



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

# GUÍA DE DISEÑO DE PUENTES DE ACERO PARA EL TRANSPORTE DE RELAVES

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

OCTAVIO SILVA TORRES

PROFESOR GUÍA:  
FERNANDO MOYANO OJEDA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
CÉSAR BELTRÁN CORREA  
ELIZABETH PARRA HENRÍQUEZ

SANTIAGO DE CHILE  
2020

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL  
TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL**

**POR: OCTAVIO SILVA TORRES**

**FECHA: 14/06/2020**

**PROFESOR GUÍA: FERNANDO MOYANO OJEDA**

## **“Guía de diseño de puentes de acero para el transporte de relaves”**

El puente para canoa de relaves cumple una serie de condiciones particulares, distintas a los puentes tradicionales viales, por ejemplo, tipo de cargas, vida útil, estructuración e impacto ambiental. El departamento de estructuras de Wood, empresa multinacional de servicios de ingeniería, viene recopilando experiencias en el diseño y operación para esta clase de puentes desde comienzo de los años 80 para clientes nacionales y extranjeros.

Esta estructura ocupa un rol clave en el sistema de transporte de dicho material. El sistema se inicia en las plantas de procesos donde parte con una canoa de hormigón proyectada sobre terreno que va combinando una serie de elementos para ir transportando el relave, para finalmente, terminar en los tranques para almacenamiento de relaves. Elementos que destacan dentro del sistema son: tramo de canoa denominados rápidos, donde la canoa desciende con una pendiente fuerte y salva cotas importantes en la topografía, cajones disipadores de energía, tramos de canoa en túneles, secciones de canoa conectados con tranques auxiliares para depósito temporal de relaves, tramos en *by-pass* para evaluación experimental de relaves, entre otros. El transporte de relaves es de conducción continua por lo cual un punto crítico son los puentes, que deben garantizar que sean capaces de resistir eventos naturales tales como sismos, socavaciones, vientos, vibraciones y las cargas propias de la operación de la canoa.

El objetivo central de este tema de memoria es definir una guía general para el diseño de un puente para canoa de relaves estructurado en acero, incluyendo las principales disciplinas que participan en el diseño integral del sistema y en las distintas etapas de ingeniería que se desarrollan los proyectos mineros. Para efectos de acotar la guía se desarrollará un caso base con las siguientes características: puente de longitud de 300 metros y una altura máxima en el centro de 80 metros entre tope superior de estructura y fondo de quebrada. El caso base a analizar se ubica con definiciones a un nivel de ingeniería de factibilidad, no obstante, se definirán de forma genérica aspectos de este tipo de estructuras para un nivel de ingeniería conceptual, básica y de detalles.

*A mis padres,  
por su apoyo incondicional.*

# Agradecimientos

A mi profesor guía, Fernando Moyano, por todo el conocimiento y experiencia entregados para desarrollar este trabajo.

A la comisión, Elizabeth Parra y César Beltrán, por su tiempo y disposición para orientarme y aclarar dudas.

A la empresa Wood PLC por confiar en mí y apoyar el desarrollo de esta memoria.

# Tabla de contenido

Capítulo 1: Introducción .....	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Alcance .....	3
1.3. Objetivo general.....	3
1.4. Objetivos específicos .....	4
Capítulo 2: Niveles de ingeniería y estimación de costos .....	6
2.1. Características del nivel de estimado.....	8
2.2. Lista de datos y entregables por nivel.....	10
Capítulo 3: Bases de diseño por disciplina .....	15
3.1. Procesos .....	16
3.2. Hidráulica .....	20
3.2.1. Hidrología .....	20
3.2.2. Hidráulica fluvial .....	21
3.2.3. Cálculo de socavación .....	22
3.2.3.1. Socavación general .....	23
3.2.3.2. Socavación local en estribos y cepas .....	26
3.2.4. Hidráulica de relave .....	29
3.2.4.1. Velocidad límite.....	31
3.3. Mecánica de suelos .....	32
3.4. Civil .....	35
3.5. Electricidad e instrumentación .....	36
3.6. Mecánica.....	42
3.6.1. Material y protección.....	43
3.6.2. Dimensionamiento .....	44
3.6.2.1. Anchos típicos .....	44
3.6.2.2. Cálculo de revancha y altura total .....	45
3.6.3. Juntas .....	46
3.7. Estructuras .....	47
3.7.1. Aspectos sísmicos.....	47
3.7.2. Estructuras alternativas de estructuración para el puente .....	49
3.7.3. Materiales .....	52
3.7.3.1. Acero estructural.....	52

