en la tabla 7.48 la armadura principal de diseño (A_{sc}) de la ménsula.

Tabla 7.47: Armadura principal (A_{sc}) mínimo de diseño

$A_f + A_n$	22,01	[cm ²]
$A_{vf} \cdot 2/3 + A_n$	23,06	[cm ²]
$0,04 \cdot (f'_c/f_y) \cdot (b_w \cdot d)$	29,71	[cm ²]
Armadura mínima	10,02	[cm ²]
A_{sc}	29,71	[cm²]

Tabla 7.48: Diseño armadura principal (A_{sc}) ménsula

bw	120	[cm]
recubrimiento específico	4	[cm]
Diametro barra	2,8	[cm]
Area barra	8,04	[cm ²]
Cantidad barras	5	[unid]
A_{sc} diseño	30,79	[cm²]

Definido la armadura principal, se diseña la a partir de la ecuación 6.42, el refuerzo para cortante horizontal (A_h) en la tabla 7.49

Tabla 7.49: Diseño armadura de refuerzo para cortante horizontal (A_h) de la ménsula

A_{sc}	29,71	[cm ²]
A_n	6,99	[cm ²]
A_h	11,36	[cm ²]
Diametro barra	2,1	[cm]
Area	3,46	[cm ²]
Cantidad	4	[unid]
Area total	13,85	[cm²]

7.5. Viga portantes

En el extremo de la viga portante hasta una extensión de 4 [m] de dicho punto, se tiene el diseño rectangular de la figura 7.20, en el resto de su largo, se tiene el diseño doble T de la misma figura.

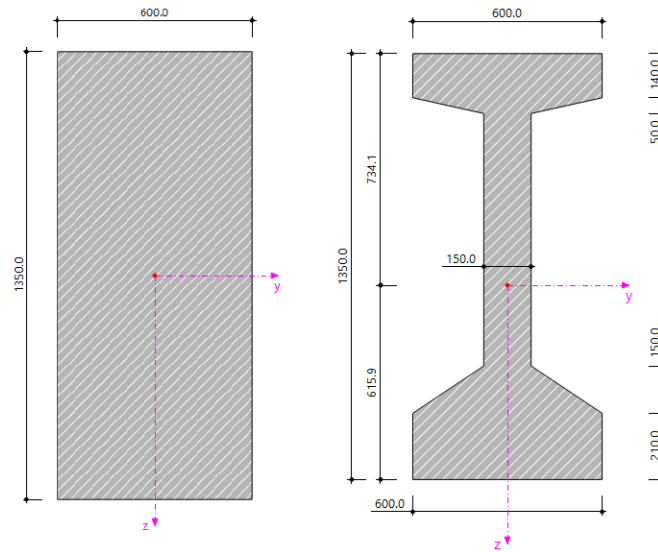


Figura 7.20: Diseño rectangular de la viga portante

El diseño se hace a partir de la viga de la figura 7.21 del modelo matemático

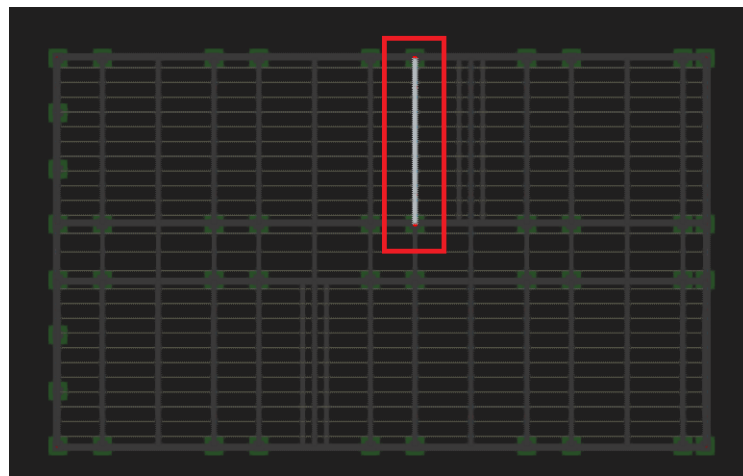


Figura 7.21: Viga portante crítica

Y en la tabla 7.50, se definen las cargas lineales de diseño para el calculo manual de los esfuerzos internos en la viga, se considera un ancho tributario de 6,75 [m] para las cargas externas.

Tabla 7.50: Cargas lineales de diseño viga portante

Ancho tributario	6,75	[m]
Peso propio	1,01	[tonf/m]
Cubierta + equipos	0,81	[tonf/m]
Peso TCVs lineal	0,60	[tonf/m]
Carga nieve lineal	7,14	[tonf/m]

Diseño armadura longitudinal pasiva

Para el diseño del caso estático, se utilizara la metodología de la memoria de calculo original, que se calcula en la tabla 7.51. El momento derivado de las cargas cubierta más equipo, se obtiene de la diferencia de momentos de la carga permanente total del modelo matemático, que se muestra en la figura 7.22, con el calculado manualmente del peso propio y costaneras de techo, considerando la viga con una inclinación de 0° , a partir de la ecuación de la figura 6.13, y el esfuerzo interno a flexión por las cargas de uso, se calcula bajo las mismas condiciones de estas ultimas cargas.

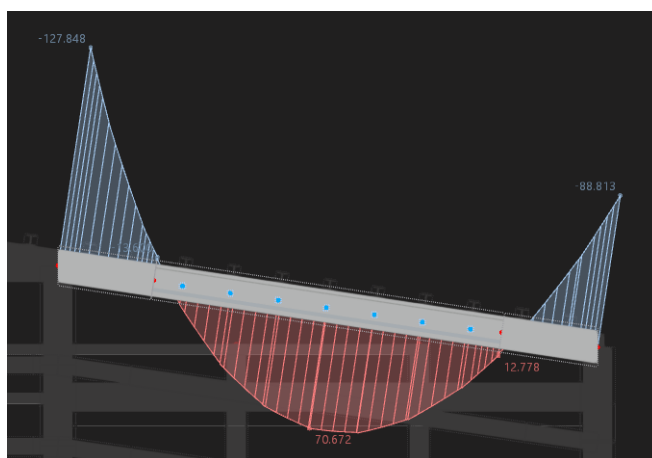


Figura 7.22: Esfuerzos internos de flexión a partir de las cargas permanentes totales de diseño en la viga portante

Tabla 7.51: Esfuerzos internos de flexión del caso estático en extremos de la viga portante para el diseño de la armadura pasiva

Mper (modelo)	-127,85	[tonf*m]
Mtcv	-24,23	[tonf*m]
Mpp	-40,74	[tonf*m]
Mper'	-62,88	[tonf*m]
Msc (extremos)	-288,04	[tonf*m]
Mu (1,2*Md + 1,6*MI)	-536,32	[tonf*m]

Para el diseño sísmico, en el análisis se pondera la carga sísmica con un 100% de carga en el eje y más un 30% en el eje x en las direcciones globales del modelo, y se obtienen los resultados de las figuras 7.23 y 7.24

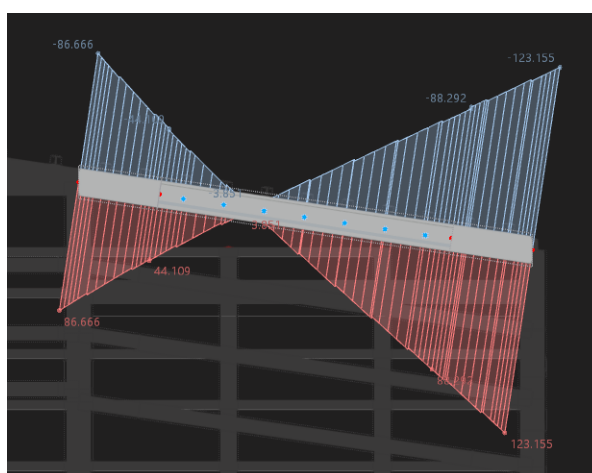


Figura 7.23: Esfuerzos internos de flexión (My) en viga portante

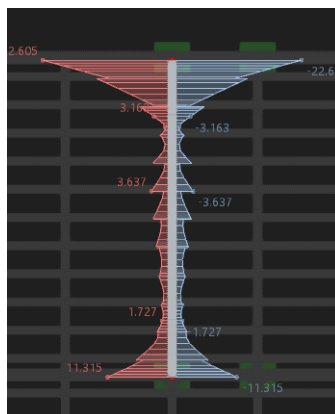


Figura 7.24: Esfuerzos internos de flexión (Mx) en viga portante

Y del cual se calcula el momento a flexión ultimo para el caso dinámico en la tabla 7.52

Tabla 7.52: Esfuerzos internos de flexión del caso sísmico en extremos de la viga para el diseño de la armadura pasiva

Mper'	-62,88	[tonf*m]
My	-123,155	[tonf*m]
Mx	-22,605	[tonf*m]
Mu (1,62*Md + 1,4*My + 0,42*Mx)	-283,8	[tonf*m]

Al compararse los resultados de las tablas 7.51 y 7.52, se diseña la armadura pasiva para el caso estático en la tabla 7.53.

Tabla 7.53: Momento nominal de diseño armadura pasiva viga portante (caso estático)

Diámetro armadura negativa	3,6	[cm]
Cantidad	12	[unid]
Altura útil (d)	1,27	[cm]
Mn negativo	602,3	[tonf*m]

$$\phi * Mn = 0,9 * 602,3 \text{ [tonf*m]} = 542,07 \text{ [tonf*m]}$$

Con un factor de utilización (FU) del 99%. A partir de la ecuación 6.43 se diseña pasiva inferior en la tabla 7.54,

Tabla 7.54: Diseño armadura longitudinal pasiva mínima inferior de viga portante

Diametro	3,6	[cm]
Area barra	10,18	[cm ²]
Cantidad	4	[unid]
Area total	40,72	[cm²]
Armadura mínima	35,40	[cm ²]

De los diagrama de momento de las figuras 7.22, 7.23 y 7.24, se considera despreciable el momento negativo en la viga en la sección doble T, y se diseña la armadura mínima superior e inferior para dicha sección en la tabla 7.55.

Tabla 7.55: Diseño armadura sección doble T viga portante

Diametro barra 1	2,2	[cm]
Cantidad barra 1	2	[unid]
Diametro barra 1	1,8	[cm]
Cantidad barra 1	4	[unid]
Area total	17,78	[cm²]
Armadura mínima	17,70	[cm ²]

Diseño armadura longitudinal activa

Para el diseño de la armadura activa para la sección doble T de la figura 7.20 en la viga portante, se propone utilizar cables $\phi = 0,6$ [pulg] con una fuerza de pretensado inicial (f_p) = 14,25 [tonf/cm²], con la distribución de la tabla 7.56 y la viga con las propiedades geométricas de diseño de la tabla 7.57.

Tabla 7.56: Distribución y cantidad total de cables pretensados $\phi = 0,6$ [pulg] en la viga portante

i	Y _i [cm]	N _{ci}
10	127	3
9	122	3
8	40	0
7	35	0
6	30	0
5	25	0
4	20	0
3	15	0
2	10	8
1	5	8
N_{tc} =		22

Tabla 7.57: Propiedades geométricas viga portante

Sección	Sección doble T	Sección rectangular
Area viga [cm ²]	4050	8100
Inercía viga [cm ⁴]	9243302,78	12301875
Y _{sup} = c ₁ [cm]	73,4	67,5
Y _{inf} = c ₂ [cm]	61,6	67,5
S ₁ = I _c /c ₁ [cm ³]	125913	182250
S ₂ = I _c /c ₂ [cm ³]	150078	182250
Y _{cg} [cm]	39,4	39,4
Excentricidad pretensado e: Y _{inf} - Y _{cg} [cm]	22,2	28,1
Radio de giro r: Raiz (I _g /A _c) [cm]	47,8	39,0

En las tabla 7.58 y 7.59, se definen las solicitaciones de diseño de la viga portante para el esfuerzo interno a flexión positivo y los resultados del análisis de tensión en las fibras superiores e inferiores de la viga, que se presentan en la tabla 7.60. Para el calculo del momento positivo, se sigue la metodología utilizada en la memoria de calculo en la cual se basa este trabajo, en el que, como criterio conservador, se toma el momento generado por las cargas muertas antes de hormigonar los nudos rígidos de la viga en todas las etapas del pretensado, debido a que, para el calculo manual de los esfuerzos internos, se hizo considerando que la viga no tiene ángulo de inclinación, cuando este si lo tiene.

Tabla 7.58: Momentos positivos a partir de las cargas en la viga portante

Momento de peso propio (X=1 [m])	10,61	[tonf*m]
Momento de peso propio (X=11 [m])	61,10	[tonf*m]
Momento de cargas muertas	85,53	[tonf*m]
Momento de cargas vivas	144,02	[tonf*m]

Tabla 7.59: Momentos positivos en viga portante en las etapas del pretensado

Momento de peso propio (X=1 [m])	10,61	[tonf*m]
Momento de peso propio	61,11	[tonf*m]
Momento de cargas muertas	136,46	[tonf*m]
Momento de cargas vivas	290,48	[tonf*m]

Tabla 7.60: Tensiones en fibra superior e inferior en todas las etapas de diseño en la viga portante

Etapa 0:	Tensión en fibra superior	-18,4	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	213,5	[kgf/cm ²]
Etapa 1:	Tensión en fibra superior	76,5	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	115,2	[kgf/cm ²]
Etapa 2:	Tensión en fibra superior	138,1	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	23,7	[kgf/cm ²]
Etapa 3:	Tensión en fibra superior	252,4	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	-72,3	[kgf/cm ²]

Y se verifica que la viga portante cumple con las tensiones máximas admisibles de las tablas 6.4 y 6.5. Para la verificación de la resistencia nominal a flexión de la viga, se calcula M_u , utilizando las mismas solicitaciones de la etapa 3 de diseño en la viga.

$$M_u = 1,2 * M_d + 1,6 * M_l = 406,18 \text{ [tonf*m]}$$

Se corrobora en la tabla 7.61, que la armadura longitudinal fluya, para utilizar el factor de minoración $\phi = 0,9$, a partir del criterio de la figura 6.24,

Tabla 7.61: Verificación fluencia armadura para esfuerzo interior a flexión positivo en viga portante

fsu	17846,9	[kgf/cm ²]
Area cable	1,4	[cm ²]
N cables	16	[unid]
Armadura activa inferior (Ap)	22,4	[cm ²]
Ycg	7,50	[cm]
Altura útil pretensado (d')	127,5	[cm]
Armadura pasiva inferior (As)	17,8	[cm]
Altura útil armadura pasiva (d)	129,6	[cm]
a	16,9	[cm]
Beta1	0,65	[-]
c	26,0	[cm]
c/d	0,2	[-]
Cmax < 0,375*d	Acero fluye	[-]

Corroborado la fluencia de la armadura, se calcula el momento nominal a partir de la ecuación 6.47.

$$\phi * Mn = 0,9 * 566,4 [\text{tonf} * \text{m}] = 509,7 [\text{tonf} * \text{m}]$$

Con un factor de utilización del **FU = 80 %**. Se verifica en la tabla 7.62, que el momento de ruptura de la viga no sea un mecanismo de falla, a partir de las ecuaciones 6.50 y 6.51.

Tabla 7.62: Verificación momento de ruptura viga portante

fr	45,5	[kgf/cm ²]
Mcr	250,3	[tonf*m]
Mcr*1,2	300,3	[tonf*m]
phi * Mn	509,7	[tonf*m]

Finalmente, se corrobora el cumplimiento de la deflexión máxima de $\frac{L}{240}$ igual a 9,16 [cm], y que se calcula a partir de las ecuaciones 6.52, 6.53 y 6.55 en la tabla 7.63

Tabla 7.63: Deformación viga portante en las etapas de pretensado 1,2 y 3

Etapa 1:	Deformación por pretensado inicial	-2,1	[cm]
	Deformación por peso propio	1,2	[cm]
	Deformación etapa 1 acumulado	-0,9	[cm]
Etapa 2:	Deformación por carga muerta	1,4	[cm]
	Deformación etapa 2 acumulado	0,5	[cm]
Etapa 3:	Deformación por carga viva	2,8	[cm]
	Deformación etapa 3 acumulado	3,3	[cm]

Diseño armadura transversal

Se diseña la armadura transversal en base a las propiedades geométricas de las secciones de la viga que se definió anteriormente en la tabla 7.57. En la tabla 7.64, se definen los esfuerzos internos de diseño de corte y flexión en la luz de la viga portante.

Tabla 7.64: Esfuerzos internos corte y flexión en viga portante

Sección [m]	1	2	3	4	5	6	7
Vd [tonf]	24,21	21,79	19,37	16,95	14,52	12,10	9,68
Vl [tonf]	71,42	64,27	57,13	49,99	42,85	35,71	28,57
Vu (mayorado)	143,31	128,98	114,65	100,32	85,99	71,66	57,33
Md [tonf*m]	25,42	48,42	68,99	87,15	102,88	116,20	127,09
MI [tonf*m]	74,99	142,83	203,53	257,09	303,51	342,79	374,93

Para el diseño de la armadura transversal confinada, se define su extensión en cada extremo de la viga.

$$l_o = 300 \text{ [cm]} \geq 2 * H_{total} = 270 \text{ [cm]}$$

Se corrobora que la cuantía total de la viga portante, sea inferior al 2,5% del área bruta de la sección.

$$A_s/A_g = 162,86[\text{cm}^2]/8100[\text{cm}^2] = 2\% < 2,5\%$$

Por su condición de pórtico especial de la viga portante, el corte de diseño se calcula en la tabla 7.65 a partir de la ecuación 6.67 y la figura 6.30

Tabla 7.65: Calculo corte de diseño en zona confinada de viga portante

Armadura longitudinal superior	122,15	[cm ²]
Mpr	773,17	[tonf*m]
wd	2,38	[tonf/m]
ws	6,94	[tonf/m]
wu	4,25	[tonf/m]
Ve	117,04	[tonf]

Como el valor del 50% de Ve en la tabla 7.65 es inferior al valor de Vu las seccionadas con diseño de confinamiento de la tabla 7.64, se considera el valor de Vc = 0 [tonf].

$$V_n > V_e/\phi = 117,04 \text{ [tonf]}/0,6 = 195,06 \text{ [tonf]}$$

Se calcula de la ecuación 6.66, la armadura transvesal mínima requerida en la zona confinada y su espaciamiento máximo permitido, en la tabla 7.66.

Tabla 7.66: Condiciones de diseño armadura pórtico especial viga portante

Espaciamiento 1	33	[cm]
Espaciamiento 2	15	[cm]
Espaciamiento 3	21,6	[cm]
Espaciamiento máximo	15	[cm]
Av confinamiento necesario	35,18	[cm ² /m]

Para el diseño de la armadura a corte en el caso estático de la viga portante, se verifica la metodología que se utilizara para el calculo de V_c a partir de la ecuación 6.59 y su valor mínimo de diseño en la tabla 7.67.

Tabla 7.67: Verificación criterio para calculo de V_c en viga portante

Armadura cortante mínimo	Rectangular	Doble T
$A_{ps} * f_{pu}$ [kgf]	438900	478800
$A_s * f_y$ [kgf]	684013	149364
$0,4 * (A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y)$ [kgf]	439165	235306
$A_{ps} * f_{se}$ [kgf]	307230	307230
V_c mínimo	$0,14 * \sqrt{f'c} * b_w * d$	$0,17 * \sqrt{f'c} * b_w * d$

Dado que $A_{ps} * f_{se} < a 0,4 * (A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y)$ en la sección rectangular, se diseñara la armadura transversal utilizando el método de V_{ci} y V_{cw} . Se calcula la armadura transversal mínima de la sección rectangular y doble T de la viga en la tabla 7.68 a partir de la figura 6.28.

Tabla 7.68: Armadura transversal mínima para la sección rectangular y doble T de la viga puntal

Sección	Rectangular	Doble T
A_v/s (1)	6,50	1,63
A_v/s (2)	4,90	1,23
Mayor de (1) y (2)	6,50	1,63

Se calcula en la tabla 7.69 la resistencia a flexión-cortante (V_{ci}) en las secciones de la viga portante y en la tabla 7.70 la resistencia a la cortante en el alma (V_{cw}).

Tabla 7.69: Resistencia a flexión-cortante (V_{ci}) a lo largo de la viga portante

Sección [m]	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$V_u (1,2*V_d + 1,6*V_l)$ [tonf]	143,3	129,0	114,7	100,3	86,0	71,7	57,3	43,0	28,7
$M_u (1,2*M_d + 1,6*M_l)$ [tonf*m]	150,5	286,6	408,4	515,9	609,1	687,9	752,4	802,6	838,4
M_{cr} [tonf*m]	136,0	136,0	136,0	136,0	168,9	168,9	168,9	168,9	168,9
Altura util pretenso (dp) [cm]	108,0	108,0	108,0	108,0	108,0	108,0	108,0	108,0	108,0
Altura util estribos (d) [cm]	132,0	132,0	132,0	132,0	132,0	132,0	132,0	132,0	132,0
V_{ci} [tonf]	153,3	85,0	62,0	50,2	29,8	23,5	18,8	15,0	11,7
V_{ci} mínimo [tonf]	81,4	81,4	81,4	81,4	24,7	24,7	24,7	24,7	24,7
V_{ci} máximo [tonf]	190,3	190,3	190,3	190,3	47,6	47,6	47,6	47,6	47,6
V_{ci} resultante [tonf]	153,3	85,0	81,4	81,4	29,8	24,7	24,7	24,7	24,7

Tabla 7.70: Resistencia del concreto a la cortante del alma (V_{cw}) en la viga portante

Sección [m]	1	2	3	4	5	6	7	8	9
tensión en la fibra superior para 100% SC [kgf/cm ²]	-9	-9	-9	-9	22	22	22	22	22
tensión en la fibra inferior para 100% SC [kgf/cm ²]	85	85	85	85	121	121	121	121	121
f_{pc} [kgf/cm ²]	42	42	42	42	72	72	72	72	72
V_{cw} [tonf]	220	220	220	220	69	69	69	69	69

De la resistencia del concreto a la cortante, se calcula la armadura transversal mínima de diseño de la viga para el caso estático en la tabla 7.71, considerando la cantidad armadura mínima definida en la tabla 7.68 y un factor de seguridad $\phi = 0,75$.