3.7.3.2. Hormigón.....	60
3.7.3.3. Acero de refuerzo .....	61
3.7.4. Cargas de cálculo.....	62
3.7.5. Combinaciones de carga y control de deformaciones .....	87
3.8. Impacto ambiental .....	89
3.9. Mantenimiento y mantenibilidad.....	91
3.10. Costos .....	94
Capítulo 4: Diseños de puentes tipo para un nivel de ingeniería seleccionado.....	97
4.1. Estados de carga de diseño .....	99
4.1.1. Carga muerta (PP).....	99
4.1.2. Sobrecarga (SC).....	101
4.1.3. Carga sísmica (E).....	101
4.1.4. Carga de viento (V) .....	102
4.1.5. Temperatura (T).....	103
4.2. Combinaciones de carga y control de deformaciones .....	103
4.3. Prediseño y estructuración propuesta .....	104
4.4. Modelo tridimensional.....	116
4.4.1. Cargas .....	116
4.4.2. Esquemas, dimensiones y perfiles .....	119
Capítulo 5: Resultados .....	143
5.1. Parámetros dinámicos.....	143
5.2. Perfiles, esfuerzos y deformaciones .....	144
5.3. Fundaciones .....	148
5.3.1. Estabilidad .....	151
5.3.2. Área comprimida y tensión admisible .....	152
5.3.3. Punzonamiento .....	152
5.4. Resultados fundaciones .....	154
5.5. Estribos .....	156
5.6. Excavaciones .....	158
5.7. Costos .....	160
5.8. Resumen general.....	170
Conclusiones y recomendaciones .....	172
Bibliografía .....	176
Anexos .....	178

# Índice de tablas

Tabla 2.1: Niveles de estimación de costos.....	6
Tabla 2.2: Estados de entregables según nivel y disciplina.....	11
Tabla 2.3: Variabilidad de costos de estimado según precisión asociada al nivel de ingeniería.....	13
Tabla 3.1: Valores referenciales para parámetros tipos entregados por disciplina de procesos.....	17
Tabla 3.2: Factores que influyen en socavación.....	23
Tabla 3.3: Datos hidráulicos para cálculo de canoa.....	29
Tabla 3.4: Características transmisor de nivel ultrasónico.....	38
Tabla 3.5: Características del controlador de flujo.....	39
Tabla 3.6: Características del controlador de flujo.....	39
Tabla 3.7: Características del transmisor de flujo.....	40
Tabla 3.8: Características sistema en línea de manejo de datos.....	41
Tabla 3.9: Requerimientos mínimos poliuretano.....	44
Tabla 3.10: Requerimientos mínimos poliuretano.....	44
Tabla 3.11: Propiedades comunes de aceros.....	53
Tabla 3.12: Aceros estructurales según NCh 203 Of.2006.....	54
Tabla 3.13: Aceros estructurales según ASTM.....	54
Tabla 3.14: Principales usos aceros estructurales según ASTM.....	55
Tabla 3.15: Pesos de recubrimiento de zinc según espesor y largo de pieza.....	58
Tabla 3.16: Grado de hormigón y su respectiva resistencia a la compresión según NCh170 Of.2016. .....	61
Tabla 3.17: Aceros de refuerzo según NCh204 Of.2006.....	61
Tabla 3.18: Diámetros comerciales y masa lineal de barras de refuerzo.....	62
Tabla 3.19: Velocidad básica de viento para diferentes estaciones. Fuente: NCh432 Of.2010.....	66
Tabla 3.20: Velocidad básica de viento para distintas zonas del país. Fuente: NCh432 Of.2010. ...	66
Tabla 3.21: Factor de direccionalidad del viento. Fuente: NCh432 Of.2010.....	69
Tabla 3.22: Factor de importancia de la estructura. Fuente: NCh432 Of.2010.....	69
Tabla 3.23: Coeficiente de exposición a la distribución de velocidades. Fuente: NCh432 Of.2010.	71
Tabla 3.24: Factores topográficos. Fuente: NCh432 Of.2010.....	73
Tabla 3.25: Constantes de terreno. Fuente: NCh432 Of.2010.....	75
Tabla 3.26: Valores de coeficiente de presión externa. Fuente: NCh432 Of.2010.....	76
Tabla 3.27: Aceleración máxima de suelo y efectiva por zona según Manual de Carreteras: Vol. 3. .....	81
Tabla 3.28: Tipos de suelo según Manual de Carreteras: Vol 3.....	82
Tabla 3.29: Constantes espectrales. Fuente: Manual de Carreteras: Vol 3.....	83
Tabla 3.30: Clasificación de suelos. Fuente: AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – Tabla 3.10.3.1-1 – “Site Class Definitions”.....	84