Tabla 7.71: Armadura transversal mínima de diseño para caso estático en viga portante

Sección [m]	1	2	3	4	5	6	7	8	9
V_c [tonf]	153,34	85,00	81,40	81,40	24,71	24,71	24,71	24,71	24,71
V_u [tonf]	143,31	128,98	114,65	100,32	85,99	71,66	57,33	42,99	28,66
V_s [tonf]	37,75	86,98	71,46	52,35	89,94	70,83	51,72	32,61	13,50
$A_v/s_{requerido}$ [cm ² /m]	6,81	15,69	12,89	9,44	16,22	12,78	9,33	5,88	2,44
$(A_v/s)_{mínimo}$ [cm²/m]	6,81	15,69	12,89	9,44	16,22	12,78	9,33	5,88	2,44

Se corrobora a partir de los resultados de la tabla 7.66 y 7.71, que el diseño de la armadura transversal en la zona confinada de la viga portante, predomina la condición de pórtico especial. En la tabla 7.72 se detalla el diseño de la armadura transversal en la extensión de la viga. Las figuras 7.25 y 7.26 corresponden al diseño final en la sección rectangular y de la sección doble T y el estribo interior de esta primera figura, se considera solamente en la zona confinada de la viga.

Tabla 7.72: Diseño armadura transversal viga portante

Sección [m]	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Diámetro barra transversal [cm ²]	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1	0,8
Numero barras [unid]	4	4	4	2	2	2	2	2	2
Espaciamiento [cm]	10	10	10	12	12	15	20	20	20
$(A_v/s)_{diseño}$ [cm ² /m]	45,24	45,24	45,24	18,85	18,85	15,08	11,31	7,85	5,03

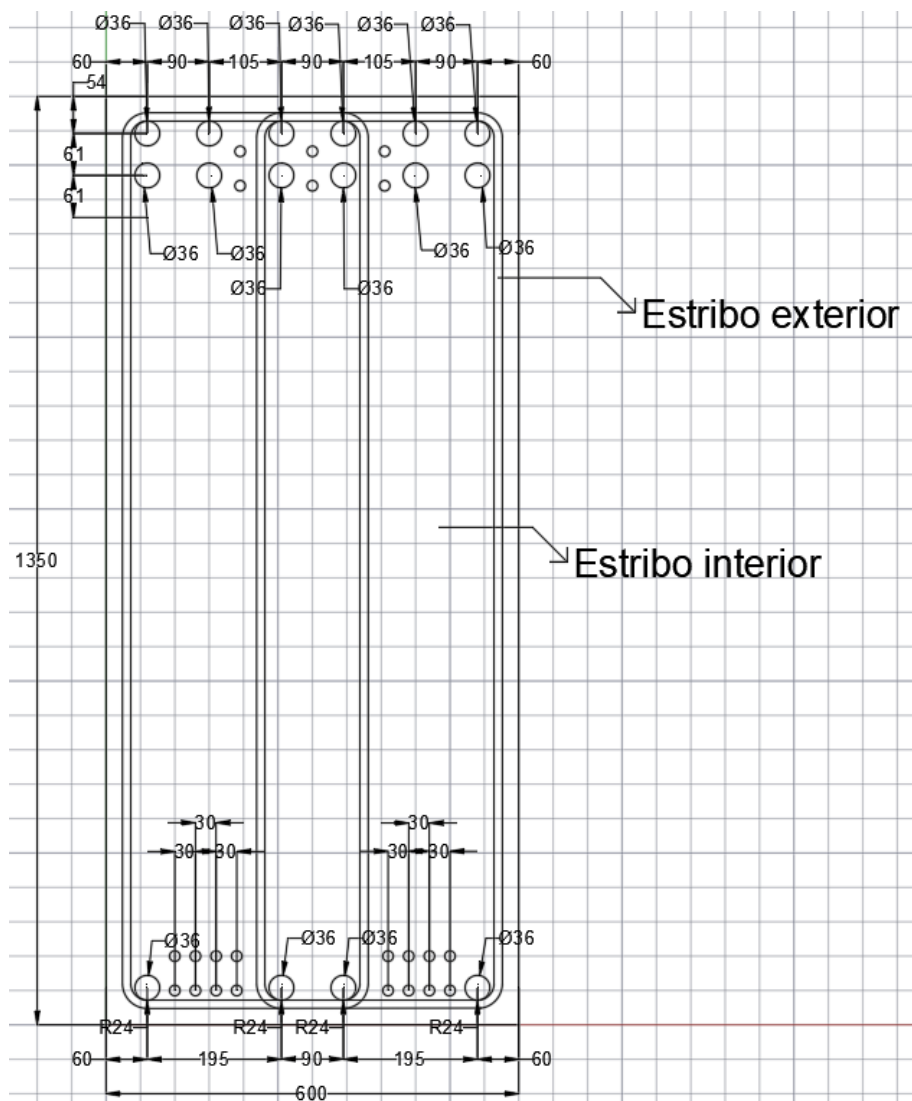


Figura 7.25: Viga portante sección rectangular

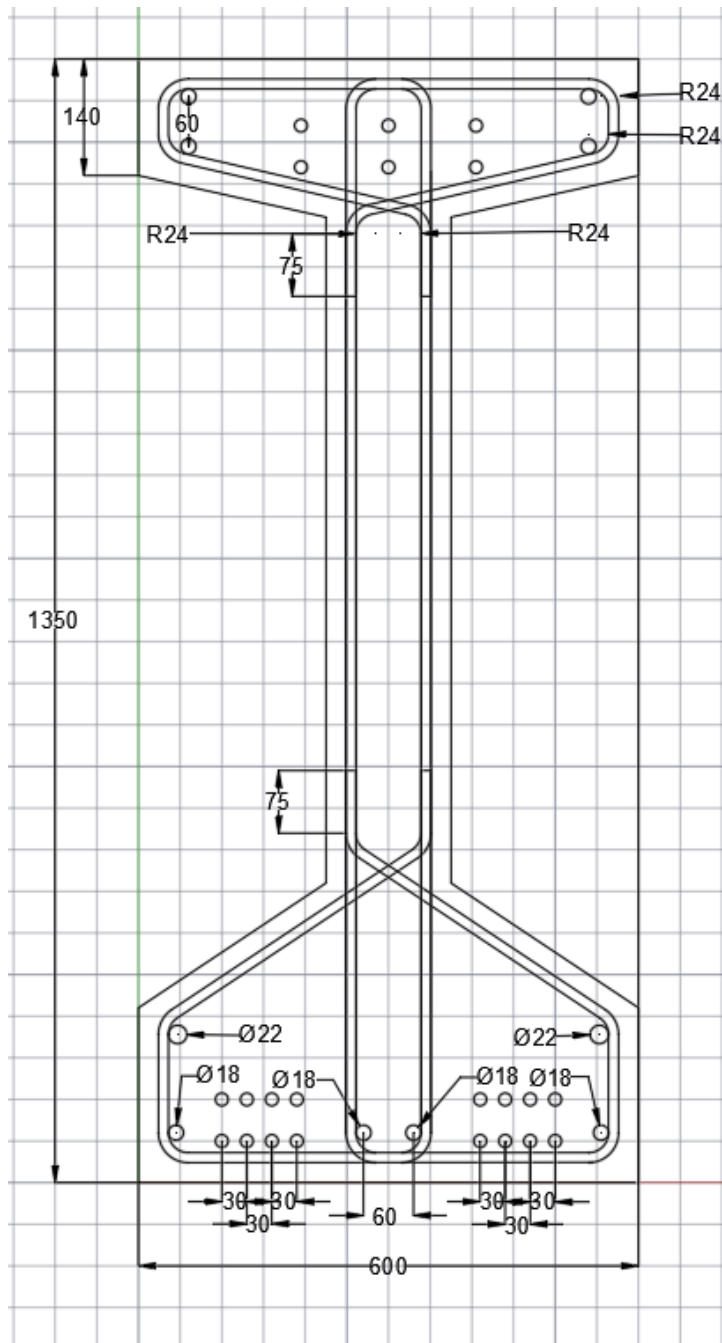


Figura 7.26: Viga portante sección doble T

7.6. Viga salvapilar

La geometría de la viga salvapilar, es la misma que la portante, definida en la figura 7.20. Se hace el diseño a partir de la viga de la figura 7.27 del modelo matemático.

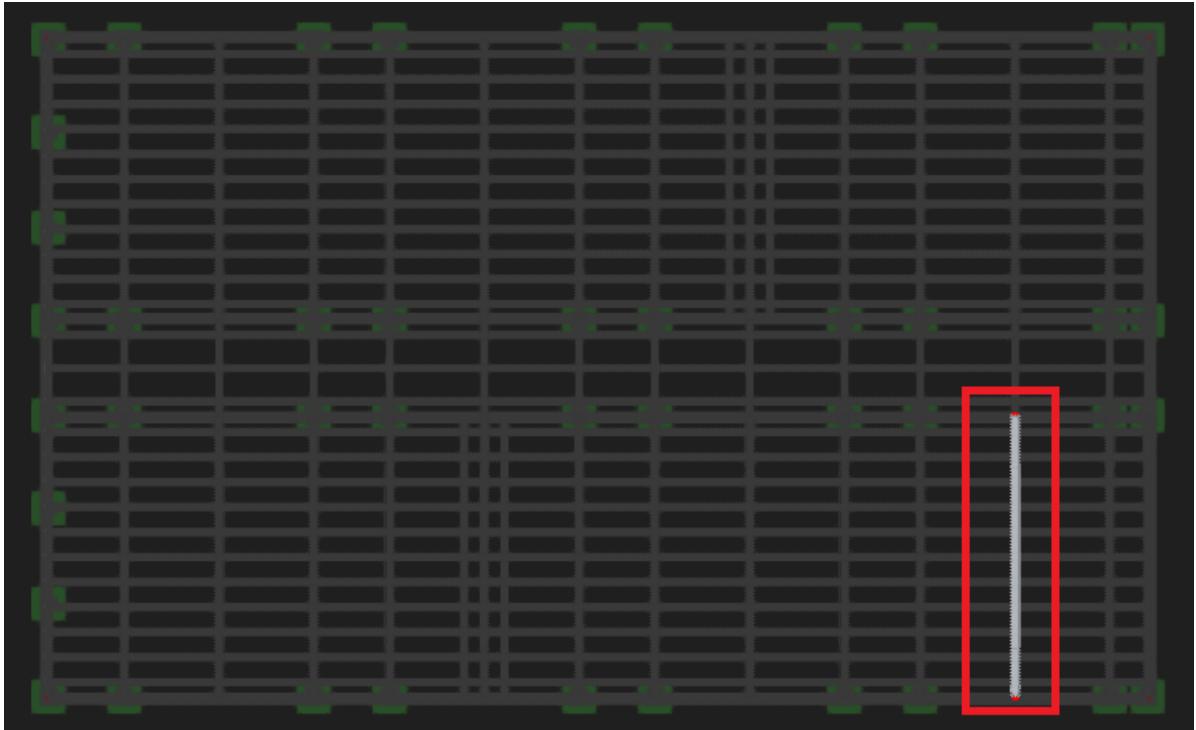


Figura 7.27: Viga salvapilar crítica

Y en la tabla 7.73, se definen las cargas lineales de diseño para el cálculo manual de los esfuerzos internos en la viga, y se considera un ancho tributario de 7,5 [m] para las cargas externas.

Tabla 7.73: Cargas lineales de diseño viga salvapilar

Peso propio	1,01	[tonf/m]
Cubierta + equipos	0,90	[tonf/m]
Peso TCVs lineal	0,67	[tonf/m]
Carga nieve lineal	7,94	[tonf/m]

7.6.1. Diseño armadura longitudinal pasiva

Para el diseño del caso estático, se utilizara la misma metodología de la memoria de calculo original, en el que se calcula a partir del esfuerzo a flexión máximo del modelo matemático, y del cual, se tiene a partir del modelo de confección propia, el diagrama de la figura , para la combinación de cargas.

$$1,2 * M_d + 1,6 * M_I$$

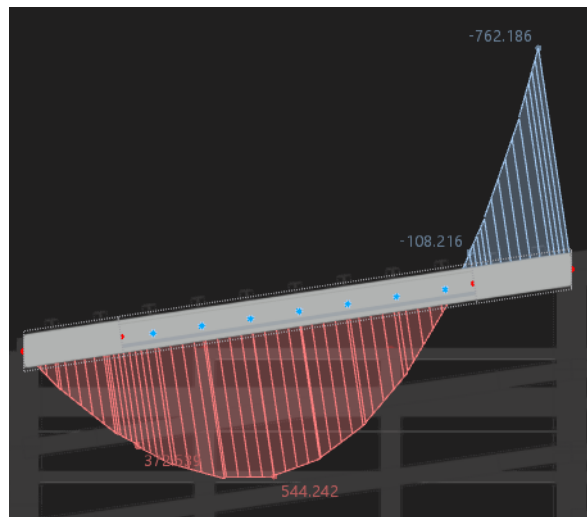


Figura 7.28: Esfuerzos internos a flexión de la viga salvapilar

A este valor se le descuenta el momento a flexión de peso propio y costaneras de techo, que se calcula a partir del diagrama de la figura 6.13, y se calcula el momento ultimo de diseño para la armadura longitudinal pasiva en la tabla 7.74

Tabla 7.74: Esfuerzos internos de flexión del caso estático en extremos de la viga salvapilar para el diseño de la armadura pasiva

Mu (modelo)	-762,19	[tonf*m]
Mpp	-56,88	[tonf*m]
Mtcv	-37,50	[tonf*m]
Mu' (Mu - 1,2*(Mpp+Mtcv))	-648,93	[tonf*m]

Del resultado en la tabla 7.74, se diseña la armadura pasiva en la tabla 7.75.

Tabla 7.75: Momento nominal de diseño armadura pasiva viga salvapilar

Diámetro armadura negativa	3,6	[cm]
Cantidad	15	[unid]
Altura útil (d)	1,25	[m]
Mn negativo	725,39	[tonf*m]

$$\phi * Mn = 0,9 * 725,39[\text{tonf*m}] = 652,85 [\text{tonf*m}]$$

Para el diseño de la armadura longitudinal pasiva inferior mínima, al tener la misma geometría que la viga portante, se utiliza la armadura detallada en la tabla 7.54, y al igual que con esta, observando la figura 7.28, en el que no se tiene momento negativo en la sección doble T de la viga, se utiliza la armadura superior e inferior que se detalla en la tabla 7.55

7.6.2. Diseño armadura longitudinal activa

Para el diseño de la armadura activa para la sección doble T de la figura 7.20 de la viga, se propone utilizar cables $\phi = 0,6$ [pulg] con una fuerza de pretensado inicial (f_p) = 14,25 [tonf/cm²], con la distribución de la tabla 7.76 y las propiedades geométricas de la viga, definidas en la tabla 7.77.

Tabla 7.76: Distribución y cantidad total de cables pretensados $\phi = 0,6$ [pulg] en la viga salvapilar

i	Yi [cm]	Nci
10	127	3
9	122	3
8	40	0
7	35	0
6	30	0
5	25	0
4	20	4
3	15	4
2	10	8
1	5	8
Ntc =		30

Tabla 7.77: Propiedades geométricas viga salvapilar

Sección	Sección doble T	Sección rectangular
Area viga [cm ²]	4050	8100
Inercía viga [cm ⁴]	9243302,78	12301875
Ysup = c1 [cm]	73,4	67,5
Y inf = c2 [cm]	61,6	67,5
S1 = Ic/c1 [cm ³]	125913	182250
S2 = Ic/c2 [cm ³]	150078	182250
Ycg [cm]	33,5	33,5
Excentricidad pretensado e: Yinf - Ycg [cm]	28,1	34,0
Radio de giro r: Raiz (Ig/Ac) [cm]	47,8	39,0

En la tabla 7.78 y 7.79, se definen las solicitaciones de diseño de la viga portante para el esfuerzo interno a flexión positivo en la tabla 7.80, y bajo la misma premisa utilizada en la viga portante, se mantiene para el diseño, los momentos derivados de las cargas permanentes para la condición de viga bi-rotulado, y las cargas de uso para la viga con el nudo rígido hormigonado, como criterio conservador al calcular los esfuerzos internos de flexión para un caso sin inclinación cuando la viga si la tiene.

Tabla 7.78: Momentos positivos a partir de las cargas en la viga salvapilar

Momento de peso propio (X=1 [m])	10,23	[tonf*m]
Momento de peso propio	56,88	[tonf*m]
Momento de cargas muertas	71,66	[tonf*m]
Momento de cargas vivas	250,76	[tonf*m]

Tabla 7.79: Momentos positivos en viga portante en las etapas del salvapilar

Momento etapa 0	10,23	[tonf*m]
Momento etapa 1	56,88	[tonf*m]
Momento etapa 2	128,54	[tonf*m]
Momento etapa 3	379,29	[tonf*m]

Tabla 7.80: Tensiones en fibra superior e inferior en todas las etapas de diseño en la viga salvapilar

Etapa 0:	Tensión en fibra superior	-28,5	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	161,0	[kgf/cm ²]
Etapa 1:	Tensión en fibra superior	57,9	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	196,0	[kgf/cm ²]
Etapa 2:	Tensión en fibra superior	112,0	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	96,3	[kgf/cm ²]
Etapa 3:	Tensión en fibra superior	311,1	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	-70,8	[kgf/cm ²]

Y se verifica que la viga portante cumple con las tensiones máximas admisibles de las tablas 6.4 y 6.5. Para la verificación de la resistencia nominal a flexión de la viga, se calcula M_u utilizando las mismas solicitaciones de la etapa 3 de diseño en la viga.

$$M_u = 1,2*M_d + 1,6*M_l = 555,5 \text{ [tonf*m]}$$

Se corrobora en la tabla 7.81, que la armadura longitudinal fluya, para utilizar el factor de minoración $\phi = 0,9$, a partir del criterio de la figura 6.24,

Tabla 7.81: Verificación fluencia armadura para esfuerzo interior a flexión positivo en viga salvapilar

fsu	17223,9	[kgf/cm ²]
Area cable	1,4	[cm ²]
N cables	24	[unid]
Armadura activa inferior (Ap)	33,6	[cm ²]
Ycg	10,8	[cm]
Altura util pretensado (d')	124,2	[cm]
Armadura pasiva inferior (As)	17,78	[cm ²]
Altura útil armadura pasiva (d)	125	[cm]
a	23,29	[cm]
Beta1	0,65	[-]
c	35,84	[cm]
c/d	0,29	[-]
Cmax < 0,375*d	Acero fluye	[-]

Corroborado la fluencia de la armadura, se calcula el momento nominal a partir de la ecuación 6.47.

$$\phi * Mn = 0,9 * 732,6 [\text{tonf} * \text{m}] = 662,1 [\text{tonf} * \text{m}]$$

Con un factor de utilización del **FU = 41 %**. Se verifica en la tabla 7.82, que el momento de ruptura de la viga no sea un mecanismo de falla, a partir de las ecuaciones 6.50 y 6.51.

Tabla 7.82: Verificación momento de ruptura viga salvapilar

fr	45,50	[kgf/cm ²]
Mcr	319,07	[tonf*m]
Mcr*1,2	382,88	[tonf*m]
phi * Mn	683,31	[tonf*m]

Finalmente, se corrobora el cumplimiento de la deflexión máxima de $\frac{L}{240}$ igual a 8,83 [cm], y que se calcula a partir de las ecuaciones 6.52, 6.53 y 6.57 en la tabla 7.83

Tabla 7.83: Deformación viga salvapilar en las etapas de pretensado 1,2 y 3

Etapa 1:	Deformación por pretensado inicial	-3,0	[cm]
	Deformación por peso propio	0,8	[cm]
	Deformación etapa 1 acumulado	-2,2	[cm]
Etapa 2:	Deformación por carga muerta	1,0	[cm]
	Deformación etapa 2 acumulado	-1,2	[cm]
Etapa 3:	Deformación por carga viva	2,0	[cm]
	Deformación etapa 3 acumulado	0,8	[cm]

7.6.3. Diseño armadura transversal

Se diseña la armadura transversal en base a las propiedades geométricas de las secciones de la viga que se definió anteriormente en la tabla 7.77. En la tabla 7.84, se definen los esfuerzos internos de diseño de corte y flexión en la luz de la viga portante.

Tabla 7.84: Esfuerzos internos corte y flexión en viga salvapilar

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
Vd [tonf]	17,93	15,35	12,77	10,19	7,61	5,03
Vl [tonf]	55,15	47,21	39,28	31,34	23,41	15,47
Vu (1,2*Vd +1,6*Vl)	109,75	93,96	78,17	62,38	46,59	30,79
Md [tonf*m]	19,22	35,86	49,92	61,40	70,31	76,63
Ml [tonf*m]	59,12	110,30	153,54	188,85	216,23	235,67

Para el diseño de la armadura transversal de la viga salvapilar, dado que en caso de falla, se afecta la respuesta sísmica de la estructura completa, se diseña con la condición de pórtico especial. Para el diseño de la armadura transversal confinada, se define su extensión en cada extremo de la viga.

$$l_o = 300 \text{ [cm]} \geq 2 * H_{total} = 270 \text{ [cm]}$$

Se corrobora que la cuantía total de la viga portante, sea inferior al 2,5 % del área bruta de la sección.

$$A_s/A_g = 193,40[\text{cm}^2]/8100[\text{cm}^2] = 2,4\% < 2,5\%$$

Por la condición de pórtico especial de la viga salvapilar, el corte de diseño se calcula en la tabla 7.85 a partir de la ecuación 6.67 y la figura 6.30.

Tabla 7.85: Calculo corte de diseño en zona confinada de viga portante

Armadura longitudinal superior	152,68	[cm ²]
Mpr	943,55	[tonf*m]
wd	2,54	[tonf/m]
ws	7,72	[tonf/m]
wu	4,59	[tonf/m]
Ve	137,64	[tonf]

Como el valor del 50 % de Ve en la tabla 7.65 es inferior al valor de Vu las seccionadas con diseño de confinamiento de la tabla 7.64, se considera el valor de Vc = 0 [tonf].

$$V_n > V_e/\phi = 117,04 \text{ [tonf]}/0,6 = 195,06 \text{ [tonf]}$$

A partir de la ecuación 6.66 y las condiciones de espaciamiento de confinamiento, se calcula en la tabla 7.86 el espaciamiento máximo y la armadura transversal requerida en la zona confinada de la viga

Tabla 7.86: Condiciones de diseño armadura pórtico especial en viga salvapilar

Espaciamiento 1	33	[cm]
Espaciamiento 2	15	[cm]
Espaciamiento 3	21,6	[cm]
Espaciamiento máximo	15	[cm]
Av confinamiento necesario	41,38	[cm ² /m]

Para el diseño de la armadura a corte para el caso estático en la viga salvapilar, se verifica la metodología que se utilizara para el calculo de V_c a partir de la ecuación 6.59 y el V_c mínimo de diseño en la tabla 7.87.