Tabla 3.31: Coeficiente de sitio $F_{pga}$ . Fuente: AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – Tabla 3.10.3.2-1 – “Values of Site Factor, $F_{pga}$ , at Zero-Period on Acceleration Spectrum”.....	86
Tabla 3.32: Coeficiente de sitio $F_a$ . Fuente: AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – Tabla 3.10.3.2-2 – “Values of Site Factor, $F_a$ , for Short-Period Range of Acceleration Spectrum”... 86	86
Tabla 3.33: Coeficiente de sitio $F_v$ . Fuente: AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – Tabla 3.10.3.2-3 – “Values of Site Factor, $F_v$ , for Long-Period Range of Acceleration Spectrum”... 86	86
Tabla 3.34: Combinaciones de carga según tensiones admisibles. ....	87
Tabla 3.35: Factores de seguridad para evaluar estabilidad en fundaciones. ....	88
Tabla 3.36: Factores humanos que afectan la mantenibilidad.....	91
Tabla 3.37: Factores debido a logística de mantención que afectan la mantenibilidad.....	92
Tabla 3.38: Factores de diseño que afectan la mantenibilidad. ....	92
Tabla 3.39: Factores de seguridad y medio ambiente que afectan la mantenibilidad. ....	93
Tabla 4.1: Datos hidráulicos a una producción de 140 ktpd. ....	100
Tabla 4.2: Datos hidráulicos a una producción de 240 ktpd. ....	100
Tabla 4.3: Parámetros sísmico. ....	101
Tabla 4.4: Combinaciones de carga según tensiones admisibles. ....	103
Tabla 4.5: Factores de seguridad para evaluar estabilidad en fundaciones. ....	104
Tabla 4.6: Características de modelos.....	110
Tabla 4.7: Cargas utilizadas en prediseño.....	111
Tabla 4.8: Perfiles prediseño 1, 2 y 3.....	112
Tabla 4.9: Distancia entre columnas. ....	112
Tabla 4.10: Carga muestra y sobrecarga sobre diseño 1. ....	116
Tabla 4.11: Carga muestra y sobrecarga sobre diseño 2. ....	117
Tabla 4.12: Carga muestra y sobrecarga sobre diseño 3. ....	118
Tabla 4.13: Elementos de modelos de viga enrejada. ....	130
Tabla 4.14: Elementos de modelos de cepa 1 y 4. ....	131
Tabla 4.15: Elementos de modelos de cepa 2 y 3. ....	131
Tabla 5.1: Dimensiones de sección. ....	143
Tabla 5.2: Parámetros dinámicos. ....	143
Tabla 5.3: Pesos por estructuras diseño 1. ....	145
Tabla 5.4: Pesos por estructuras diseño 2. ....	146
Tabla 5.5: Pesos por estructuras diseño 3. ....	147
Tabla 5.6: Factores de seguridad para evaluar estabilidad en fundaciones.....	151
Tabla 5.7: Dimensiones de fundaciones diseño 1 y 2. ....	154
Tabla 5.8: Dimensiones de fundaciones diseño 3. ....	155
Tabla 5.9: Cubicación de estribos según diseño.....	157
Tabla 5.10: Movimiento de tierras diseño 1 y 2.....	158