Tabla 7.87: Verificación criterio para calculo de V_c en viga salvapilar

Armadura cortante mínimo	Sección rectangular	Sección Doble T
$A_{ps} * f_{pu}$ [kgf]	824600	824600
$A_s * f_y$ [kgf]	812265	170475
$0,4 * (A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y)$ [kgf]	654746	398030
$A_{ps} * f_{se}$ [kgf]	432915	432915
V_c mínimo	$0,14 * \sqrt{f'c} * b_w * d$	$0,17 * \sqrt{f'c} * b_w * d$

Dado que $A_{ps} * f_{se} < 0,4 * (A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_y)$ en la sección rectangular, se diseñara la armadura transversal utilizando el método de V_{ci} y V_{cw} . Se calcula la armadura transversal mínima de la sección rectangular y doble T de la viga en la tabla 7.88 a partir de la figura 6.28.

Tabla 7.88: Armadura transversal mínima para la sección rectangular y doble T de la viga salvapilar

Sección	Rectangular	Doble T
A_v/s (1)	6,50	1,63
A_v/s (2)	4,90	1,23
Mayor de (1) y (2)	6,50	1,63

Se calcula en la tabla 7.89 la resistencia a flexión-cortante (V_{ci}) en las secciones de la viga salvapilar y en la tabla 7.90 la resistencia a la cortante en el alma (V_{cw}).

Tabla 7.89: Resistencia a flexión-cortante (V_{ci}) a lo largo de la viga salvapilar

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
$V_u (1,2*V_d + 1,6*V_l)$ [tonf]	109,75	93,96	78,17	62,38	46,59	30,79
$M_u (1,2*M_d + 1,6*M_l)$ [tonf*m]	117,65	219,51	305,58	375,85	430,33	469,02
M_{cr} [tonf*m]	161,16	161,16	161,16	161,16	210,34	210,34
Altura útil preetensado (dp) [cm]	108,00	108,00	108,00	108,00	108,00	108,00
Altura útil estribos (d) [cm]	132,00	132,00	132,00	132,00	132,00	132,00
V_{ci} [tonf]	174,14	92,77	65,02	50,53	28,72	19,76
V_{ci} mínimo [tonf]	81,40	81,40	81,40	81,40	24,71	24,71
V_{ci} máximo [tonf]	232,58	232,58	232,58	232,58	58,15	58,15
V_{ci} resultante [tonf]	174,14	92,77	81,40	81,40	28,72	24,71

Tabla 7.90: Resistencia del concreto a la cortante del alma (V_{cw}) en la viga salvapilar

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
tensión en la fibra superior para 100 % SC [kgf/cm ²]	-27	-27	-27	-27	10	10
tensión en la fibra inferior para 100 % SC [kgf/cm ²]	130	130	130	130	182	182
f_{pc} [kgf/cm ²]	59	59	59	59	96	96
V_{cw} [tonf]	252	252	252	252	81	81

De la resistencia del concreto al corte, se calcula la armadura transversal mínima de diseño de la viga para el caso estático en la tabla 7.91, considerando la cantidad armadura mínima definido en la tabla 7.88 y un factor de seguridad $\phi = 0,75$.

Tabla 7.91: Armadura transversal mínima de diseño en viga salvapilar

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
V_c [tonf]	174,14	92,77	81,40	81,40	28,72	24,71
V_u [tonf]	109,75	93,96	78,17	62,38	46,59	30,79
V_s [tonf]	-64,38	1,19	22,82	1,77	33,40	16,35
$A_v/s_{requerido}$ [cm ² /m]	-11,61	0,21	4,12	0,32	6,02	2,95
$(A_v/s)_{mínimo}$ [cm ² /m]	6,50	6,50	6,50	6,50	1,63	1,63

Se corrobora a partir de los resultados de la tabla 7.86 y 7.71, que el diseño de la armadura transversal en la zona confinada de la viga salvapilar, predomina la condición de pórtico especial. En la tabla 7.92 se detalla el diseño de la armadura transversal en la extensión de la viga. Las figuras 7.29 y 7.30 corresponden al diseño en la sección rectangular y la sección doble T de la viga salvapilar, y el estribo interior de esta primera figura, se considera solamente en zona confinada.

Tabla 7.92: Diseño armadura transversal viga salvapilar

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
Diametro barra transversal [cm ²]	1,2	1,2	1,2	1,2	1	0,8
Numero barras [unid]	4	4	4	2	2	2
Espaciamiento [cm]	10	10	10	20	20	20
$(A_v/s)_{diseño}$ [cm ² /m]	45,24	45,24	45,24	11,31	7,85	5,03

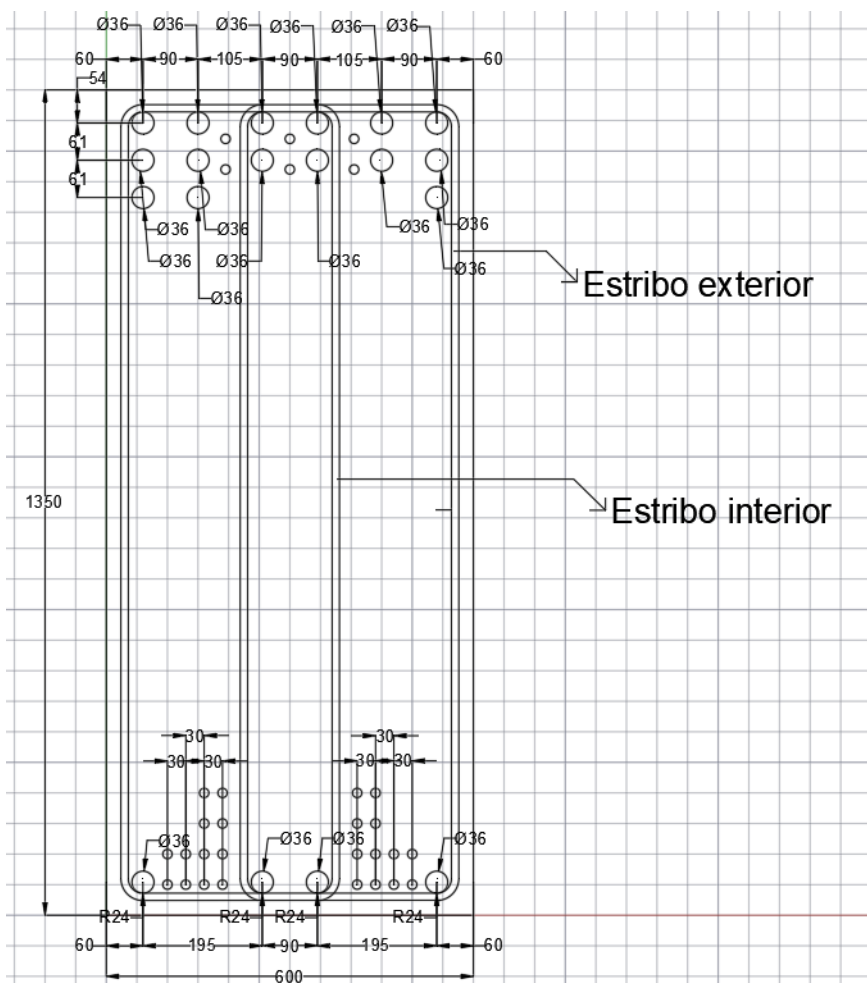


Figura 7.29: Viga salvapilar sección rectangular

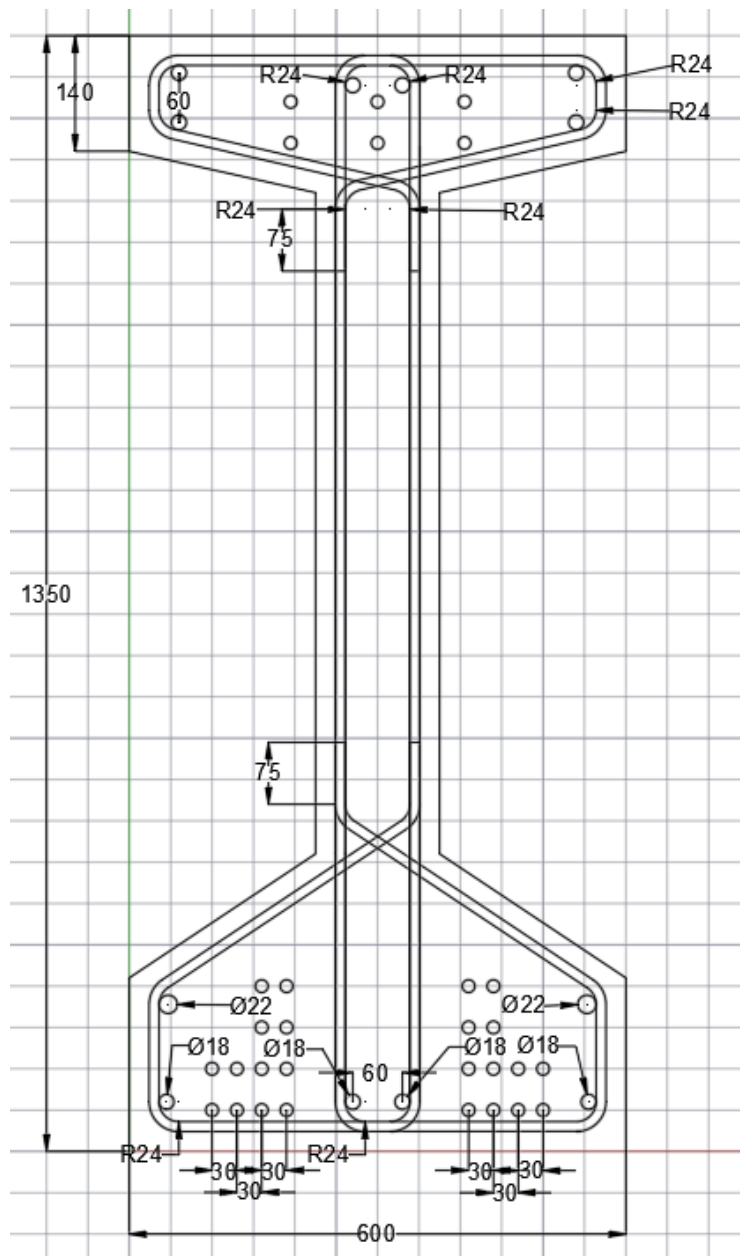


Figura 7.30: Viga salvapilar sección doble T

7.7. Viga Delta - marco rígido

Para el diseño de las vigas delta, se considera las secciones de la figura 7.31 en sus extremos, con una extensión total de 6,2 [m].

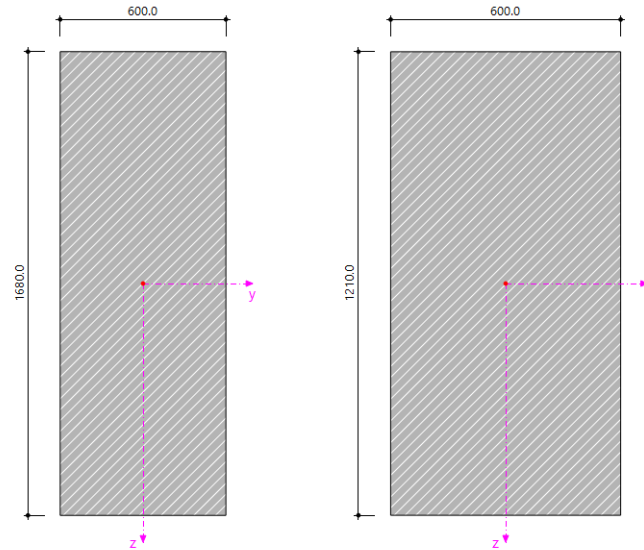


Figura 7.31: Secciones extremas viga delta

El diseño se hace a partir de la viga de la figura 7.35 del modelo matemático.

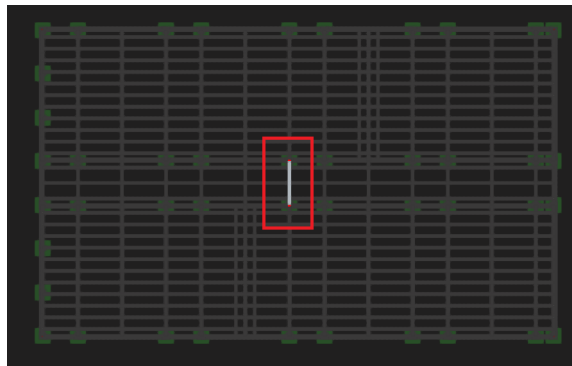


Figura 7.32: Viga delta - marco rígido crítica

Y en la tabla 7.93, se definen las cargas de diseño de la viga delta que forma parte del marco rígido

Tabla 7.93: Cargas de diseño viga delta - marco rígido

Ancho tributario	6,75	[m]
Peso propio	1,82	[tonf/m]
Peso TCVs lineal	0,58	[tonf/m]
Cubierta + equipos	0,78	[tonf/m]
Carga nieve lineal	6,90	[tonf/m]

7.7.1. Diseño armadura longitudinal

Para el diseño de la armadura superior, se utiliza el momento negativo ultimo máximo de los casos analizados en el modelo matemático, resultado que se muestra en la figura 7.33, y se obtuvo de la combinación de cargas.

$$1,2*Md + 1,6*Msc + 1,0*Msp = -510,101 \text{ [tonf*m]}$$

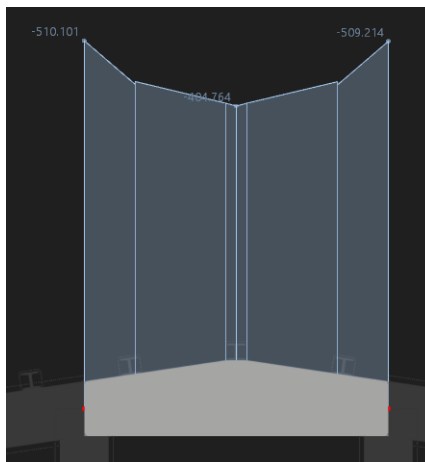


Figura 7.33: Momento ultimo de diseño viga delta - marco rígido

A partir del cual, diseña la armadura longitudinal en la tabla 7.94, en el que, para el calculo de la altura de viga para el diseño, se sigue el procedimiento del "manual de diseño de naves industriales prefabricadas" en el que se ponderan los valores de las secciones en ambos extremos, y dado los esfuerzos internos a flexión de la viga en la figura 7.33, se mantendrá este diseño en toda su extensión.

Tabla 7.94: Diseño armadura pasiva superior viga delta - marco rígido

Diámetro barra	3,6	[cm]
Cantidad	12	[unid]
As negativo	111,97	[cm²]
Altura total de diseño (H)	144,5	[cm]
Altura útil (d)	136,45	[cm]
Extensión zona comprimida viga	18,29	[cm]
Mn negativo	592,61	[tonf*m]

$$\phi * Mn = 533,35 \text{ [tonf*m]}$$

El momento positivo de diseño se calcula para el caso bi-rotulado con carga uniforme de la figura 6.14, a partir de las cargas de la tabla 7.93, en la tabla 7.95, considerando la misma combinación de cargas utilizada para el diseño de la armadura superior.

Tabla 7.95: Esfuerzo internos a flexión en la viga delta - marco rígido en la sección X = 3,05 [m] para condición bi-rotulado

Mpp	10,75	[tonf*m]
Mtcv	2,98	[tonf*m]
Mper	4,02	[tonf*m]
Msc	11,81	[tonf*m]
Mu	40,20	[tonf*m]

A partir del cual se diseña la armadura inferior de la viga en la tabla 7.96, y en la que también, de la ecuación 6.43, se corrobora el cumplimiento de la armadura inferior mínima.

Tabla 7.96: Diseño armadura inferior viga delta del marco rígido

Diámetro	3,6	[cm]
Área barra	10,18	[cm ²]
Cantidad	4	[unid]
Área total	40,72	[cm ²]
Armadura mínima	37,89	[cm ²]
Altura útil (d)	134,40	[cm]
Extensión zona comprimida viga	6,10	[cm]
Mn	224,62	[tonf*m]

$$\phi * Mn = 0,9 * 224,62 \text{ [tonf*m]} = 202,16 \text{ [tonf*m]}$$

7.7.2. Diseño armadura transversal

Dada la altura media de la viga, y considerando su extensión, se diseña para la condición de pórtico especial a lo largo de la viga delta. Se corrobora que la cuantía longitudinal total sea inferior al 2,5 % del área bruta media de la viga delta.

$$A_s/A_g = 152,68[\text{cm}^2]/8700[\text{cm}^2] = 1,76\% < 2,5\%$$

A partir de la ecuación 6.66 y las condiciones de espaciamiento de confinamiento en la figura 6.29, se define en la tabla 7.97, el espaciamiento máximo entre estribos y la armadura mínima de diseño.

Tabla 7.97: Espaciamiento máximo de diseño y armadura transversal mínima por metro de diseño

Espaciamiento 1	35,13	[cm]
Espaciamiento 2	15	[cm]
Espaciamiento 3	21,6	[cm]
Espaciamiento	15	[cm]
Avs/s min (1)	6,5	[cm ² /m]
Avs/s min (2)	4,90	[cm ² /m]
Avs/s min	6,5	[cm²/m]

El corte de diseño se calcula en la tabla 7.98, y se diseña la armadura transversal de la viga en la tabla 7.99 a partir de la ecuación 6.67 y la figura 6.30

Tabla 7.98: Calculo corte de diseño en zona confinada con condición de pórtico especial en viga delta - portante

Armadura longitudinal superior	111,97	[cm ²]
Mpr	764,30	[tonf*m]
wd	3,58	[tonf/m]
wl	7,14	[tonf/m]
wu	5,72	[tonf/m]
Ve	260,66	[tonf]

$$V_n > V_e/\phi = 260,66[\text{tonf}]/0,6 = 401,01 [\text{tonf}]$$

Tabla 7.99: Diseño armadura transversal en la extensión de la viga delta - portante

Diámetro estribo	1,6	[cm]
Área barra	2,01	[cm ²]
Altura efectiva (d)	142	[cm]
Espaciamiento de diseño	10	[cm]
Av/s de diseño	80,42	[cm²/m]
Vs	474,59	[tonf]

Se presenta en la figura 7.34 el diseño de la viga delta en su altura media

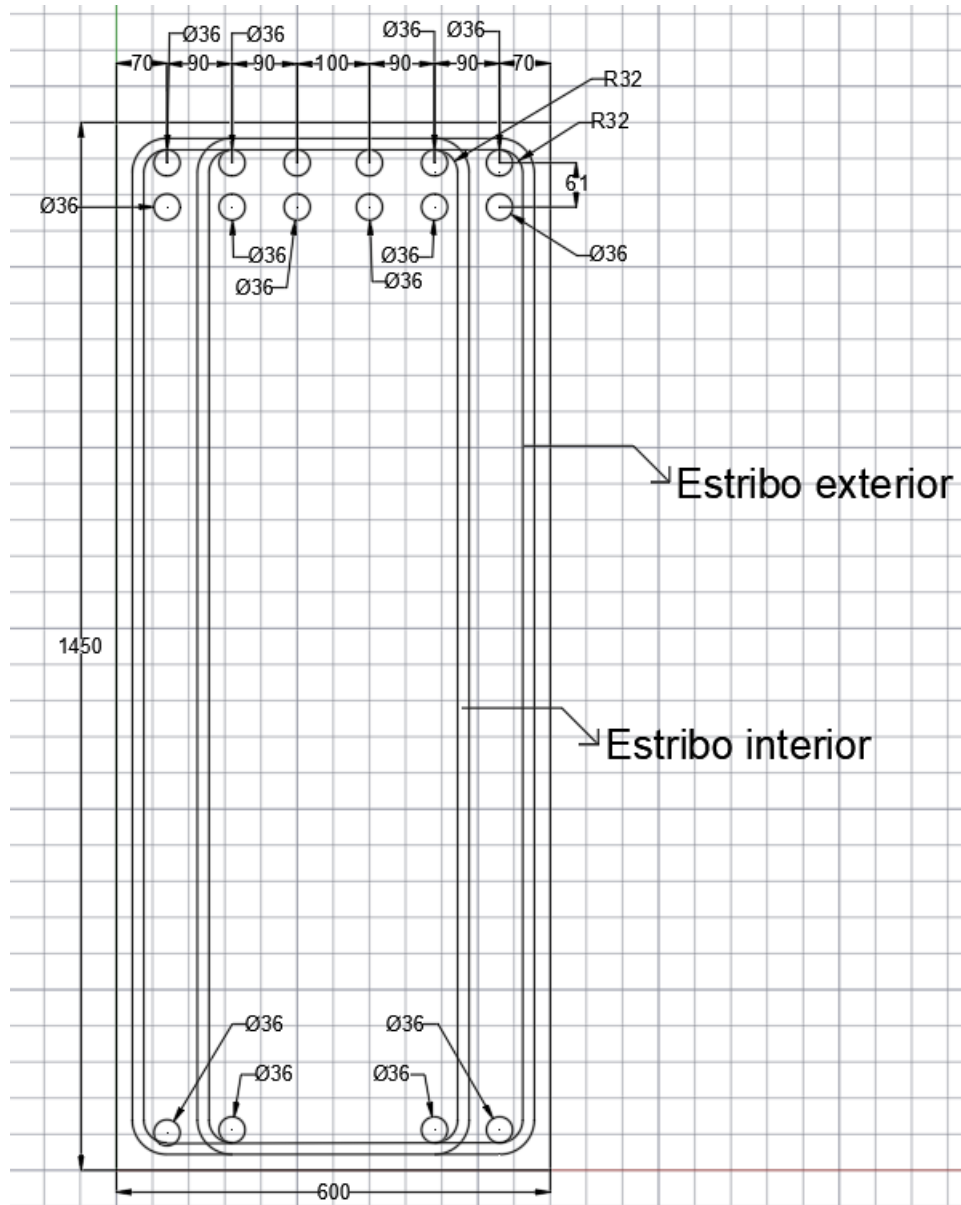


Figura 7.34: Diseño viga delta - portante en su altura media

7.8. Viga Delta - salvapilar

Se mantiene la mismas dimensiones de las secciones en los extremos de la viga de la figura 7.31 y la extensión de 6,2 [m]. El diseño se hace a partir de la viga de la figura 7.35 del modelo matemático.