Tabla 5.11: Movimiento de tierras diseño 3.....	159
Tabla 5.12: Presupuesto diseño 1 (con acartelamiento).....	161
Tabla 5.13: Presupuesto diseño 1 (sin acartelamiento).....	162
Tabla 5.14: Presupuesto diseño 2 (con acartelamiento).....	163
Tabla 5.15: Presupuesto diseño 2 (sin acartelamiento).....	164
Tabla 5.16: Presupuesto diseño 2 (con acartelamiento y aumento de sección).....	165
Tabla 5.17: Presupuesto diseño 3.....	166
Tabla 5.18: Resumen diseños.....	169
Tabla 5.19: Porcentajes de peso en costo de diseños 1, 2 y 3 respecto a estructuras asociadas a actividades de una planta de procesos de 60-80 ktpd.....	169
Tabla 5.20: Resumen diseños.....	170
Tabla 5.21: Cargas distribuidas según diseño. ....	170
Tabla 5.22: Factores de utilización promedio según diseño. ....	170
Tabla 5.23: Distribución de pesos por elemento. ....	171
Tabla 5.24: Resumen de costos. ....	171
Tabla 5.25: Distribución de costos.....	171
Tabla B.1: Perfiles diseño 1 SIN acartelamiento (viga enrejada). ....	188
Tabla B.2: Perfiles diseño 1 SIN acartelamiento (Torres enrejadas). ....	189
Tabla B.3: Perfiles diseño 1 CON acartelamiento (viga enrejada). ....	191
Tabla B.4: Perfiles diseño 1 CON acartelamiento (Torres enrejadas). ....	192
Tabla B.5: Perfiles diseño 2 SIN acartelamiento (viga enrejada). ....	194
Tabla B.6: Perfiles diseño 2 SIN acartelamiento (Torres enrejadas). ....	195
Tabla B.7: Perfiles diseño 2 CON acartelamiento (viga enrejada). ....	197
Tabla B.8: Perfiles diseño 2 CON acartelamiento (Torres enrejadas). ....	198
Tabla B.9: Disminución de carga de elementos de viga. ....	200
Tabla B.10: Nuevos perfiles en viga enrejada.....	200
Tabla B.11: Perfiles diseño 3 (viga enrejada). ....	201
Tabla B.12: Perfiles diseño 2 CON acartelamiento (Torres enrejadas). ....	202
Tabla C.13: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 1 y 2 (CP1). ....	205
Tabla C.14: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CP1, sentido transversal).....	205
Tabla C.15: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CP1, sentido longitudinal).....	206
Tabla C.16: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 1 y 2 (CP2a).....	207
Tabla C.17: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CP2a, sentido transversal).....	207
Tabla C.18: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CP2a, sentido longitudinal).....	208
Tabla C.19: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 1 y 2 (CP2b). ....	209
Tabla C.20: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CP2b, sentido transversal).....	209
Tabla C.21: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CP2b, sentido longitudinal).....	210

Tabla C.22: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 3 (CP1). .....	211
Tabla C.23: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP1, sentido transversal).....	211
Tabla C.24: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP1, sentido longitudinal).....	212
Tabla C.25: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 3 (CP2a).....	213
Tabla C.26: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP2a, sentido transversal).....	213
Tabla C.27: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP2a, sentido longitudinal).....	214
Tabla C.28: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 3 (CP2b). .....	215
Tabla C.29: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP2b, sentido transversal).....	215
Tabla C.30: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP2b, sentido longitudinal).....	216

# Índice de figuras

Figura 2.1: Rangos de precisión según nivel y madurez de proyecto. ....	7
Figura 3.2: Variabilidad de costos de estimado según precisión asociada al nivel de ingeniería. ....	14
Figura 3.1: Secuencia de embancamiento. ....	18
Figura 3.2: Diagrama de un sistema de transporte de relave. ....	19
Figura 3.3: Cauce principal definido. ....	23
Figura 3.4: Cauce principal no definido, múltiples subsecciones. ....	23
Figura 3.5: Definición de volúmenes de corte y relleno para perfil transversal de trazado de canoa. .....	35
Figura 3.6: Sección transversal tipo para trazado de sistema de transporte de relave. ....	35
Figura 3.7: Esquema de solución al monitoreo de canaleta. ....	37
Figura 3.8: Transmisor de nivel ultrasónico. ....	38
Figura 3.9: Controlador de flujo. ....	38
Figura 3.10: Controlador universal multiparamétrico. ....	39
Figura 3.11: Transmisor de flujo de canal abierto. ....	40
Figura 3.12: Esquema sistema CLAROS. ....	41
Figura 3.13: Sección típica de canaleta de relave de acero. ....	42
Figura 3.14: Elevación lateral de tramo de canaleta. ....	42
Figura 3.15: Atiesador de sección de canaleta. ....	43
Figura 3.16: Tipos de sismos en Chile. Fuente: Centro Sismológico Nacional (CSN). ....	48
Figura 3.17: Puente tipo viga isostática (discontinuo). ....	50
Figura 3.18: Puente tipo viga continua. ....	50
Figura 3.19: Puente tipo viga continuo con cepas diagonales. ....	51
Figura 3.20: Puente tipo voladizo. ....	51
Figura 3.21: Condición de embancamiento. ....	63
Figura 3.22: Zonificación por velocidades de viento zona centro-norte. Fuente: NCh432 Of.2010. ....	67
Figura 3.23: Zonificación por velocidades de viento zona centro-sur. Fuente: NCh432 Of.2010. ....	68
Figura 3.24: Sectores de definición de rugosidad y exposición. ....	70
Figura 3.25: Efectos topográficos sobre la velocidad del viento. Fuente: NCh432 Of.2010. ....	72
Figura 3.26: Zonificación sísmica de las Regiones I, II y III. Fuente: Manual de Carreteras: Vol. 3. .....	79
Figura 3.27: Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y Región Metropolitana. Fuente: Manual de Carreteras: Vol. 3. ....	80
Figura 3.28: Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII. Fuente: Manual de Carreteras: Vol. 3. .....	81