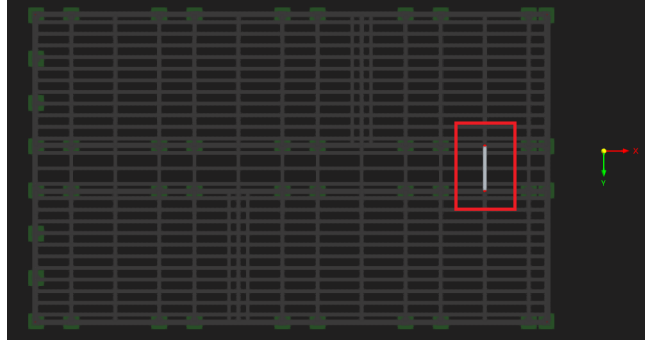


Figura 7.35: Viga delta - salvapilar crítica

Y en la tabla 7.100, se definen las cargas de diseño de la viga delta que forma parte del marco rígido

Tabla 7.100: Cargas de diseño viga delta - salvapilar

Ancho tributario	7,5	[m]
Peso propio	2,17	[tonf/m]
Peso TCVs lineal	0,67	[tonf/m]
Cubierta + equipos	0,90	[tonf/m]
Carga nieve lineal	25,00	[tonf/m]

7.8.1. Diseño armadura longitudinal

se diseña para el momento último máximo obtenido del modelo matemático, que se muestra en la figura 7.36, a partir de la combinación de cargas.

$$1,2*Md + 1,6*Msc + 1,0*Msp = -731,18 \text{ [tonf*m]}$$

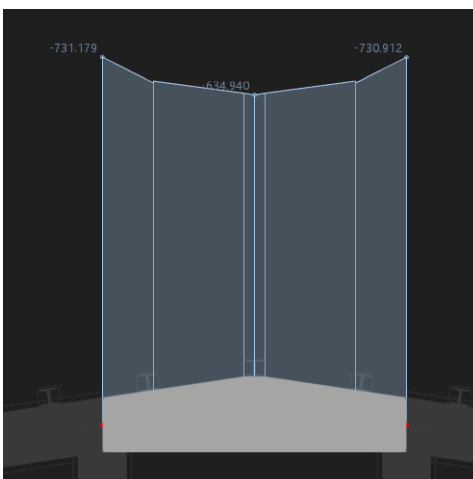


Figura 7.36: Momento último de diseño viga delta - salvapilar

Para el diseño de la viga delta que conecta con la viga salvapilar, se toman las mismas consideraciones de diseño de la armadura superior de la viga delta que forma parte del marco rígido. En la tabla 7.101 se diseña la armadura longitudinal superior

Tabla 7.101: Diseño armadura pasiva superior viga delta - salvapilar

Diametro barra	3,6	[cm]
Cantidad	16	[cm ²]
As negativo	162,86	[unid]
Altura total de diseño (H)	1,40	[cm ²]
Altura util (d)	1,35	[cm]
Extensión zona comprimida viga	24,39	[cm]
Mn negativo	841,39	[tonf*m]

$$\phi * Mn = 757,25 \text{ [tonf*m]}$$

El momento positivo de diseño se calcula para el caso bi-rotulado con carga uniforme de la figura 6.14, a partir de las cargas de la tabla 7.100, en la tabla 7.102, considerando la misma combinación de cargas utilizado para el diseño de la armadura superior.

Tabla 7.102: Esfuerzo internos a flexión en la viga delta - marco rígido en la sección X = 3,05 [m] para condición bi-rotulado

Mpp	10,75	[tonf*m]
Mtcv	3,31	[tonf*m]
Mper	4,47	[tonf*m]
Msc	13,12	[tonf*m]
Mu	43,23	[tonf*m]

A partir del resultado del esfuerzo interno a flexión último positivo, se utiliza la misma armadura inferior de la viga delta definida en la tabla 7.96.

7.8.2. Diseño armadura transversal

Bajo la misma condición de diseño utilizado para la viga salvapilar, se diseña la viga delta - salvapilar con la condición de pórtico especial. Se corrobora que la cuantía longitudinal total sea inferior al 2,5 % del área bruta medía de la viga delta.

$$A_s/A_g = 203,57[cm^2]/8670[cm^2] = 2,32\% < 2,5\%$$

Para el diseño de los estribos, se utilizan las mismas condiciones geométricas de la tabla 7.99. El corte de diseño se calcula en la tabla 7.103, y se diseña la armadura transversal de la viga en la tabla 7.104 a partir de la ecuación 6.67 y la figura 6.30

Tabla 7.103: Calculo corte de diseño en zona confinada con condición de pórtico especial en viga delta - salvapilar

Armadura longitudinal superior	111,97	[cm ²]
M _{pr}	1070,99	[tonf*m]
w _d	3,74	[tonf/m]
w _l	7,935	[tonf/m]
w _u	6,07	[tonf/m]
V _e	359,11	[tonf]

$$V_n > V_e/\phi = 260,66[\text{tonf}]/0,6 = 552,48 [\text{tonf}]$$

Tabla 7.104: Diseño armadura transversal de viga delta - salvapilar

Diámetro estribo	1,6	[cm]
Área barra	2,01	[cm ²]
Altura efectiva (d)	142	[cm]
Espaciamiento de diseño	8	[cm]
A_v/s de diseño	100,53	[cm²/m]
V_s	593,23	[tonf]

Se presenta en la figura 7.37 el diseño de la viga delta en su altura media

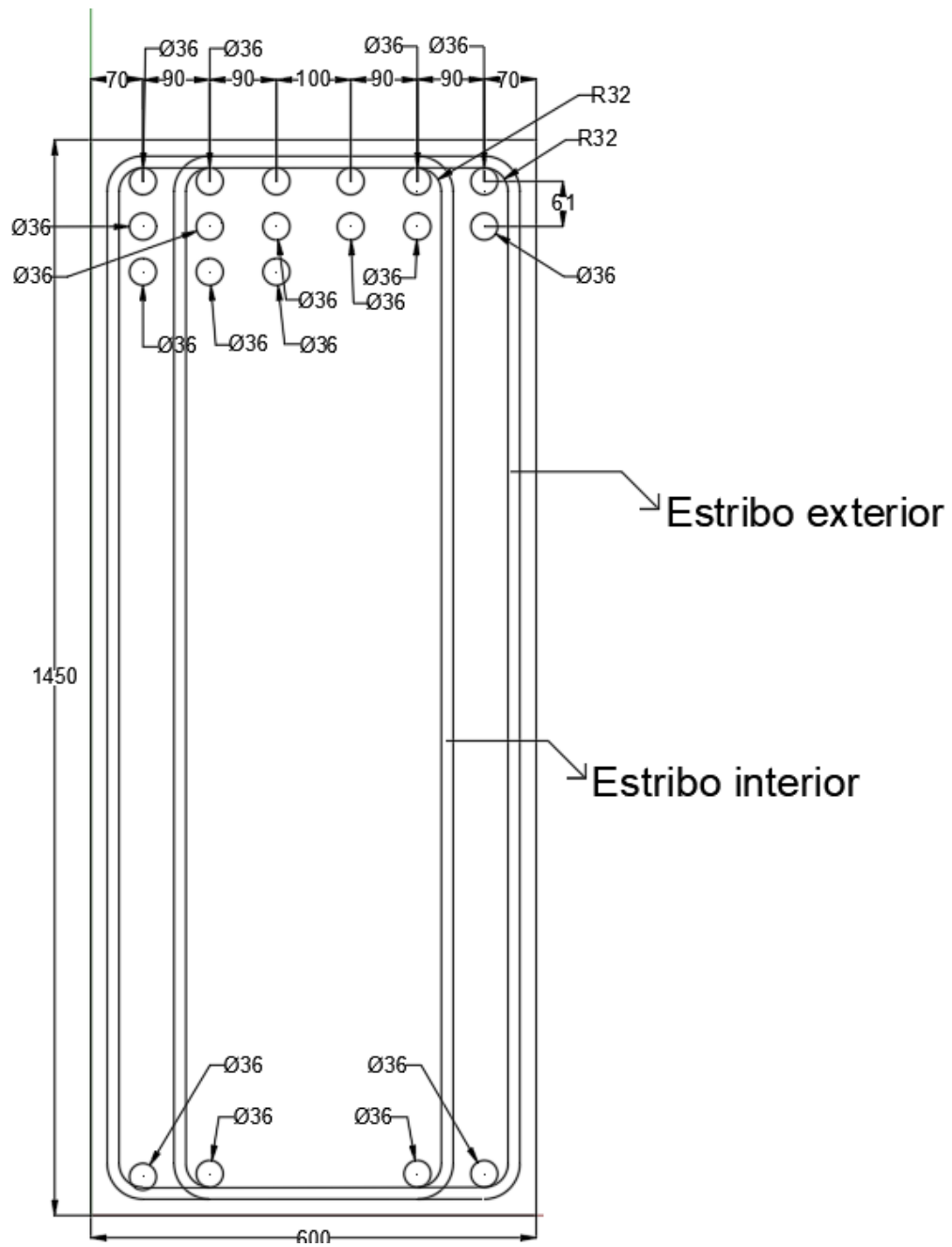


Figura 7.37: Diseño viga delta - salvapilar en su altura media

7.9. Viga puntal V110

Para el diseño de la viga puntal se toma como base la geometría de la figura 7.38, que se mantiene en toda su extensión de 12,96 [m].

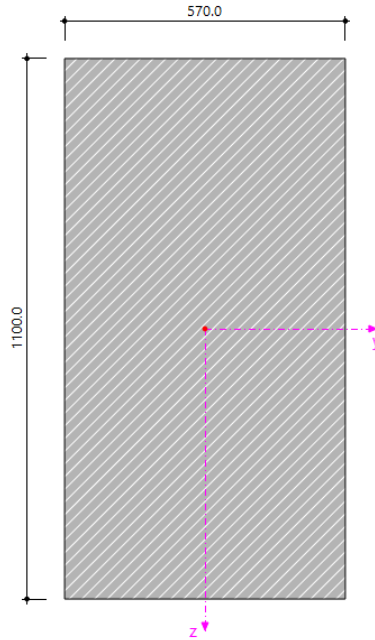


Figura 7.38: Geometría viga puntal V110

El diseño se hace a partir de la viga de la figura 7.39 del modelo matemático.

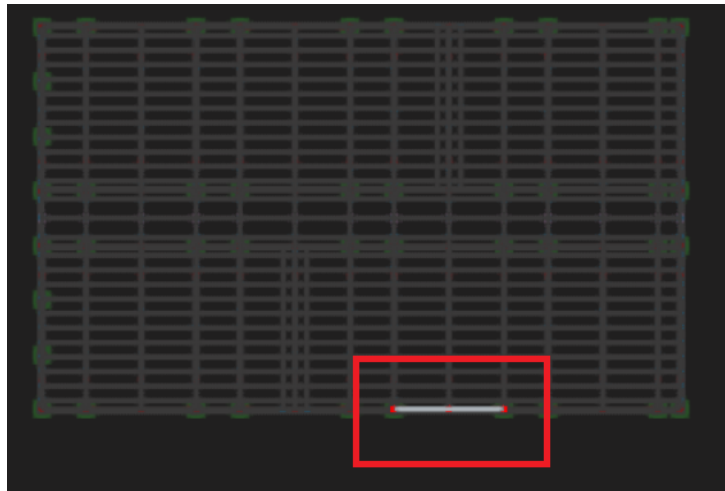


Figura 7.39: Viga puntal V110 crítica

Para el cálculo de las cargas de diseño, se calcula de forma manual las cargas permanentes derivadas de las costaneras y el peso de la viga salvapilar en su extremo rotulado, que actúan al centro de la viga V110, en la tabla 7.105, a partir de las cargas lineales de la tabla 7.73.

Tabla 7.105: Cargas verticales puntuales de la viga salvapilar y costaneras de techo

Cargas verticales en apoyos	salvapilar [tonf]	Costaneras [tonf]
R1 (rotulado)	8,1	5,3
R2 (empotrado)	13,4	8,8

Las cargas de cubierta más equipos y las cargas de nieve que actúan al centro de la viga, se obtienen del modelo matemático, a partir de los esfuerzos internos de corte, de las figuras 7.40 y 7.41.

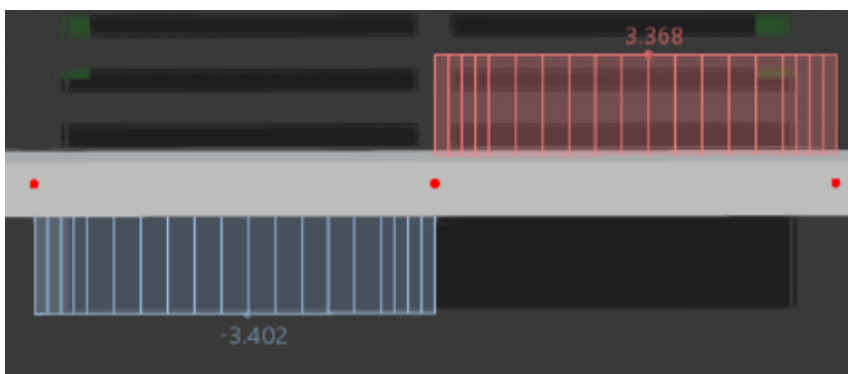


Figura 7.40: Esfuerzo de corte por cargas permanentes de cubierta y equipos en viga puntal V110

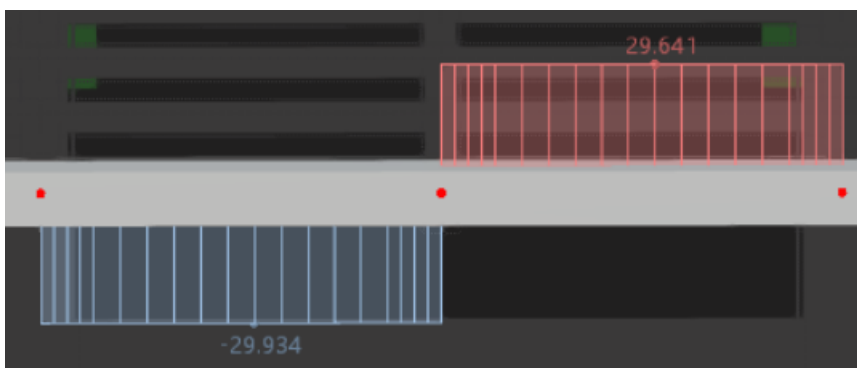


Figura 7.41: Esfuerzo de corte por sobrecarga de nieve en viga puntal V110

Y en la tabla 7.106, se detallan todas las cargas previamente definidas.

Tabla 7.106: Cargas de diseño viga puntal V110

Peso propio	1,57	[tonf/m]
Peso TCVs + viga salvapilar V135	13,4	[tonf]
Cubierta + equipos	6,8	[tonf]
Carga nieve lineal	59,6	[tonf]

7.9.1. Diseño armadura longitudinal pasiva

Para el análisis, se calcula el momento de flexión del peso propio para el caso caso uniforme bi-empotrado de la figura 6.13 y el resto de las cargas puntales para viga bi-empotrada, a partir de la figura 6.16. Para el caso estático, del modelo matemático se obtiene el esfuerzo interno de flexión para el diseño, en la figura 7.42

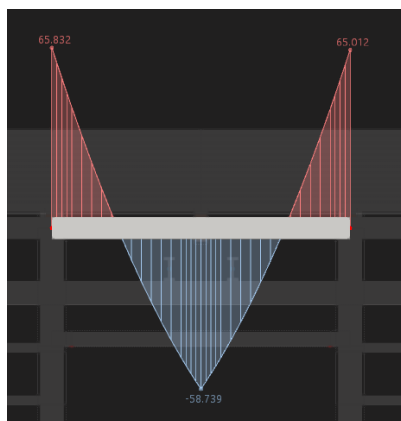


Figura 7.42: Esfuerzos internos de flexión del modelo matemático en la viga puntal V110 para las cargas permanentes

Y a partir del cual se calcula el momento a flexión ultimo del caso estático en la tabla 7.107.

Tabla 7.107: Esfuerzos internos de flexión de diseño en viga puntal V110 para el caso estático

Mper (modelo)	-65,8	[tonf*m]
Mpp	-21,9	[tonf*m]
Mtcv + viga salvapilar	-21,6	[tonf*m]
Mper'	-26,7	[tonf*m]
Msc (extremos)	-96,5	[tonf*m]
Mu (1,2*Md + 1,6*MI)	-186,5	[tonf*m]

Para el diseño sísmico, en el análisis dinámico, se pondera la carga con un 100 % de carga en el eje x más un 30 % en el eje Y, de donde, se obtienen los resultados de las figuras 7.43 y 7.44

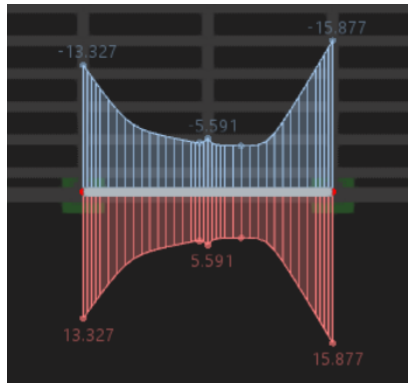


Figura 7.43: Esfuerzos internos de flexión sísmico Mx en viga puntal V110

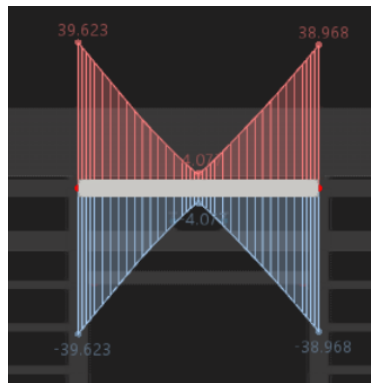


Figura 7.44: Esfuerzos internos de flexión sísmico My en viga puntal V110

Y a partir del cual se calcula el momento a flexión último para el caso dinámico en la tabla 7.108.

Tabla 7.108: Esfuerzos internos de flexión de diseño en viga puntal V110 para el caso dinámico

Mper'	-26,7	[tonf*m]
My	-15,9	[tonf*m]
Mx	-39,6	[tonf*m]
Mu (1,62*Md + 1,4*Mx + 0,42*My)	-105,2	[tonf*m]

Al compararse los resultados de las tablas 7.107 y 7.108, se diseña la armadura pasiva para el caso estático, en la tabla 7.109.

Tabla 7.109: Diseño armadura pasiva superior viga puntal V110 en extremos empotrados

Diámetro armadura negativa	3,6	[cm]
Cantidad	6	[unid]
As negativo	61,07	[cm²]
Altura útil (d)	1,03	[cm]
Extensión zona comprimida viga (c)	9,63	[cm]
Mn negativo	251,60	[tonf*m]

$$\phi^*M_n = 0,9 \cdot 251,60 \text{ [tonf}^*\text{m]} = 226,55 \text{ [tonf}^*\text{m]}$$

Para la armadura pasiva inferior, se realiza su diseño, tal que cumpla con la cuantía mínima de diseño, que se calcula de la ecuación 6.43, y se define en la tabla 7.110.

Tabla 7.110: Armadura pasiva inferior viga puntal V110

Diametro	3,2	[cm]
Area barra	8,04	[cm ²]
Cantidad	4	[unid]
Area total	32,2	[cm ²]
Armadura mínima	27,4	[cm ²]

7.9.2. Diseño armadura longitudinal activa

Para el diseño de la armadura activa, se propone utilizar cables $\phi = 0,6$ [pulg], con una tensión de pretensado inicial (f_p) = 14,25 [tonf/cm²], y en las tablas 7.111 y 7.112, se define la distribución de cables de cables en la viga, y se muestran las propiedades geométricas de diseño de esta última.

Tabla 7.111: Distribución y cantidad total de cables pretensados $\phi = 0,6$ [pulg] en la viga puntal V110

i	Y _i [cm]	N _{ci}
3	115	4
2	10	6
1	5	6
N_{tc} =		16

Tabla 7.112: Propiedades geométricas viga puntal V110

Área viga	6270	[cm ²]
Inercía viga	6322250	[cm ⁴]
Y _{sup} = c ₁	55	[cm]
Y _{inf} = c ₂	55	[cm]
S ₁ = I _c /c ₁	114950	[cm ³]
S ₂ = I _c /c ₂	114950	[cm ³]
Y _{cg}	31,9	[cm]
Excentricidad pretensado e: Y _{inf} - Y _{cg}	23,1	[cm]
Radio de giro r: Raiz (I _g /A _c)	31,8	[cm]

En la tabla 7.113 se detallan los esfuerzos internos de flexión positivo en la viga V110 para la condición bi-rotulado y bi-empotrado, y a partir de estos valores, se define en la tabla 7.114 los momentos positivos de diseño en las diferentes etapas del pretensado. Finalmente en la tabla 7.115 se calculan las tensiones en la fibra superior e inferior de la viga en todas las etapas del pretensado.

Tabla 7.113: Momentos positivos a partir de las cargas en la viga puntal V110

Momento en viga para condición rotulado - rotulado		
Momento de peso propio (X=1 [m])	9,37	[tonf*m]
Momento de peso propio	32,91	[tonf*m]
Momento de cargas muertas	75,07	[tonf*m]
Momento en viga para condición empotrado - empotrado		
Momento de peso propio	10,97	[tonf*m]
Momento de cargas muertas	37,54	[tonf*m]
Momento de cargas vivas	96,51	[tonf*m]

Tabla 7.114: Momentos positivos en viga portante en las etapas del puntal V110

Momento etapa 0	9,4	[tonf*m]
Momento etapa 1	32,3	[tonf*m]
Momento etapa 2	98,1	[tonf*m]
Momento etapa 3	140,1	[tonf*m]

Tabla 7.115: Tensiones en fibra superior e inferior en todas las etapas de diseño en la viga puntal V110

Etapa 0:	Tensión en fibra superior	-17,36	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	131,90	[kgf/cm ²]
Etapa 1:	Tensión en fibra superior	3,12	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	111,43	[kgf/cm ²]
Etapa 2:	Tensión en fibra superior	74,09	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	15,00	[kgf/cm ²]
Etapa 3:	Tensión en fibra superior	106,31	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	-17,22	[kgf/cm ²]

Donde se verifica que la viga puntal V110 cumple con las tensiones máximas admisibles de las tablas 6.4 y 6.5. Para la verificación de la resistencia nominal a flexión de la viga, se calcula M_u utilizando las mismas solicitaciones de la etapa 3 de diseño en la viga.

$$M_u = 1,2 \cdot M_d + 1,6 \cdot M_l = 206,7 \text{ [tonf*m]}$$

Se corrobora en la tabla 7.116, que la armadura longitudinal fluya, para utilizar el factor de minoración $\phi = 0,9$, a partir del criterio de la figura 6.24.

Tabla 7.116: Verificación fluencia armadura para esfuerzo interior a flexión positivo en viga puntal V110

fsu	17867,6	[kgf/cm ²]
Area cable	1,4	[cm ²]
N cables	12	[unid]
Armadura activa inferior (Ap)	16,8	[cm ²]
Ycg	6,88	[cm]
Altura util pretensado (d')	102,5	[cm]
Armadura pasiva inferior (As)	32,2	[cm ²]
Altura util armadura pasiva (d)	103	[cm]
a	16,3	[cm]
Beta1	0,65	[-]
c	25,13	[cm]
c/d	0,25	[-]
Cmax <0,375*d	Acero fluye	[-]

Verificado la fluencia de la armadura de la viga puntal V110 en la tabla 7.116, se calcula su momento nominal a partir de la ecuación 6.47.

$$\phi * Mn = 0,9 * 411,23 \text{ [tonf*m]} = 370,1 \text{ [tonf*m]}$$

Teniendo un factor de utilización **Fu = 56 %**. Se verifica que el momento de ruptura de la viga no sea un mecanismo de falla, a partir de las ecuaciones 6.50 y 6.51 ,en la tabla 7.117.

Tabla 7.117: Verificación momento de ruptura viga puntal V110

fr	45,50	[kgf/cm ²]
Mcr	144,9	[tonf*m]
Mcr*1,2	173,9	[tonf*m]
phi * Mn	370,1	[tonf*m]

Finalmente, se corrobora el cumplimiento de la deflexión máxima de $\frac{L}{240} = 5,38 \text{ [cm]}$, que se calcula a partir de las ecuaciones 6.52, 6.53, 6.54 y 6.56 en la tabla 7.118

Tabla 7.118: Deformación viga puntal V110 en las etapas de pretensado 1,2 y 3

Etapa 1:	Deformación por pretensado inicial	-0,8	[cm]
	Deformación por peso propio	0,3	[cm]
	Deformación etapa 1 acumulado	-0,5	[cm]
Etapa 2:	Deformación por carga muerta	0,4	[cm]
	Deformación etapa 2 acumulado	-0,1	[cm]
Etapa 3:	Deformación por carga viva	0,3	[cm]
	Deformación etapa 3 acumulado	0,2	[cm]

7.9.3. Diseño armadura transversal

Se calculan los esfuerzos internos de la viga en su extensión en la tabla 7.119 a partir de las cargas de la tabla 7.106.

Tabla 7.119: Esfuerzos internos de corte y flexión por cargas muertas y vivas en viga puntal V110 y corte ultimo de diseño

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
Vd [tonf]	18,7	17,1	15,5	14,0	12,4	10,8
Vl [tonf]	29,8	29,8	29,8	29,8	29,8	29,8
Vu (mayorado)	70,0	68,2	66,3	64,4	62,5	60,6
Md [tonf*m]	19,4	37,3	53,6	68,3	81,5	93,1
Ml [tonf*m]	29,8	59,6	89,4	119,2	148,9	178,7

Para el diseño de portico especial de la viga puntal V110, se define la extensión de la zona de confinamiento en la viga.

$$l_o = 300 \text{ [cm]} \geq 2 * H_{total} = 220 \text{ [cm]}$$

Se corrobora que la cuantía total de la viga puntal V110, sea inferior al 2,5 % del área bruta de la sección.

$$A_s/A_g = 93,42[\text{cm}^2]/6270[\text{cm}^2] = 1,49 \% < 2,5 \%$$

Y se calcula el corte de diseño en la tabla 7.120 a partir de la ecuación 6.67 y la figura 6.30

Tabla 7.120: Calculo corte de diseño en zona confinada con condición de pórtico especial en viga puntal V110

Armadura longitudinal superior	61,07	[cm ²]
Mpr	320,6	[tonf*m]
wd	3,1	[tonf/m]
ws	7,9	[tonf/m]
wu	5,3	[tonf/m]
Ve	84,4	[tonf]

Como el valor del 50 % de Ve en la tabla 7.120 es inferior al valor de Vu las seccionadas con diseño de confinamiento de la tabla 7.119, se considera el valor de Vc = 0 [tonf].

$$V_n > V_e/\phi = (83,91[\text{tonf}])/0,6 = 139,89 \text{ [tonf]}$$

A partir de la ecuación 6.66, se calcula la armadura transversal mínima en la zona confinada y su espaciamiento máximo, en la tabla 7.121

Tabla 7.121: Condiciones de diseño armadura pórtico especial viga puntal V110

Espaciamiento 1	26,8	[cm]
Espaciamiento 2	15	[cm]
Espaciamiento 3	19,2	[cm]
Espaciamiento máximo	15	[cm]
Av/s confinamiento necesario	31,41	[cm²/m]

Para el diseño de la armadura a corte para el caso estático en la viga portante, se verifica la metodología que se utilizara para el calculo de Vc y su mínimo a partir de la ecuación 6.59 en la tabla 7.122.

Tabla 7.122: Verificación criterio para calculo de Vc en viga puntal V110. Tramo 1 corresponde los primeros 4 metros de la viga y el tramo 2 corresponde al resto de esta

Armadura cortante mínimo	Tramo 1	Tramo 2
Aps * fpu [kgf]	425600	425600
As*fy [kgf]	391618	270227
0,4*(Aps*fpu+As*fy) [kgf]	326887	278331
Aps * fse [kgf]	223440	223440
Vc mínimo	0,14*$\sqrt{f'c}$*bw*d	0,14*$\sqrt{f'c}$*bw*d

Dado que $Aps*fse < 0,4*(Aps*fpu+As*fy)$, se diseña la armadura transversal utilizando el método de Vci y Vcw. Se calcula la armadura transversal mínima de la viga en la tabla 7.123, a partir de la figura 6.28.

Tabla 7.123: Armadura transversal mínima en la viga puntal V110

Av/s (1)	6,18	[cm ² /m]
Av/s (2)	4,66	[cm ² /m]
Mayor de (1) y (2)	6,18	[cm ² /m]

Se calcula en la tabla 7.124 la resistencia a flexión-cortante (Vci) y en la tabla 7.125 la resistencia a la cortante en el alma (Vcw) de la viga puntal V110.

Tabla 7.124: Resistencia a flexión-cortante (V_{ci}) a lo largo de la viga puntal V110

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
$V_u (1,2*V_d + 1,6*V_l)$ [tonf]	70,05	68,16	66,28	64,40	62,52	60,64
$M_u (1,2*M_d + 1,6*M_l)$ [tonf*m]	70,99	140,09	207,32	272,66	336,12	397,70
M_{cr} [tonf*m]	83,16	83,16	83,16	83,16	83,16	83,16
Altura útil preetensado (dp) [cm]	78,13	78,13	78,13	78,13	78,13	78,13
Altura útil estribos (d) [cm]	107,00	107,00	107,00	107,00	107,00	107,00
V_{ci} [tonf]	100,47	58,88	45,00	38,06	33,88	31,09
V_{ci} mínimo [tonf]	62,69	62,69	62,69	62,69	62,69	62,69
V_{ci} máximo [tonf]	179,11	179,11	179,11	179,11	179,11	179,11
V_{ci} resultante [tonf]	100,47	62,69	62,69	62,69	62,69	62,69

Tabla 7.125: Resistencia del concreto a la cortante del alma (V_{cw}) en viga puntal V110

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
tensión en la fibra superior para 100 % SC [kgf/cm ²]	-9	-9	-9	-9	-9	-9
tensión en la fibra inferior para 100 % SC [kgf/cm ²]	81	81	81	81	81	81
f_{pc} [kgf/cm ²]	36	36	36	36	36	36
V_{cw} [tonf]	160	160	160	160	160	160

De la resistencia del concreto a la cortante, se calcula la armadura transversal mínima de diseño de la viga puntal V110 para el caso estático en la tabla 7.126, considerando la cantidad armadura mínima definida en la tabla 7.123, con un factor de seguridad $\phi = 0,75$.

Tabla 7.126: Armadura transversal mínima de diseño en viga puntal V110

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
V_c [tonf]	110,61	63,89	51,56	51,56	51,56	51,56
V_u [tonf]	71,87	69,99	68,11	66,23	64,35	62,46
V_s [tonf]	-14,78	29,43	39,25	36,75	34,24	31,73
$A_v/s_{requerido}$ [cm ² /m]	-3,29	6,55	8,73	8,18	7,62	7,06
$(A_v/s)_{mínimo}$ [cm ² /m]	6,18	6,55	8,73	8,18	7,62	7,06

Se corrobora a partir de los resultados de la tabla 7.121 y 7.126, que el diseño de la armadura transversal en la zona confinada de la viga puntal V110, predomina la condición de pórtico especial. En la tabla 7.127 se define el diseño de la armadura transversal transversal en la extensión de la viga y en las figuras 7.45 y 7.46, se detalla el diseño de la viga en sus dos tramos.

Tabla 7.127: Diseño armadura transversal viga puntal V110

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
Diametro barra transversal [cm]	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Numero barras [unid]	4	4	4	2	2	2
Espaciamiento [cm]	12	12	12	20	20	20
$(A_v/s)_{diseño}$ [cm ² /m]	37,70	37,70	37,70	11,31	11,31	11,31

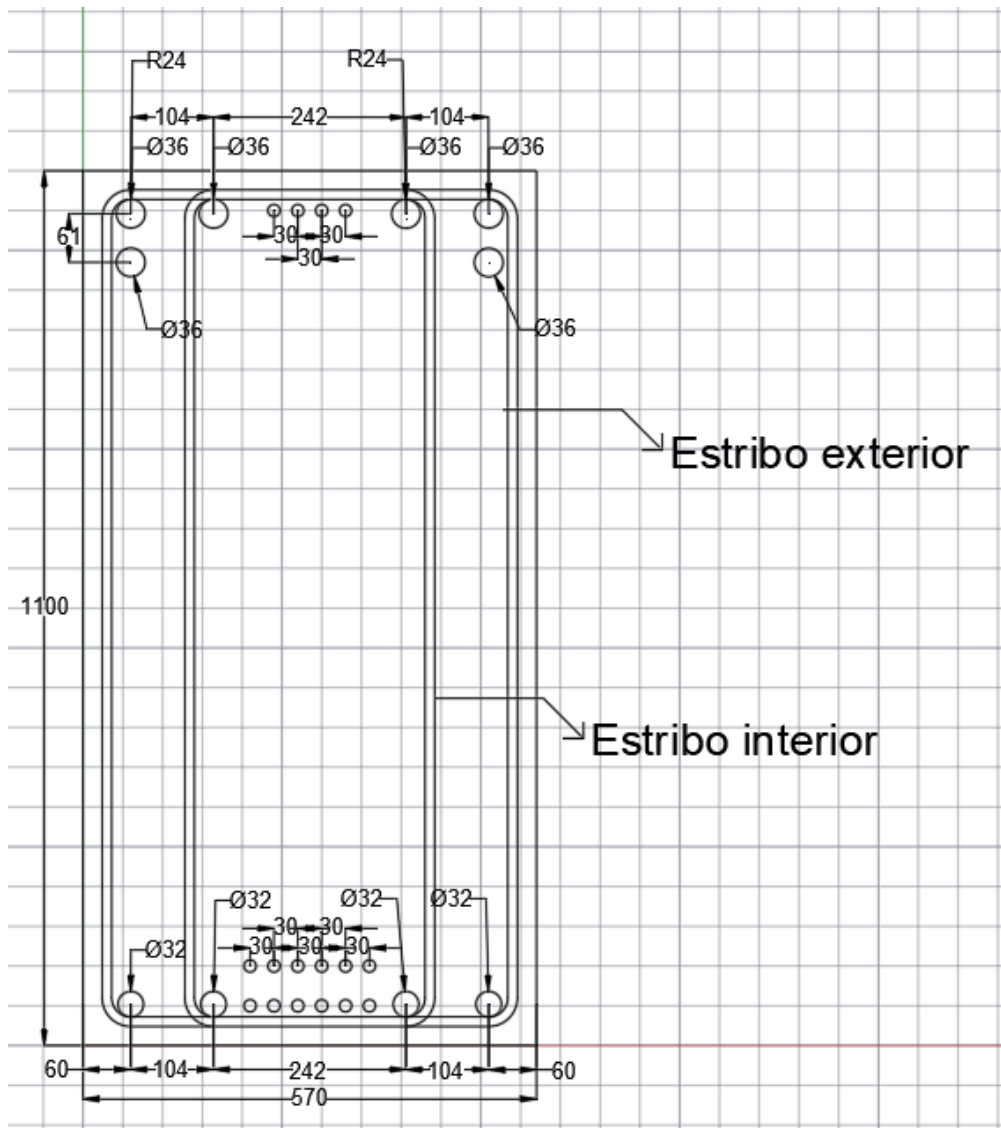


Figura 7.45: Viga puntal V110 tramo 1

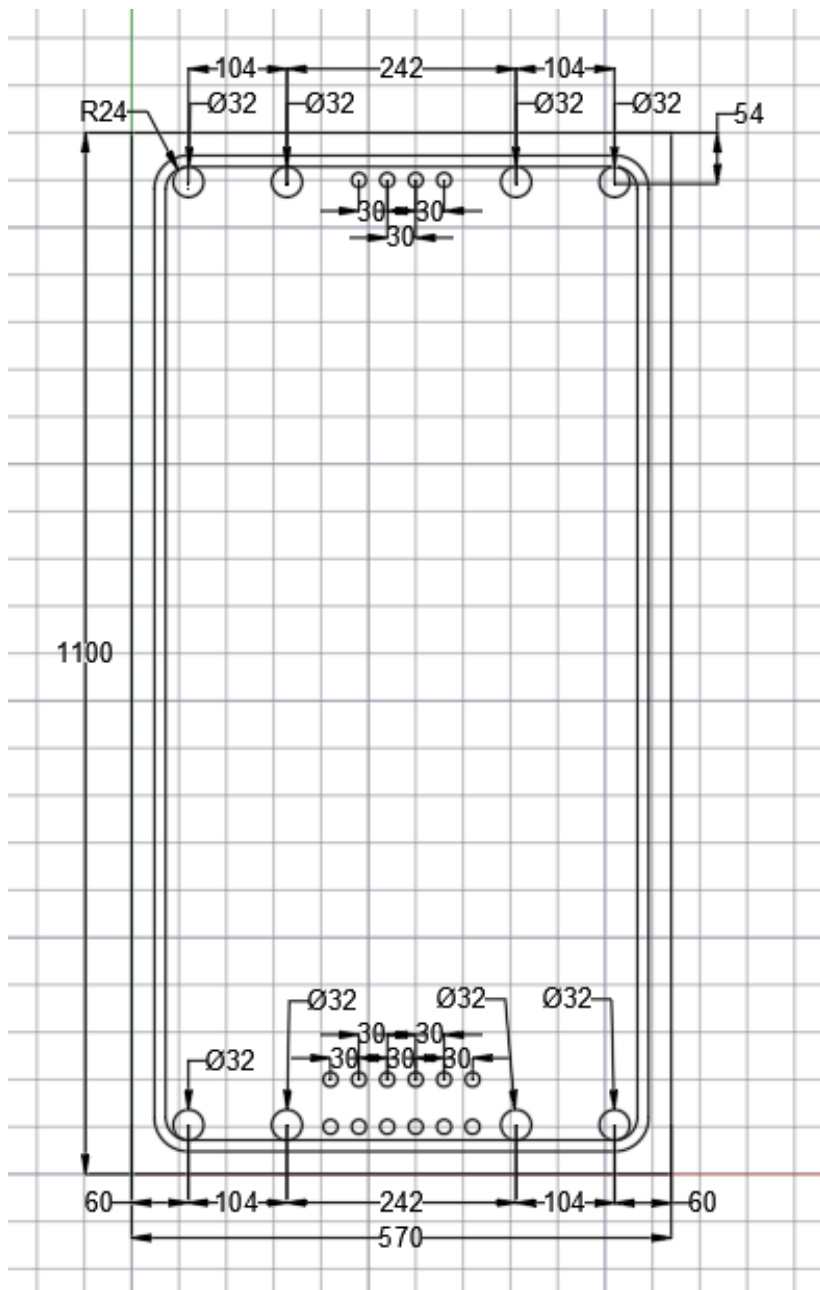


Figura 7.46: Viga puntal V110 tramo 2

7.10. Viga puntal V120

Para el diseño de la viga puntal se toma como base la geometría de la figura 7.47, que se mantiene en toda su extensión de 12,96 [m], la cual se define en los planos de construcción de la obra.

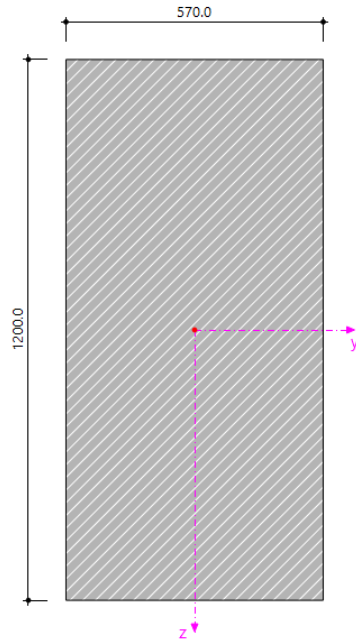


Figura 7.47: Geometría viga puntal V120

El diseño se hace a partir de la viga de la figura 7.48 del modelo matemático.

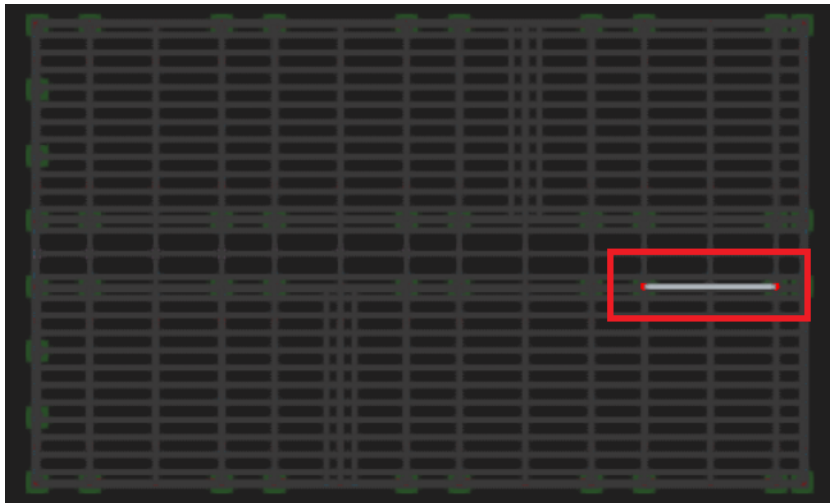


Figura 7.48: Viga puntal V120 crítica

Para el cálculo del momento último de diseño del caso estático, se mantiene el criterio utilizado en la viga portante V110, para las cargas de las costaneras de techo, la viga salvapilar V135, y ahora incluyendo el peso de la viga delta, que se detallan en la tabla 7.128

Tabla 7.128: Cargas verticales puntuales de la viga salvapilar, delta y costaneras de techo

Cargas vertical en viga puntal V120	Peso en apoyo [tonf]
Viga salvapilar	13,4
Viga delta	8,8
Costanera	8,5

Las cargas de cubierta más equipos y las cargas de nieve que actúan al centro de la viga, se obtienen del modelo matemático, a partir de los esfuerzos internos de corte, de las figuras 7.49 y 7.50.

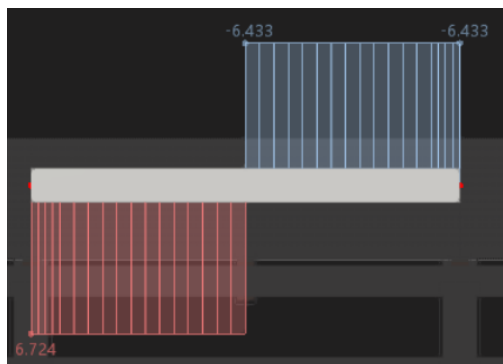


Figura 7.49: Esfuerzo de corte por cargas permanentes de cubierta y equipos en viga puntal V120

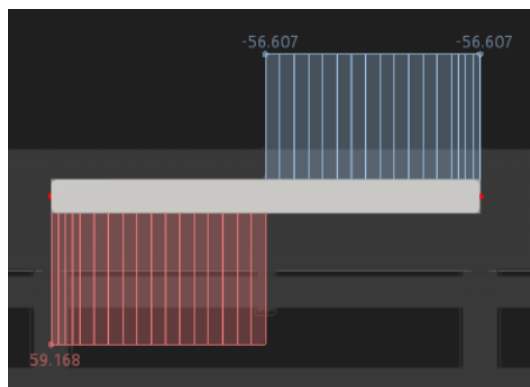


Figura 7.50: Esfuerzo de corte por sobrecarga de nieve en viga puntal V120

Y en la tabla 7.129, se detallan todas las cargas previamente definidas.

Tabla 7.129: Cargas de diseño viga puntal V120

Peso propio	1,71	[tonf/m]
Peso TCVs + viga salvapilar V135 + viga Delta	30,7	[tonf]
Cubierta + equipos	13,1	[tonf]
Sobrecarga nieve	115,3	[tonf]

7.10.1. Diseño armadura longitudinal pasiva

Para el diseño estático, se utiliza la metodología de la viga portante. Se calcula el momento de flexión del peso propio, para el caso de carga uniforme bi-empotrada de la figura 6.13 y el resto de las cargas puntales para la viga bi-empotrada, a partir de la figura 6.16. Para análisis del caso estático, del modelo matemático se obtiene el esfuerzo interno de flexión de las cargas permanentes, en la figura 7.51.

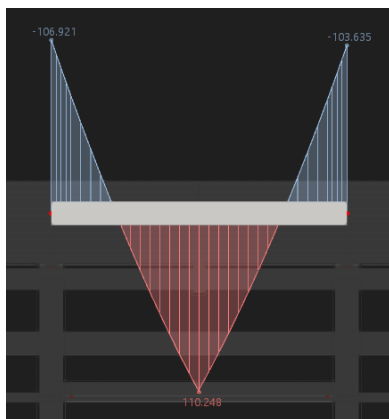


Figura 7.51: Esfuerzos internos de flexión del modelo matemático en la viga puntal V120 para las cargas permanentes

Y a partir del cual se calcula el momento a flexión ultimo para el caso estático en la tabla 7.130. Al igual que con la viga portante, el momento derivado de las cargas de cubierta más equipo, se obtiene de la diferencia del modelo matemático con la diferencia del momento de la viga salvapilar, delta y costaneras de techo calculado manualmente

Tabla 7.130: Esfuerzos internos de flexión de diseño en viga puntal V120 para el caso estático

Mper (modelo)	-106,9	[tonf*m]
Mpp	-23,9	[tonf*m]
Mtcv + M salvapilar + M delta	-73,8	[tonf*m]
Mper'	-11,1	[tonf*m]
Msc (extremos)	-183,04	[tonf*m]
Mu (1,2*Md + 1,6*MI)	-312,15	[tonf*m]

Para el diseño sísmico, en el análisis dinámico, se pondera la carga con un 100 % de carga en el eje x más un 30 % en el eje Y, del que se obtienen los resultados de las figuras 7.52 y 7.53

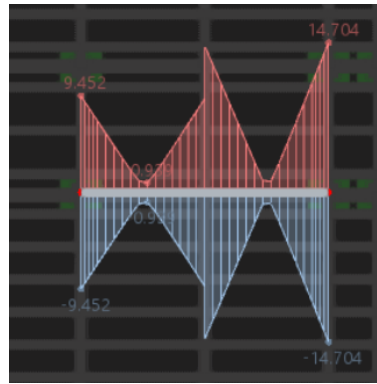


Figura 7.52: Esfuerzos internos de flexión sísmico Mx en viga puntal V120

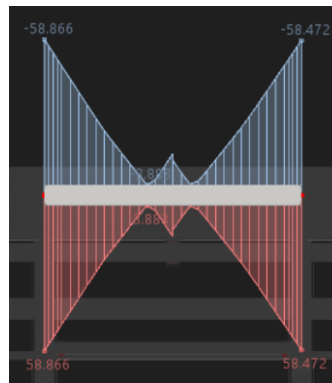


Figura 7.53: Esfuerzos internos de flexión sísmico My en viga puntal V120

Y a partir del cual se calcula el momento a flexión ultimo para el caso dinámico en la tabla 7.131.

Tabla 7.131: Esfuerzos internos de flexión de diseño en viga puntal V120 para el caso dinámico

Mper'	-28,52	[tonf*m]
My	-58,89	[tonf*m]
Mx	-14,70	[tonf*m]
Mu (1,62*Md + 1,4*(My + 0,3*Mx))	-134,82	[tonf*m]

Al compararse los resultados de las tablas 7.130 y 7.131, se diseña la armadura pasiva para el caso estático en la tabla 7.132.

Tabla 7.132: Diseño armadura pasiva superior viga puntal V120 en extremos empotrados

Diametro armadura negativa	3,6	[cm]
Cantidad	8	[unid]
Area total armadura superior (As neg)	101,79	[cm²]
Altura util (d)	1,11	[m]
Extensión zona comprimida viga (c)	16,04	[cm]
Mn negativo	359,0	[tonf*m]

$$\phi^*M_n = 0,9 \cdot 359,0 \text{ [tonf}^*\text{m]} = 323,0 \text{ [tonf}^*\text{m]}$$

Con un factor de utilización (FU) del 97%. Para la armadura pasiva inferior, se realiza su diseño, tal que cumpla con la cuantía mínima requerida, que se calcula de la ecuación 6.43, y se define en la tabla 7.133.

Tabla 7.133: Armadura pasiva inferior viga puntal V120

Diametro	3,2	[cm]
Area barra	8,04	[cm ²]
Cantidad	4	[unid]
Area total	32,17	[cm ²]
Armadura mínima	29,89	[cm ²]

7.10.2. Diseño armadura longitudinal activa

Para el diseño de la armadura activa, se propone utilizar cables $\phi = 0,6$ [pulg], con una tensión de pretensado inicial (f_p) = 14,25 [tonf/cm²], y en las tablas 7.134 y 7.135, se define la distribución de cables de cables en la viga, y se muestran las propiedades geométricas de diseño de esta última.

Tabla 7.134: Distribución y cantidad total de cables pretensados $\phi = 0,6$ [pulg] en la viga puntal V120

i	Y _i [cm]	N _{ci}
5	115	3
4	110	3
3	15	7
2	10	7
1	5	7
N_{tc} =		27

Tabla 7.135: Propiedades geométricas viga puntal V120

Area viga	6840	[cm ²]
Inercía viga	8208000	[cm ⁴]
Y _{sup} = c ₁	60	[cm]
Y _{inf} = c ₂	60	[cm]
S ₁ = I _c /c ₁	136800	[cm ³]
S ₂ = I _c /c ₂	136800	[cm ³]
Y _{cg}	32,8	[cm]
Excentricidad pretensado e: Y _{inf} - Y _{cg}	27,2	[cm]
Radio de giro r: Raiz (I _g /A _c)	34,6	[cm]

En la tabla 7.136 se detallan los esfuerzos internos de flexión positivo en la viga V110 para la condición bi-rotulado y bi-empotrado, y a partir de estos valores, se define en la tabla 7.137 los momentos positivos de diseño en las diferentes etapas del pretensado

Tabla 7.136: Momentos a flexión positivos para diseño armadura activa viga puntal V120

Momento en viga para condición rotulado - rotulado		
Momento de peso propio (X=1 [m])	10,2	[tonf*m]
Momento de peso propio	35,9	[tonf*m]
Momento de cargas muertas	141,2	[tonf*m]
Momento en viga para condición rotulado - empotrado		
Momento de peso propio	12,0	[kgf*cm]
Momento de cargas muertas	70,6	[tonf*m]
Momento de cargas vivas	186,8	[tonf*m]

Tabla 7.137: Momentos positivos en viga portante en las etapas del puntal V120

Momento etapa 0	10,2	[tonf*m]
Momento etapa 1	35,9	[tonf*m]
Momento etapa 2	177,1	[tonf*m]
Momento etapa 3	269,4	[tonf*m]

Finalmente en la tabla 7.138 se calculan las tensiones en la fibra superior e inferior de la viga en todas las etapas del pretensado.

Tabla 7.138: Tensiones en fibra superior e inferior en todas las etapas de diseño en la viga puntal V120

2*Etapa 0:	Tensión en fibra superior	-25,34	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	172,34	[kgf/cm ²]
Etapa 1:	Tensión en fibra superior	-6,57	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	153,57	[kgf/cm ²]
Etapa 2:	Tensión en fibra superior	122,58	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	-8,24	[kgf/cm ²]
Etapa 3:	Tensión en fibra superior	177,95	[kgf/cm ²]
	Tensión en fibra inferior	-63,62	[kgf/cm ²]

Donde se verifica que la viga portante cumple con las tensiones máximas admisibles de las tablas 6.4 y 6.5. Para la verificación de la resistencia nominal a flexión de la viga, se calcula M_u utilizando las mismas solicitaciones de la etapa 3 de diseño en la viga.

$$M_u = 1,2*M_d + 1,6*M_l = 398,0 \text{ [tonf*m]}$$

Se corrobora en la tabla 7.139, que la armadura longitudinal fluya, para utilizar el factor de minoración $\phi = 0,9$, a partir del criterio de la figura 6.24.

Tabla 7.139: Verificación fluencia armadura para esfuerzo interior a flexión positivo en viga puntal V120

fsu	17153,4	[kgf/cm ²]
Area cable	1,4	[cm ²]
N cables	21	[unid]
Armadura activa inferior (Ap)	29,4	[cm ²]
Ycg	10	[cm]
Altura util pretensado (d')	110	[cm]
Armadura pasiva inferior (As)	32,17	[cm ²]
Altura util armadura pasiva (d)	111,4	[cm]
a	24,0	[cm]
Beta1	0,65	[-]
c	36,92	[cm]
c/d	0,33	[-]
Cmax < 0,375*d	Acero fluye	[-]

Corroborado la fluencia de la armadura de la viga puntal V120 en la tabla 7.139, se calcula el momento nominal de la viga a partir de la ecuación 6.47.

$$\phi * Mn = 0,9 * 628,47 \text{ [tonf*m]} = 565,6 \text{ [tonf*m]}$$

Con una factor de utilización **Fu = 70 %**. Se verifica que el momento de ruptura de la viga no sea un mecanismo de falla, a partir de las ecuaciones 6.50 y 6.51 ,en la tabla 7.140.

Tabla 7.140: Verificación momento de ruptura viga puntal V110

fr	45,5	[kgf/cm ²]
Mcr	240,3	[tonf*m]
Mcr*1,2	288,35	[tonf*m]
phi * Mn	565,6	[tonf*m]

Finalmente, se corrobora el cumplimiento de la deflexión máxima de $\frac{L}{240} = 5,38 \text{ [cm]}$, que se calcula a partir de las ecuaciones 6.52, 6.54 y 6.56 en la tabla 7.141

Tabla 7.141: Deformación viga puntal V120 en las etapas de pretensado 1,2 y 3

Etapa 1:	Deformación por pretensado inicial	-1,2	[cm]
	Deformación por peso propio	0,3	[cm]
	Deformación etapa 1 acumulado	-0,9	[cm]
Etapa 2:	Deformación por carga muerta	0,7	[cm]
	Deformación etapa 2 acumulado	-0,9	[cm]
Etapa 3:	Deformación por carga viva	0,5	[cm]
	Deformación etapa 3 acumulado	0,2	[cm]

7.10.3. Diseño armadura transversal

Se calculan los esfuerzos internos de la viga en su extensión en la tabla 7.142 a partir de las cargas de la tabla 7.129.

Tabla 7.142: Esfuerzos internos de corte y flexión por cargas muertas y vivas en viga puntal V120 y corte ultimo de diseño

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
Vd [tonf]	31,17	29,46	27,75	26,04	24,33	22,62
VI [tonf]	57,65	57,65	57,65	57,65	57,65	57,65
Vu (mayorado)	129,64	127,59	125,54	123,48	121,43	119,38
Md [tonf*m]	32,02	62,33	90,94	117,83	143,01	166,48
MI [tonf*m]	57,65	115,30	172,95	230,60	288,25	345,90

Para el diseño la armadura transversal en la zona confinada, se establece su extensión.

$$l_o = 300 \text{ [cm]} \geq 2 * H_{total} = 240 \text{ [cm]}$$

Se corrobora que la cuantía total de la viga puntal V120, sea inferior al 2,5% del área bruta de la sección.

$$A_s/A_g = 113,6[\text{cm}^2]/6840[\text{cm}^2] = 1,66\% < 2,5\%$$

En el diseño sísmico de la viga puntal en la zona confinada, el corte de diseño se calcula en la tabla 7.143 a partir de la ecuación 6.67 y la figura 6.30

Tabla 7.143: Calculo corte de diseño en zona confinada con condición de pórtico especial en viga puntal V120

Armadura longitudinal superior	81,43	[cm ²]
Mpr	461,6	[tonf*m]
wd	3,26	[tonf/m]
ws	7,86	[tonf/m]
wu	5,49	[tonf/m]
Ve	106,8	[tonf]

Como el valor del 50% de Ve en la tabla 7.120 es inferior al valor de Vu las seccionadas con diseño de confinamiento de la tabla 7.119, se considera el valor de Vc = 0 [tonf].

$$V_n > V_e/\phi = 106,8[\text{tonf}]/0,6 = 178,0 \text{ [tonf]}$$

En la tabla 7.144, de la ecuación 6.66, se calcula la armadura transversal mínima requerida en la zona confinada y se establece el espaciamiento máximo de diseño.

Tabla 7.144: Condiciones de diseño armadura pórtico especial viga puntal V120

Espaciamiento 1	29	[cm]
Espaciamiento 2	15	[cm]
Espaciamiento 3	19,2	[cm]
Espaciamiento máximo	15	[cm]
Av/s confinamiento necesario	36,53	[cm²/m]

Para el diseño de la armadura a corte para el caso estático en la viga puntal V120, se verifica la metodología que se utilizara para el calculo de Vc y su mínimo, a partir de la ecuación 6.59, en la tabla 7.145.

Tabla 7.145: Verificación criterio para calculo de Vc en viga puntal V120

Armadura cortante mínimo	Tramo 1	Tramo 2
Aps * fpu [kgf]	538650	538650
As*fy [kgf]	477120	270227
0,4*(Aps*fpu+As*fy) [kgf]	414288	323551
Aps * fse [kgf]	377055	377055
Vc mínimo	0,14*$\sqrt{f'c}$*bw*d	0,17*$\sqrt{f'c}$*bw*d

Dado que Aps*fse < a 0,4*(Aps*fpu+As*fy), se diseñara la armadura transversal utilizando el método de Vci y Vcw. Se calcula la armadura transversal mínima de la viga en la tabla 7.146, a partir de la figura 6.28.

Tabla 7.146: Armadura transversal mínima en la viga puntal V120

Av/s (1)	6,18	[cm ² /m]
Av/s (2)	4,66	[cm ² /m]
Av_{min}/s	6,18	[cm²/m]

Se calcula en la tabla 7.147 la resistencia a flexión-cortante (Vci) y en la tabla 7.148 la resistencia a la cortante en el alma (Vcw) de la viga puntal V112.

Tabla 7.147: Resistencia a flexión-cortante (Vci) a lo largo de la viga puntal V120.

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
Vu (1,2*Vd + 1,6*Vl) [tonf]	129,64	127,59	125,54	123,48	121,43	119,38
Mu (1,2*Md + 1,6*MI) [tonf*m]	130,67	259,28	385,84	510,35	632,81	753,22
Mcr [tonf*m]	125,63	125,63	125,63	125,63	125,63	125,63
Altura util preetensado (dp) [cm]	96,00	96,00	96,00	96,00	96,00	96,00
Altura util estribos (d) [cm]	116,00	116,00	116,00	116,00	116,00	116,00
Vci [tonf]	144,73	81,91	60,96	50,48	44,19	40,00
Vci mínimo [tonf]	56,24	56,24	56,24	56,24	68,30	68,30
Vci máximo [tonf]	160,69	160,69	160,69	160,69	160,69	160,69
Vci resultante [tonf]	144,73	81,91	60,96	56,24	68,30	68,30

Tabla 7.148: Resistencia del concreto a la cortante del alma (V_{cw}) en viga puntal V120

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
tensión en la fibra superior para 100 % SC [kgf/cm ²]	-20	-20	-20	-20	-20	-20
tensión en la fibra inferior para 100 % SC [kgf/cm ²]	130	130	130	130	130	130
fpc [kgf/cm ²]	87	87	87	87	87	87
V_{cw} [tonf]	259	259	259	259	259	259

De la resistencia del concreto a la cortante, se calcula la armadura transversal mínima de diseño de la viga puntal V120 para el caso estático en la tabla 7.149, considerando la cantidad armadura mínima definida en la tabla 7.146, con un factor de seguridad $\phi = 0,75$.

Tabla 7.149: Armadura de diseño requerida en la viga puntal V120

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
V _c [tonf]	144,73	81,91	60,96	56,24	68,30	68,30
V _u [tonf]	129,64	127,59	125,54	123,48	121,43	119,38
V _s [tonf]	28,13	88,21	106,42	108,40	93,62	90,88
$A_v/s_{requerido}$ [cm ² /m]	5,77	18,11	21,84	22,25	19,21	18,65
$(A_v/s)_{mínimo}$ [cm ² /m]	6,18	18,11	21,84	22,25	19,21	18,65

Se corrobora a partir de los resultados de la tabla 7.144 y 7.149, que el diseño de la armadura transversal en la zona confinada de la viga puntal, predomina la condición de portico especial. En la tabla 7.150 se define el diseño de la armadura transversal transversal en la extensión de la viga, y en las figuras 7.54 y 7.55, se detalla el diseño de la viga en sus dos tramos.

Tabla 7.150: Diseño armadura transversal viga puntal V120

Sección [m]	1	2	3	4	5	6
Diametro barra transversal [cm]	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
Numero barras [unid]	4	4	4	2	2	2
Espaciamiento [cm]	15	15	15	15	20	20
$(A_v/s)_{diseño}$ [cm ² /m]	53,62	53,62	53,62	26,81	20,11	20,11

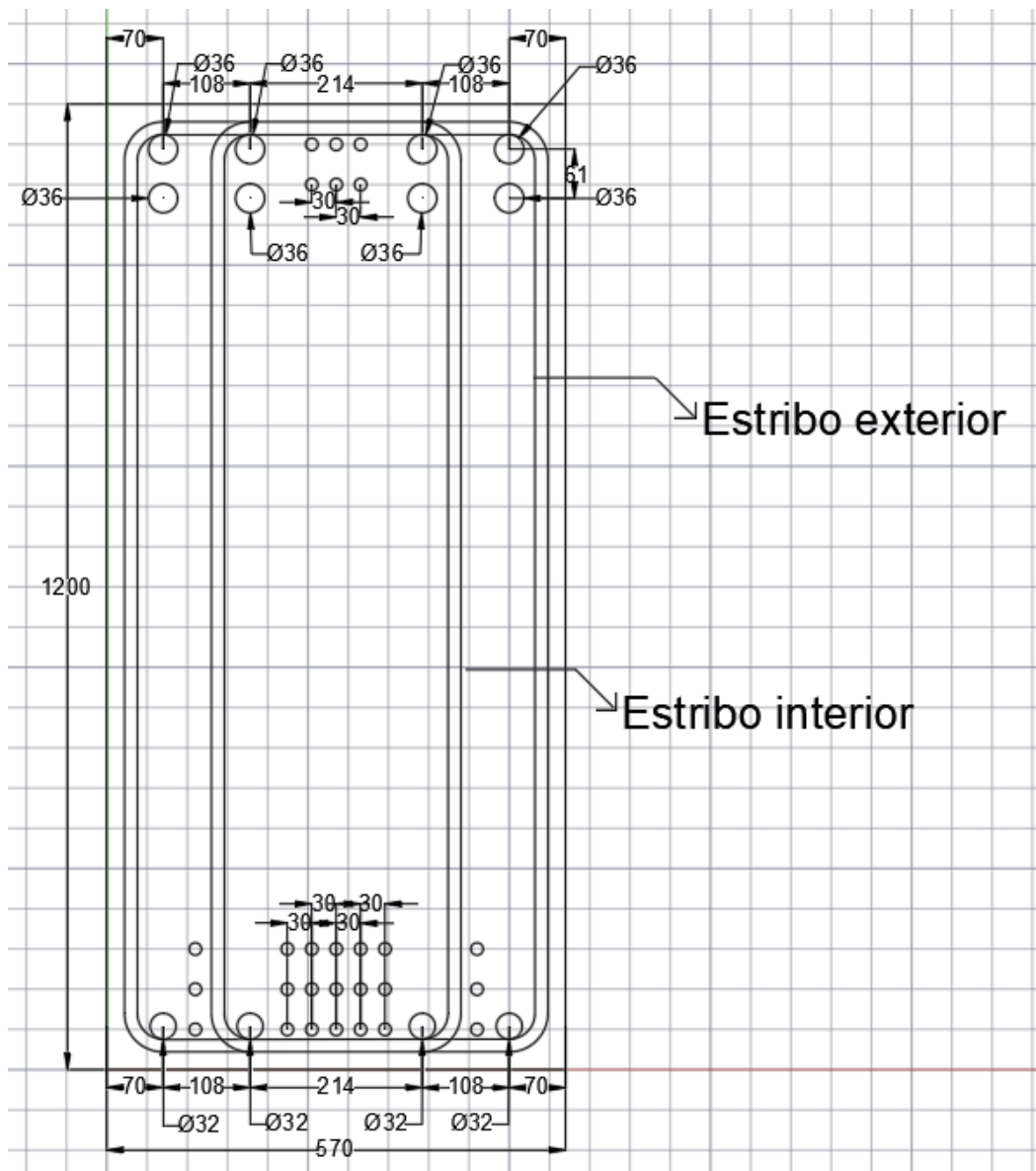


Figura 7.54: Viga puntal V120 tramo 1

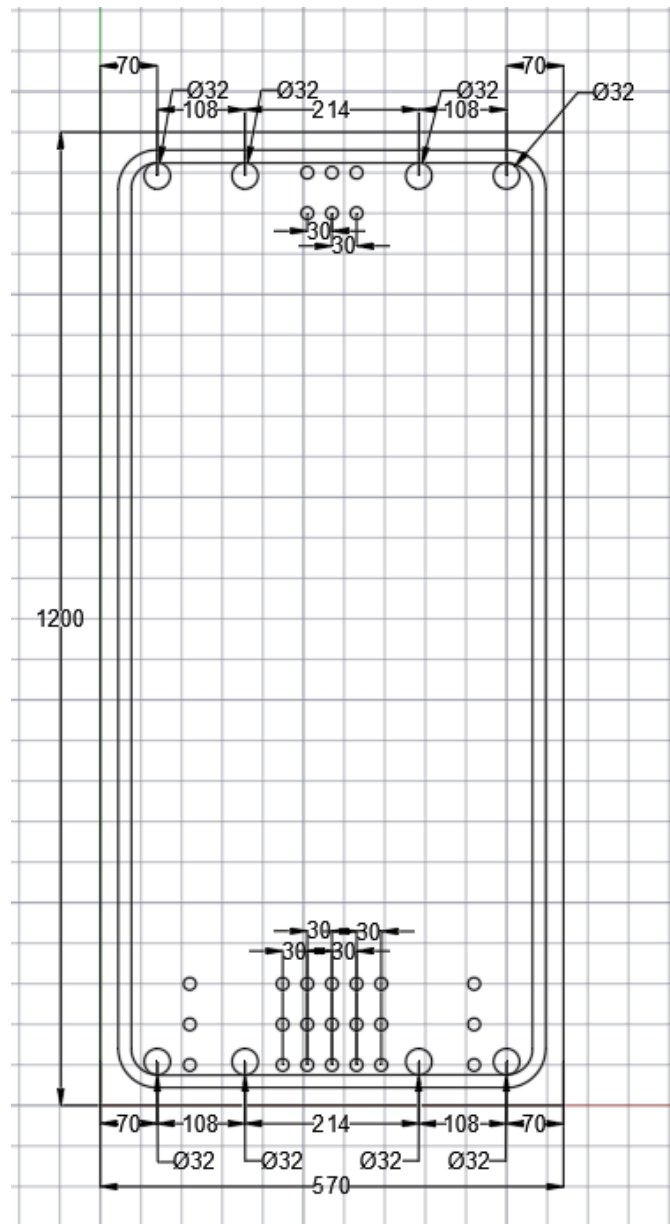


Figura 7.55: Viga puntal V120 tramo 2

7.11. Conexiones

Para el diseño, se toma la conexión de la columna con la viga salvapilar, que de todas las vigas, es la que tiene la mayor armadura longitudinal pasiva, y que se detallan en la tabla 7.151

Tabla 7.151: Geometría y armadura longitudinal (positiva o negativa) máxima

Estructura	Viga	Columna
h [cm]	135	120
b [cm]	60	120
altura util armadura longitudinal (d) [cm]	125	116
As máximo	152,68	109,33

Para el diseño, al estar el nudo rígido de la viga salvapilar en las vigas centrales, se considera una altura libre (l_u) de la columna igual a.

$$l_u = 21,7 \text{ [m]}$$

En la tabla 7.152, se calcula el corte de diseño en el nudo, en el que se calculan corte de columna y de viga a partir de las ecuaciones 6.68 y 6.69

Tabla 7.152: Calculo corte de diseño en nudo rígido

M (columna)	40,90	[tonf]
T (viga)	801,58	[tonf]
Corte en nudo (V_j)	760,68	[tonf]

Y a partir de la ecuación 6.72, se calcula la resistencia al corte en el nudo

$$V_n = 1080,67 \text{ [tonf]} > V_j/\phi = 894,92 \text{ [tonf]}$$

Se comprueba que no domine para el diseño del nudo el corte vertical, considerando para el calculo, la proyección de la altura de la viga, con una inclinación del 15 %.

$$h_v * 0,85 / h_c = 1,35 \text{ [m]} * 0,85 / 1,2 \text{ [m]} = 0,96 < 1 \text{ ---> No existe problema de corte vertical}$$

Se procede a comprobar el control de adherencia a partir de la figura 6.34, en la tabla 7.153.

Y finalmente se comprueba el control de longitud de anclaje a partir de la ecuación 6.73

$$l_{dh} = 27,2 \text{ [cm]} < 112 \text{ [cm]} \text{ ---> Cumple}$$

Tabla 7.153: Control de adherencia

hc mínimo	72	[cm]
hc	120	[cm]
hv mínimo	72	[cm]
hv	135	[cm]

Ahora que se corrobora el cumplimiento de los requisitos geométricos, se calcula en las tablas 7.154 y 7.155, el espaciamiento vertical mínimo entre estribos de la figura 7.6 y el área mínima de estribos dentro del nudo a partir de las ecuaciones 6.23y 6.24.

Tabla 7.154: Calculo espaciamiento vertical máximo entre estribos en nudo

hc/4	30	[cm]
$6 \cdot \phi_{columna}$	21,6	[cm]
hx	24	[cm]
$10 + (35 - hx) / 3$	13,67	[cm]
Espaciamiento vertical máximo estribos	13,67	[cm]

Tabla 7.155: Área mínima de estribo en nudo rígido

Ag (Area bruta hormigón)	14400	[cm ²]
Ach (Area confinada)	12996	[cm ²]
h'	114	[cm]
espaciamiento específico estribos	7	[cm]
$0,3 \cdot (Sh \cdot h' \cdot f'_c / f_y) \cdot ((Ag / Ach) - 1)$	3,39	[cm ²]
$0,09 \cdot sh \cdot h' \cdot f'_c / f_y$	9,405	[cm ²]
Ash mínimo	9,405	[cm²]

De lo obtenido, se propone el diseño de armadura transversal de la tabla 7.156

Tabla 7.156: Diseño armadura transversal nudo rígido

Diámetro estribo 1	1,6	[cm]
Área barra	2,01	[cm ²]
Cantidad barra 1	4	[unid]
Diámetro estribo 2	1,2	[cm]
Área barra	1,33	[cm ²]
Cantidad barra 2	2	[unid]
As	10,30	[cm²]

Capítulo 8

Análisis resultados y conclusiones

8.1. Comparación resultados sísmicos

Durante el desarrollo del modelo matemático, el principal obstáculo fue la masa modal obtenido de este, desarrollando finalmente el trabajo con 50 modos para una masa modal igual o superior al 85 %, en este análisis, se comparará los valores obtenidos del análisis dinámico en ambos modelos para los primeros 25 modos. En la tabla 8.1 se compara las masas sísmicas de ambos modelos, y se observa una diferencia ínfima menos al 5 %, lo cual, era el resultado, ya que si bien se utilizan las mismas cargas y las mismas consideraciones al momento de calcular la masa sísmica, para una estructura de esta magnitud, se esperaba que existieran diferencias, pero que fueran muy reducidas en este aspecto.

Tabla 8.1: Masa sísmica de modelos matemáticos

Masa sísmica	Trabajo original	Resultados memoria
Masa modal [tonf]	8380	8704
Corte basal mínimo [tonf]	628,5	652,3
Delta [%]	3,87 %	

De la tabla 8.2 se observa que los primeros nueve modos, poseen periodos y aceleraciones espectrales muy parecidos, y a partir del décimo modo, se empiezan a generar diferencias de los resultados, en donde no presenta mayor variación entre dicho modo y el treceavo generado del modelo matemático de confección propia. En la tabla 8.3 se observa que si bien para los dos primeros modos, ambos análisis concentran el mayor porcentaje de masa modal, se tiene en estos, una diferencia no despreciable del 5 %, con el cual se podría cumplir con el 90 % de masa modal, en el modelo confeccionado. Se observa que hasta el séptimo modo, poseen valores similares en la masa modal, y a partir del octavo modo, se empiezan a generar diferencias entre ambos análisis.

Tabla 8.2: Periodos y aceleraciones espectrales modelos matemáticos

i / j	Período Trabajo original [seg]	Período memoria [seg]	Sa/g Trabajo original	Sa/g memoria
1	1,175	1,15	0,035	0,035
2	1,159	1,125	0,035	0,036
3	1,045	1,003	0,039	0,04
4	0,866	0,809	0,047	0,05
5	0,804	0,798	0,051	0,051
6	0,716	0,697	0,057	0,058
7	0,702	0,668	0,058	0,059
8	0,639	0,659	0,062	0,06
9	0,631	0,659	0,063	0,06
10	0,495	0,659	0,082	0,06
11	0,491	0,659	0,083	0,06
12	0,469	0,658	0,087	0,06
13	0,435	0,657	0,093	0,06
14	0,434	0,64	0,093	0,062
15	0,421	0,63	0,096	0,063
16	0,413	0,594	0,098	0,068
17	0,382	0,594	0,106	0,068
18	0,357	0,563	0,114	0,072
19	0,311	0,562	0,131	0,072
20	0,308	0,546	0,132	0,075
21	0,292	0,413	0,139	0,098
22	0,282	0,404	0,144	0,1
23	0,276	0,38	0,148	0,107
24	0,253	0,38	0,160	0,107
25	0,174	0,38	0,172	0,107

Tabla 8.3: Porcentaje de masas modales en el eje x e y

i / j	My memorial [%]	My trabajo original [%]	Mx trabajo original [%]	Mx memoria [%]
1	85,61 %	79,32 %	0,01 %	0,05 %
2	0,06 %	0,06 %	84,70 %	79,56 %
3	0,15 %	0,15 %	0,00 %	0,00 %
4	4,30 %	4,38 %	0,00 %	0,00 %
5	0,02 %	0,02 %	0,00 %	0,00 %
6	0,02 %	0,02 %	0,00 %	0,00 %
7	0,00 %	0,00 %	1,16 %	0,00 %
8	0,48 %	0,00 %	0,35 %	0,00 %
9	0,04 %	0,00 %	3,30 %	0,08 %
10	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,09 %
11	0,05 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %
12	0,01 %	0,00 %	0,00 %	0,01 %
13	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %
14	0,00 %	0,00 %	0,00 %	2,70 %
15	0,19 %	0,00 %	0,00 %	0,01 %
16	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,72 %
17	0,04 %	0,00 %	0,00 %	0,75 %
18	0,93 %	0,00 %	0,00 %	0,03 %
19	0,00 %	0,00 %	2,27 %	0,00 %
20	0,50 %	0,50 %	0,00 %	0,00 %
21	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %
22	0,01 %	0,01 %	0,00 %	0,00 %
23	0,01 %	0,01 %	0,00 %	0,00 %
24	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %
25	0,00 %	0,00 %	0,00 %	0,00 %

En la tabla 8.4, se tienen los cortes basales y la amplificación mínima que requieren para cumplir con el corte basal mínimo, y tal como se esperaba, por los porcentajes de masas modales de la tabla 8.3, al tener un 85 % aproximadamente en ambas direcciones, se requiere de una mayor amplificación en el modelo diseñado para el trabajo de título, en comparación al modelo matemático original.

Tabla 8.4: Cortes basales sísmicos y amplificación mínima requerida

Corte sísmico basal	Trabajo original	Resultados memoria	Delta [%]
Qx basal [tonf]	291,89	251,46	-14 %
Amplificación mínima Qx [-]	2,15	2,59	20 %
Qy basal [tonf]	289,2	243,26	-16 %
Amplificación mínima Qy [-]	2,17	2,68	23 %

De la memoria de calculo original, se obtuvieron los desplazamientos relativos en las columnas para el análisis dinámico, en las figuras 8.1 y 5.2.

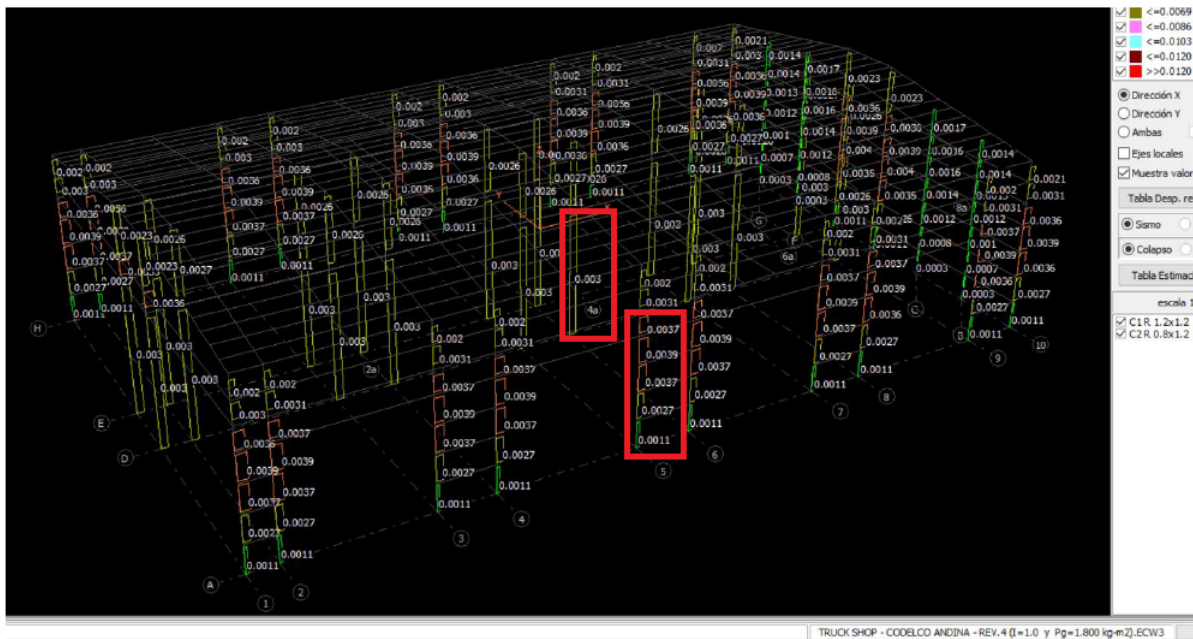


Figura 8.1: Desplazamiento relativo eje X memoria original

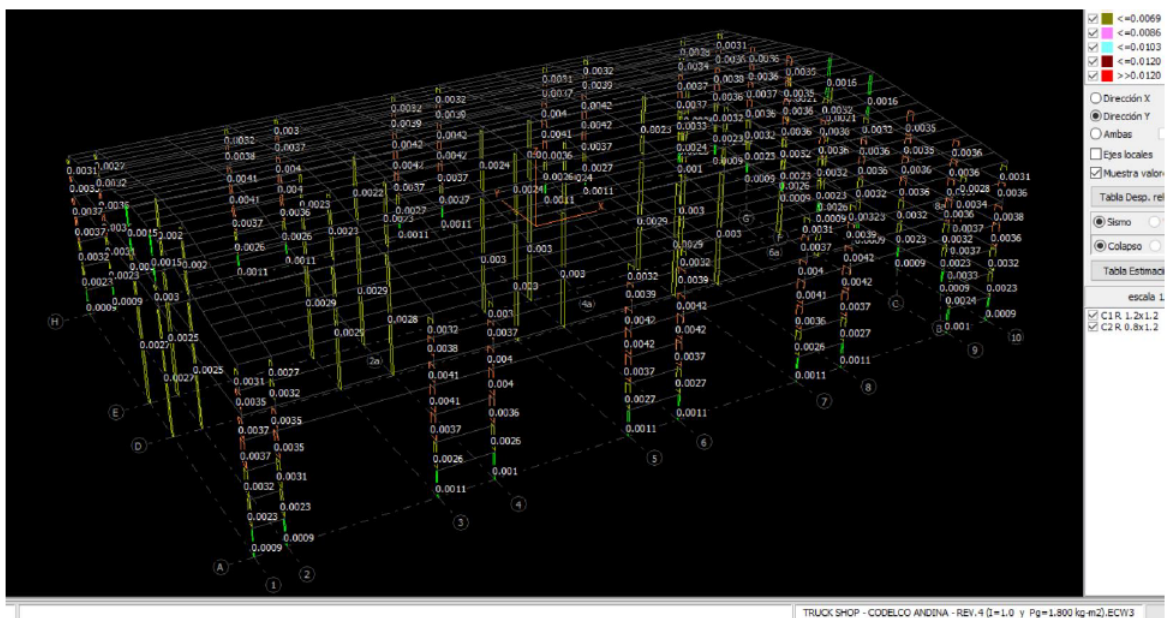


Figura 8.2: Desplazamiento relativo eje Y memoria original

De dichas imágenes, se puede observar que los máximos desplazamientos relativos, ocurren a alturas parecidas a los resultados de las tablas 5.1 y 5.2 en la sección de análisis sísmico de este trabajo, a partir de esto, se elaboran las tablas 8.5, 8.6, 8.7 y 8.8, para comparar los resultados obtenidos de ambos trabajos, tomando para ambos el mismo nivel, en donde se genera el máximo desplazamiento relativo de las columnas.

Tabla 8.5: Comparación desplazamientos absolutos eje X columna exterior ($H = 17[m]$)

Trabajo original		Resultados memoria	
Desplazamiento rel. [-]	Desplazamiento abs [mm]	Desplazamiento rel. [-]	Desplazamiento abs [mm]
0,0039	62,4	0,0016	26,5

Tabla 8.6: Comparación desplazamientos absolutos eje X columna interior ($H = 17 [m]$)

Trabajo original		Resultados memoria	
Desplazamiento rel. [-]	Desplazamiento abs [mm]	Desplazamiento rel. [-]	Desplazamiento abs [mm]
0,003	51	0,00242	41,1

Tabla 8.7: Comparación desplazamientos absolutos eje Y columna exterior ($H = 16 [m]$)

Trabajo original		Resultados memoria	
Desplazamiento rel. [-]	Desplazamiento abs [mm]	Desplazamiento rel. [-]	Desplazamiento abs [mm]
0,003	48	0,00276	44,2

Tabla 8.8: Comparación desplazamientos absolutos eje Y columna interior ($H = 16[m]$)

Trabajo original		Resultados memoria	
Desplazamiento rel. [-]	Desplazamiento abs [mm]	Desplazamiento rel. [-]	Desplazamiento abs [mm]
0,0042	67,2	0,00299	47,9

En general se observa que en todas las tablas, el desplazamiento relativo máximo es menor en el modelo matemático confeccionado para este trabajo, en comparación al diseñado para la obra, siendo la diferencia especialmente mayor en la columna interior en la dirección de X, dicho resultado era esperable, al tener en el modelo de confección propia, una menor masa modal en ambas direcciones. Al observar los desplazamientos relativos, si bien se tienen diferencias perceptibles entre ambos trabajos, esto se debe a que en general, son desplazamientos de bajas magnitudes, muy por debajo del 0,15[%] máximo permitido, pudiéndose observar mejor al comparar los desplazamientos absolutos, teniendo una diferencia máxima de 3,5 [cm] a una altura de 17 [m] en la columna exterior en el eje X.

8.2. Análisis estructural

La comparación de resultados se harán en base a lo desarrollado en el trabajo de título y la información de la memoria de cálculo "Proyecto Reposición Infraestructura Mantenimiento Mina Rajo Cota 4000 Etapa 2 División Andina" y los planos de diseño facilitados para el desarrollo del trabajo de título.

8.2.1. Fundaciones aisladas

En la tabla 8.9, se realiza la comparación de la geometría de las fundaciones, y se tienen diferencias en el volumen bruto de hormigón para ambas fundaciones, pero con diferencias menores al 20 % del total.

Tabla 8.9: Comparación geometría fundaciones aisladas

Fundación geometría zapata	Trabajo original	Fundación sísmica	Fundación de viento
Altura [m]	1	1	1
Largo [m]	5	4,5	5,2
Ancho [m]	5	4,5	5,2
Volumen [m ³]	25	20,25	27,04
Delta [%]		-19 %	8 %

En la tabla 8.10 se comparan las cargas de diseño, teniendo valores ligeramente menores para el diseño sísmico: en el momento y corte basal más una mayor carga vertical, esta diferencia de solicitaciones se debe a las diferencias en los análisis modales de ambos modelos, en donde, para el diseño original, si se realizo con una masa modal del 90 %, a diferencia del actual con un 85 %, este resultado también concuerda con lo obtenido en las tablas 8.5, 8.6, 8.7 y 8.8, en donde se tuvo mayor desplazamientos en este, por lo que se esperaba tener mayores solicitaciones de corte y momento basal como menor carga axial en las cargas de diseño de la memoria de calculo en la cual se baso este trabajo, y siguiendo el mismo punto argumentativo en dicha comparación, en donde se hizo mención que las diferencias son de una baja magnitud, lo que se refleja en los porcentajes de diferencia de la tabla 8.10, siendo menor al 15 %.

Tabla 8.10: Comparación cargas de diseño en fundación sísmica

Cargas fundación sísmica	Trabajo original	Memoria	Delta [%]
Fz [tonf]	58,78	74,24	26 %
Nsf [tonf]	212,62	200,39	-6 %
M* [tonf]	213,83	183,63	-14 %
Q* [tonf]	21,31	18,89	-11 %

En donde se observo una mayor diferencia, fue en el diseño de la fundación de vientos, que se pudo haber generado debido a la aproximación de valores al momento de ingresar las cargas de viento en ambos modelos, pero sin generar una importante diferencia en la geometría de diseño.

Tabla 8.11: Comparación cargas de diseño en fundación de vientos

Cargas fundación viento	Trabajo original	Memoria	Delta [%]
Fz [tonf]	33,12	31,97	-3 %
Nsf [tonf]	188,96	197,71	5 %
M* [tonf]	184	241,42	31 %
Q* [tonf]	18,4	23,89	30 %

En lo que respecta a la diferencia de armadura en las fundaciones, se observa en la tabla 8.12, que la fundación aislada sísmica, se diseña con la misma cantidad de armadura longitudinal que el de la obra original, lo que se debió principalmente a la semejanza de solicitaciones entre ambos diseños, como se vio en la tabla 8.10. En donde si se requirió de una mayor cantidad de armadura, al tener porcentajes de diferencia mayor, del 30 % fue en fundación de viento, en donde se mantuvo dicha variación. Finalmente para la armadura en el cáliz de las fundaciones, para los tres diseños, no existio diferencia.

Tabla 8.12: Comparación armadura de diseño fundaciones aisladas

Armadura longitudinal zapata	Trabajo original	Resultados sísmico	Resultados viento
Area Armadura superior [cm ²]	68,7	68,7	96,7
Area Armadura superior [cm ²]	26,0	26,0	26,0
Delta [%]		0 %	30 %
Armadura caliz	Trabajo original	Resultados sísmico	Resultados viento
Armadura longitudinal	98,83	98,83	98,83
Delta [%]		0 %	0 %
Armadura transversal	Trabajo original	Resultados sísmico	Resultados viento
Zona confinada [cm ²]	15,27	15,27	15,27
Zona no confinada [cm ²]	20,36	20,36	20,36
Delta [%]		0 %	0 %

8.2.2. Columna marco rígido

En las tablas 8.13, 8.14 y 8.15 se compara la armadura de diseño de la columna de la memoria de calculo original y del trabajo de titulo, la armadura longitudinal en ambos casos se diseña para cargas sísmicas, y si bien no se tienen las cargas de diseño del trabajo original, se puede concluir que son semejantes al observar que la armadura longitudinal de ambas columnas en la tabla 8.13, difieren en un 15 %, por lo que, para esta estructura, al igual que con la fundación, las complicaciones en el análisis dinámico no tuvo grandes efectos en su diseño. La armadura transversal, al diseñarse en base a la armadura longitudinal, y como se sigue la misma metodología en ambos casos, se llega a los mismos valores.

Tabla 8.13: Comparación armadura longitudinal columna pórtico especial

Columna armadura longitudinal	Trabajo original	Resultados memoria
Diametro barra 1 [cm]	3,6	3,6
Cantidad barra 1 [unid]	12	28
Diametro barra 2 [cm]	3,2	-
Cantidad barra 2 [unid]	16	-
Area total barras [cm ²]	250,8	285,0
Delta [%]		14 %

Tabla 8.14: Comparación armadura transversal columna pórtico especial en región confinada

Columna armadura transversal	Trabajo original	Resultados memoria
Diametro barra 1 [cm]	1,6	1,6
Cantidad barra 1 [unid]	4	4
Diametro barra 2 [cm]	1,2	1,2
Cantidad barra 2 [unid]	2	2
Espaciamiento [cm]	7,5	7,5
Area total/m [cm ² /m]	137,4	137,4
Delta [%]		0 %

Tabla 8.15: Comparación armadura transversal columna pórtico especial en región no confinada

Columna armadura transversal	Trabajo original	Resultados memoria
Diámetro barra 1 [cm]	1,2	1,2
Cantidad barra 1 [unid]	4	4
Diámetro barra 2 [cm]	1,2	1,2
Cantidad barra 2 [unid]	2	2
Espaciamiento [cm]	15	15
Área total/m [cm ² /m]	45,2	45,2
Delta [%]		0 %

8.2.3. Viga portante

En la tabla 8.16, se observa que los momentos de diseño de ambos trabajos poseen una diferencia ínfima, haciendo una énfasis especial en el momento del caso dinámico, en donde existían mayores posibilidades de diferencia, por el resultado del análisis modal. En el diseño de la armadura longitudinal pasiva de los extremos que resisten el momento negativo, en la tabla 8.17, se obtuvieron los mismos resultados, variando la armadura en la sección doble T como se ve en la tabla 8.18 que se debe a que para el desarrollo de la memoria, se siguió todos los límites de diseño armadura impuestas por la ACI 318-19, que resulto en una mayor cantidad de armadura.

Tabla 8.16: Comparación momentos negativos últimos de diseño diseño en viga portante

Cargas portantes	Trabajo original	Resultados memoria	Delta [%]
Mu dinámico [tonf*m]	248,7	238,03	-4 %
Mu estático [tonf*m]	527,8	536,32	2 %

Tabla 8.17: Comparación armadura longitudinal en extremos en viga portante

Armadura longitudinal pasiva	Trabajo originales	Resultados memoria	Delta [%]
Barras arm. Superior	12 ϕ 36	12 ϕ 36	-
Armadura superior [cm ²]	122,1	122,1	0 %
Barras arm. Inferior	4 ϕ 36	4 ϕ 36	-
Armadura inferior [cm ²]	40,7	40,7	0 %

Tabla 8.18: Comparación armadura longitudinal pasiva en sección doble T en viga portante

Armadura longitudinal pasiva	Trabajo original	Resultados memoria	Delta [%]
Barras arm. Superior/Inferior	4 ϕ 18 + 2 ϕ 16	2 ϕ 22 + 4 ϕ 18	-
Armadura superior/ Inferior [cm ²]	14,2	17,8	25 %

En el diseño de la armadura activa, se compara en la tabla 8.19 el diseño de este trabajo, resultado con una menor cantidad, lo que se debe a la diferencia de tensiones finales en las fibras a tracción entre las vigas de ambos trabajos, teniendo un criterio más conservador el diseñado originalmente.

Tabla 8.19: Comparación armadura longitudinal activa en viga portante

Armadura superior activa	Trabajo original	Resultados memoria	Delta [%]
Numero cables $\phi = 0,6'$	26	22	-18 %
Area total	36,4	30,8	
T fibra inferior viga etapa 3 [kgf/cm ²]	-17,8	-72,3	-

En la tabla 8.20, se observa que en el tramo confinado de las vigas portantes, cantidad muy semejantes de armadura, siendo la diferencia generada por el criterio de diseño, en la memoria original, se diseño siguiendo la indicación de la ACI 318-19 de una separación máxima entre barras con apoyo lateral máxima de 350 [mm], por lo que se diseño con dos

estribos cerrados, a diferencia del trabajo original, que se utilizó otro criterio de diseño, por lo que se usó solo un estribo cerrado en dicha zona. En la zona no confinada, se observa en las tablas 8.20 y 8.21 cantidades muy similares de armadura transversal, existiendo solamente diferencia en los tramos de 6 [m] y 7 [m].

Tabla 8.20: Comparación armadura transversal viga portante (a)

Armadura transversal	1 [m]	2 [m]	3 [m]	4 [m]
Estribos trabajo original	2 ϕ 16@10	2 ϕ 16@10	2 ϕ 16@10	2 ϕ 12@10
Área trabajo original [cm ² /m]	40,22	40,22	40,22	22,62
Estribos memoria	4 ϕ 12@10	4 ϕ 12@10	4 ϕ 12@10	2 ϕ 12 @12
Área Resultados memoria [cm ² /m]	45,24	45,24	45,24	22,62
Delta	12 %	12 %	12 %	0 %

Tabla 8.21: Comparación armadura transversal viga portante (b)

Armadura transversal	5 [m]	6 [m]	7 [m]	8 [m]	9 [m]
Estribos trabajo originales	2 ϕ 12@10	2 ϕ 12@12	2 ϕ 12@15	2 ϕ 10@20	2 ϕ 8@20
Área trabajo original [cm ² /m]	22,62	18,84	15,08	7,83	5
Estribos transversales memoria	2 ϕ 12@12	2 ϕ 12@15	2 ϕ 12@20	2 ϕ 10@20	2 ϕ 8@20
Área Resultados memoria [cm ² /m]	22,62	15,08	11,31	7,83	5
Delta	0 %	-20 %	-25 %	0 %	0 %

8.2.4. Viga salvapilar

En la viga salvapilar, para el momento ultimo del modelo matemático del caso estático, al diseñar con las mismas cargas, se esperaba tener resultados semejantes, pero como se ve en la tabla 8.22, se tienen valores con un 35 %

Tabla 8.22: Comparación momentos negativos últimos de modelo matemático viga salvapilar

Mu trabajo original [tonf*m]	Mu resultados memoria [tonf*m]	Delta
563,8	762,2	35 %

Lo que resulta en diferencias de momentos negativo últimos de diseño considerablemente diferentes, como se ve en la tabla 8.23, muy superior al 2 % de diferencia que tuvo la viga portante en la tabla 8.16.

Tabla 8.23: Comparación momentos negativos últimos de diseño viga salvapilar

Mu trabajo original [tonf*m]	Mu resultados memoria [tonf*m]	Delta
450,6	648,9	44 %

En la viga portante y salvapilar, se utilizaron distintas metodologías para el calculo del momento de sobrecarga de nieve, en donde, para la viga portante, se calculó de forma manual a partir del ancho tributario de la viga, a diferencia de la viga salvapilar, que se obtuvo directamente del modelo matemático, por lo que se puede aseverar, que en dicho trabajo, existe alguna diferencia que puede estar relacionado con la rigidez de la estructura al ser el análisis modal la principal diferencia entre ambos al no haber podido alcanzar el 90 % para el modelo de confección propia. Esta diferencia de momentos resulta en un mayor requerimiento de armadura longitudinal en los extremos de la viga diseñada para este trabajo, que se observa en la tabla 8.24.

Tabla 8.24: Comparación armadura longitudinal en extremos en viga salvapilar

Armadura longitudinal pasiva	Trabajo original	Resultados memoria	Delta [%]
Barras arm. Superior	10 ϕ 36	15 ϕ 36	-
Armadura superior [cm ²]	101,8	152,68	50 %
Barras arm. Inferior	4 ϕ 36	4 ϕ 36	-
Armadura inferior [cm ²]	40,7	40,7	0 %

En la tabla 8.25, se observa que se diseño con cantidades similares de armadura longitudinal activa y con una tensión semejante en la fibra extrema de la viga a tracción en la etapa 3 del pretensado, en donde se puede evidenciar diferencias es en, la distribución de los cables en la tabla 8.26, con una menor cantidad máxima de estos en una sola capa horizontal. La razón se debe a la cantidad de estribos consideradas en la zona confinada de la viga, dado que, al utilizar dos, se tiene un menor espacio disponible a una misma altura.

Tabla 8.25: Comparación armadura longitudinal activa en viga salvapilar

Armadura superior activa	Trabajo originales	Resultados memoria	Delta [%]
Numero cables $\phi = 0,6'$	28	30	-
Área total [cm ²]	39,2	42	7 %
T fibra inferior viga etapa 3 [kgf/cm ²]	-57,65	-70,78	-

Tabla 8.26: Comparación cantidad y posicionamiento cables pretensados viga salvapilar

Cables pretensados		Trabajo original	Resultados memoria
i	Yi [cm]	Nci	Nci
7	127	2	3
6	122	2	3
4	20	0	4
3	15	4	4
2	10	10	8
1	5	10	8

A pesar de la diferencia en las armaduras longitudinales de ambas vigas, se tiene en la tabla 8.27 similares cantidades de armadura transversal por metro, con la misma diferencia que se tuvo en la viga portante. En la zona no confinada de la viga, se observan diferencias más importantes, requiriendo de una menor cantidad de armadura que en la memoria de calculo original, la diferencia se genera en la altura efectiva considerada para el calculo de la resistencia mínima del corte del concreto, para este trabajo se consideró a partir del centro del estribo, y en cambio, para la confección del diseño de obra, se utilizó un criterio más conservador, y se calculó a partir de la altura efectiva del centroide de los cables pretensados requiriendo una mayor cantidad de armadura transversal.

Tabla 8.27: Comparación armadura transversal viga salvapilar

Armadura transversal	1 [m]	2 [m]	3 [m]	4 [m]	5 [m]	6 [m]
Estribos trabajo originales	2 ϕ 16@10	2 ϕ 16@10	2 ϕ 16@10	2 ϕ 16@10	2 ϕ 12@10	2 ϕ 12@10
Área trabajo original [cm ² /m]	40,22	40,22	40,22	22,62	22,62	22,62
Estribos memoria	4 ϕ 12@10	4 ϕ 12@10	4 ϕ 12@10	2 ϕ 12@20	2 ϕ 10@20	2 ϕ 8@20
Área Resultados memoria [cm ² /m]	45,24	45,24	45,24	11,31	7,85	5,03
Delta [%]	12 %	12 %	12 %	-50 %	-65 %	-78 %

8.2.5. Viga delta

En la tabla 8.28, se puede observar que el diseño de la viga delta que forma parte del marco rígido, tiene una sollicitación de momento superior la del trabajo original, pero sin ser esta diferencia un valor excesivo, con un incremento del 26 %, a diferencia del resultado en la viga delta adyacente a la viga salvapilar, que tuvo un incremento del 80 %. Por la sollicitación de momento en la viga salvapilar, y al no ser parte del marco rígido, y poder transferir parte del momento a una columna, se esperaba que la sollicitación de momento estuviera en el rango de 800 [tonf*m] y 700 [tonf*m], por lo que si bien, se tuvo esta importante diferencia con el trabajo original, se obtuvo un valor congruente en base a lo obtenido en la viga salvapilar.

Tabla 8.28: Comparación momentos ultimo de diseño vigas delta

Momento nominal positivo	Sollicitación [tonf*m]	Delta
Viga delta trabajo original	404	[-]
Viga delta - portante	510	26 %
Viga delta - salvapilar	732	81 %

Dicha diferencia de momentos, se refleja en los porcentajes de variación de armadura longitudinal y transversal en las tablas 8.29 y 8.30 de las vigas diseñadas con la construida en obra.

Tabla 8.29: Comparación armadura longitudinal vigas delta

Armadura longitudinal pasiva	Barras arm. Superior	Area total [cm ²]	Delta [%]
Viga delta trabajo original	8 ϕ 36	81,4	-
Viga delta - portante	11 ϕ 36	112,0	38 %
Viga delta - salvapilar	15 ϕ 36	152,7	88 %

Tabla 8.30: Comparación armadura transversal vigas delta

Armadura transversal	Estribos	Armadura transversal [cm ² /m]	Delta [%]
Viga delta trabajo original	2 ϕ 16 @ 7	57,4	-
Viga delta - portante	4 ϕ 16 @ 10	80,4	40 %
Viga delta - salvapilar	4 ϕ 16 @ 7	100,5	75 %

8.2.6. Viga puntales

Al momento de realizar este trabajo, se cuenta solamente con los planos de diseño de las vigas puntales V110 y V120, desconociendo las solicitaciones de diseño. De las tablas 8.31 y 8.32, se observa que en el diseño de la armadura longitudinal en los extremos de la viga para el momento negativo para ambas estructuras, se tienen semejantes cantidades de barras longitudinales, con una variación máxima del 20 %, pero a diferencia del diseño realizado para este trabajo, se consideró otro criterio de diseño, al no utilizar armadura longitudinal pasiva tanto en la zona inferior de la viga de su extremo, como tampoco armadura mínima en su sección intermedia, resultando en un menor volumen de armadura longitudinal total en el diseño original, en comparación al desarrollado en este documento.

Tabla 8.31: Comparación armadura longitudinal pasiva viga portante V110

Armadura longitudinal pasiva	Trabajo original	Resultados memoria	Delta [%]
Barras arm. Superior	7 ϕ 36	6 ϕ 36	-
Armadura superior [cm ²]	71,25	61,07	-14 %
Barras arm. Inferior/mínimo	-	4 ϕ 32	-
Armadura inferior [cm ²]	-	32,17	-

Tabla 8.32: Comparación armadura longitudinal pasiva viga portante V120

Armadura longitudinal pasiva	Trabajo original	Resultados memoria	Delta [%]
Barras arm. Superior	10 ϕ 36	8 ϕ 36	-
Armadura superior [cm ²]	101,8	61,4	-20 %
Barras arm. Inferior/mínimo	4 ϕ 32	4 ϕ 32	-
Armadura inferior [cm ²]	32,17	32,17	0 %

A raíz de esto, en los planos de diseño original, en la zona intermedia de la viga solo se tiene armadura activa, siendo una posible de que en dichas vigas se requiera de una ligera cantidad superior de cables pretensados, que a los de confección propia como se ve en las tablas 8.33 y 8.34, pero sin ser esta diferencia superior al que se tuvo en la armadura longitudinal pasiva en la viga puntal V120.

Tabla 8.33: Comparación armadura longitudinal activa viga portante V110

Armadura superior activa	Trabajo original	Resultados memoria	Delta [%]
Numero cables $\phi = 0,6'$	20	16	-
Area total [cm ²]	28	23,5	-20 %

Tabla 8.34: Comparación armadura longitudinal activa viga portante V120

Armadura superior activa	Trabajo original	Resultados memoria	Delta [%]
Numero cables $\phi = 0,6'$	28	27	-
Area total [cm ²]	39,2	37,8	-4 %

Al tener una menor de cantidad armadura longitudinal en la zona confinada en comparación a los planos originales que resista el momento ultimo negativo en el diseño confeccionados, se esperaba que se requiriera de una menor cantidad de armadura transversal en dicho tramo, como se ve en las tablas 8.35 y 8.36, y al igual que como ocurría con el resto de las vigas, una menor cantidad de armadura transversal en la zona no confinada.

Tabla 8.35: Comparación armadura transversal portante V110

Armadura transversal	1 [m]	2 [m]	3 [m]	4 [m]	5 [m]
Estribos Trabajo originales	2 ϕ 16@8	2 ϕ 16@8	2 ϕ 16@8	2 ϕ 6@8	2 ϕ 16@8
Área trabajo original [cm ² /m]	50,27	50,27	50,27	50,27	50,27
estribos memoria	4 ϕ 12@12	4 ϕ 12@12	4 ϕ 12@12	2 ϕ 12@20	2 ϕ 12@20
Área resultados memoria [cm ² /m]	37,70	37,70	37,70	13,27	13,27
Delta [%]	-25 %	-25 %	-25 %	-74 %	-74 %

Tabla 8.36: Comparación armadura transversal portante V120

Armadura transversal	1 [m]	2 [m]	3 [m]	4 [m]	5 [m]
Estribos memoria originales	2 ϕ 16@8	2 ϕ 16@8	2 ϕ 16@8	2 ϕ 16@8	2 ϕ 16@8
Área trabajo original [cm ² /m]	50,27	50,27	50,27	50,27	50,27
estribos memoria	4 ϕ 16@15	4 ϕ 16@15	4 ϕ 16@15	2 ϕ 16@15	2 ϕ 16@20
Área resultados memoria [cm ² /m]	53,62	53,62	53,62	26,81	20,11
Delta [%]	7 %	7 %	7 %	-47 %	-60 %

8.3. Conclusiones

- Tras la finalización del diseño del truck shop a partir de hormigón prefabricado con nudos rígidos, se tiene como primera conclusión el cumplimiento de los criterios de construcción establecido por la ACI 319-19, el decreto supremo No.60 y el manual de diseño para naves industriales, lo cual era el resultado esperado, al ser este trabajo hecho en base a uno que, al momento de entregar este trabajo de título, ya se encuentra finalizada su construcción.

Ahora la pregunta que hay que hacerse es, ya corroborado la viabilidad de construcción con estos materiales, cuáles serían las ventajas y desventajas que se tienen si se compara con este tipo de obra pero construida partir de estructuras metálicas, que es el material de construcción que históricamente se utiliza en los truck shop. Algunos posibles tópicos de estudio sería la comparación de costos de construcción de naves industriales con resistencia a cargas semejantes, la comparación de tiempos de obra, cantidad de personal necesario, y realizar estas posibles comparaciones para distintas condiciones de terreno y clima, siendo estos últimos factores claves al momento de construir en la minería, al estar generalmente las minas emplazadas en lugares de difícil acceso.

- Durante el transcurso del trabajo de título uno de los principales desafíos, fue el uso adecuado del software de modelamiento rfem 6, el cual era un programa con el que no contaba uso previo antes de iniciar la memoria, por lo que se tuvo que enfrentar diversos desafíos para dominarlo, y justamente una de estas barreras, fue el ser capaz de discernir si los resultados del análisis estructural entregados eran correctos o incorrectos.

En la actualidad existen diversas herramientas digitales que aceleran y facilitan el análisis estructural, pero todo carece de importancia si el ingeniero no cuenta con el conocimiento y la capacidad de aplicarlo en la práctica, ya que si bien, los software son valiosas herramientas, no pueden remplazar la intuición del ingeniero, y si este no es capaz de interpretar de forma correcta la información entregada por el programa y esta fuera errónea, por una carga mal ingresada o una conexión mal hecha en el modelo, el trabajo entregado presentara información incorrecta, y en caso de su utilización para la construcción de la obra, existe el riesgo de que falle y comprometa vidas humanas, adicionalmente al alto costo económico que esto supondría.

- Uno de los principales problemas para el desarrollo del análisis estructural, fue el no poder alcanzar el 90 % de la masa modal en el análisis dinámico del modelo del truck shop desarrollado con rfem 6, y que es una exigencia de la norma sísmica NCh 2369 del 2003. Tal como se explicó previamente al inicio del capítulo de análisis sísmico, tras conversar con el profesor guía, se procedió con el análisis dinámico con una masa modal superior al 85 % para un total de 50 modos.

Durante el desarrollo de este capítulo, en el cual se realizo una comparación de los resultados del análisis dinámico de este trabajo con el de la memoria de cálculo original en la que este se basó, y en el que si se alcanzó un 90 % de la masa modal, se pudo observar que para este primero se requirió de una amplificación del corte basal superior y se tuvo desplazamientos absolutos inferiores a una misma altura, por lo que se concluye que el resultado entregado para la condición de diseño utilizada de un 85 % de la

masa modal con 50 modos, es menos conservador que el diseño con un 90 % de la masa modal que dicta la norma. Aunque se tuvo menores desplazamientos en los pilares en el análisis dinámico, al momento de diseñar su armadura, se esperaba tener una menor cantidad por lo expuesto anteriormente, pero se tuvo más armadura longitudinal en el diseño realizado en comparación al original, lo que se pudo deber a diferentes consideraciones al momento de diseñar, pero es importante mencionar que esta una diferencia leve, tal como se ve en la tabla 8.13, y manteniendo la misma cantidad de armadura de corte.

- En Chile, dado la frecuencia de eventos sísmicos de considerables magnitudes, las normas de construcción ponen como obligación que las construcciones, que, aunque puedan presentar daños ante eventos de una gran fuerza, tomando como ejemplo el 27F, estas tienen la obligación no fallar, por las pérdidas humanas que esto puede traer. Actualmente, se encuentra ya en desarrollo una nueva versión de la norma sísmica NCh2369, que, al momento de entregar este trabajo de título, se encuentra en sus últimas etapas antes de su publicación y entrada en vigor para la construcción en Chile. Con esta nueva norma dentro de la área minera, se busca un marco de diseño sísmico de la infraestructura, que, ante eventuales eventos sísmicos de gran magnitud, no se vea comprometido su funcionalidad, y obligue la paralización de operaciones, dada las importantes pérdidas económicas que esto significaría.

Este trabajo de título y la memoria de cálculo de la cual se tomó referencia para su desarrollo, se utiliza la norma sísmica NCh2369 del año 2003, y de los resultados de las tablas 8.5, 8.6, 8.7 y 8.8, se puede observar que los desplazamientos máximos relativos están muy por debajo del 0,015 máximo permitido por la norma, por lo que se puede aseverar, que, bajo las actuales condiciones de diseño sísmico, se cumple con un amplio margen lo exigido por la norma, pero con el nuevo criterio de diseño, se tendrán condiciones mucho más exigentes al momento de diseñar, por lo que sería un ejercicio interesante, el comparar los resultados obtenidos con los que se tendría a partir de la nueva norma sísmica de diseño, y si esta construcción cumpliría con lo que dictara la nueva norma.

- El cambio climático es una situación global de la que Chile no está exento, y que durante el transcurso del 2024 ha generado diversos daños, teniendo ríos atmosféricos de nivel 5, que históricamente no habían sucedido en el país, produciendo velocidades de vientos considerablemente mayores a lo esperado. Para el diseño estructural a partir de cargas laterales, al momento de realizar la combinación de cargas, predominan las fuerzas sísmicas, lo cual ocurrió como se esperaba en el diseño del truck shop, pero ante estos eventos climáticos anormales, que irán en aumento, tanto en frecuencia como en intensidad, la norma de presiones de viento NCh432 del año 2010 requiere de una actualización para la nueva probable normalidad del país, y que puede condicionar en mayor medida el diseño de este tipo de estructuras.

Bibliografía

- [1] Codelco. (2021). Proyecto Reposición Infraestructura Mantenimiento Mina Rajo Cota 4000 Etapa 2 Division Andina. Santiago, Chile.
- [2] ACI 318-19. (2019). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19). American Concrete Institute, 2019.
- [3] ACI 318S-14. (2015). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14). American Concrete Institute, 2015.
- [4] Budhu, M. (2010). Soil mechanics and foundations. John Wiley and Sons.
- [5] Ich. (2018). Manual de Diseño de Estructuras Industriales Prefabricadas de Hormigon, Santiago, Chile.
- [6] Carvajal, R. R. (2002). Diseño Estructural.
- [7] Comision Chilena del Cobre. (2022). Medición de Encadenamientos productivos de la industria minera en Chile, Chile.
- [8] Instituto Nacional de Normalización. (2003). NCh2369.Of2003 : Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales. Santiago, Chile.
- [9] Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh431.Of2010 : Diseño estructural - Sobrecargas de nieve. Santiago, Chile.
- [10] Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh432.Of2010 : Diseño estructural - Cargas de viento. Santiago, Chile.
- [11] Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh3171.Of2010 : Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas. Santiago, Chile.
- [12] Instituto Nacional de Normalización. (2010). NCh3171.Of2017 : Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas. Santiago, Chile.
- [13] Ministerio de Vivienda Y Urbanismo, M. (2011). Decreto Supremo No60, Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado.
- [14] Ich. (2020, June 25). Edición 76 – Prefabricados de hormigón en Minería: Soluciones resistentes y concretas. Hormigón Al Día.
- [15] Gustavo López. (2020, March 28). Aplicación de elementos prefabricados en minería subterránea. Santiago, Chile.

Anexo

Fotos proceso construcción truck shop CODELCO-ANDINA



Figura 8.3: Foto 1 truck shop



Figura 8.4: Foto 2 truck shop



Figura 8.5: Foto 3 truck shop



Figura 8.6: Foto 4 truck shop



Figura 8.7: Foto 5 truck shop



Figura 8.8: Foto 6 truck shop



Figura 8.9: Foto 7 truck shop



Figura 8.10: Foto 8 truck shop



Figura 8.11: Foto 9 truck shop



Figura 8.12: Foto 10 truck shop



Figura 8.13: Foto 11 truck shop



Figura 8.14: Foto 12 truck shop