Figura 3.29: Espectro de respuesta de diseño. Fuente: AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – Figura 3.10.3.1-1 – “Design Response Spectrum”.....	85
Figura 4.1: Dimensiones quebrada tipo.....	97
Figura 4.2: Espectro de diseño. ....	102
Figura 4.3: Sección tipo de puente de acero para transporte de relave. ....	105
Figura 4.4: Estructuración global inicial. ....	106
Figura 4.5: Modelo simplificado de cepa.....	111
Figura 4.6: Puntos de aplicación de cargas diseño 1 y 2.....	116
Figura 4.7: Puntos de aplicación de cargas diseño 3.....	117
Figura 4.8: Vista 3D modelo puente diseño 1 y 2 sin acartelamiento.....	119
Figura 4.9: Vista 2D modelo puente diseño 1 y 2 sin acartelamiento (elevación lateral). ....	119
Figura 4.10: Planta cordones principales diseño 1 y 2. ....	119
Figura 4.11: Vista 3D modelo puente diseño 1 y 2 con acartelamiento.....	120
Figura 4.12: Vista 2D modelo puente diseño 1 y 2 con acartelamiento (elevación). ....	120
Figura 4.13: Detalle 2D y 3D de acartelamiento (Det. 4). ....	120
Figura 4.14: Sección diseño 1 y 2. ....	121
Figura 4.15: Detalle planta cordón superior (Det. 1). ....	121
Figura 4.16: Detalle planta cordón inferior (Det. 2).....	121
Figura 4.17: Elevación viga enrejada (Det. 3).....	122
Figura 4.18: Cepa 1 y 4 tridimensional (CP1-CP4). ....	123
Figura 4.19: Cepa 1 y 4 sección transversal.....	124
Figura 4.20: Cepa 1 y 4 sección longitudinal.....	125
Figura 4.21: Cepa 2 y 3 tridimensional (CP2-CP3). ....	126
Figura 4.22: Cepa 2 y 3 sección transversal.....	127
Figura 4.23: Cepa 2 y 3 sección longitudinal (externa). ....	128
Figura 4.24: Cepa 2 y 3 sección longitudinal (interna). ....	129
Figura 4.25: Detalle de base (CP2-CP3). ....	130
Figura 4.26: Vista 3D modelo puente diseño 3. ....	132
Figura 4.27: Vista 2D modelo puente diseño 3 (elevación lateral). ....	132
Figura 4.28: Sección diseño 3. ....	133
Figura 4.29: Detalle planta cordón superior (mitad tramo 1).....	133
Figura 4.30: Detalle planta cordón inferior (mitad tramo 1).....	134
Figura 4.31: Elevación viga enrejada (mitad tramo 1).....	134
Figura 4.32: Cepa 1 y 4 tridimensional (CP1-CP4). ....	135
Figura 4.33: Cepa 1 y 4 sección transversal.....	136
Figura 4.34: Cepa 1 y 4 sección longitudinal.....	137
Figura 4.35: Cepa 2 y 3 tridimensional (CP2-CP3). ....	138

Figura 4.36: Cepa 2 y 3 sección transversal.....	139
Figura 4.37: Cepa 2 y 3 sección longitudinal (externa). .....	141
Figura 4.38: Cepa 2 y 3 sección longitudinal (interna). .....	141
Figura 4.39: Detalle de base (CP2-CP3). .....	142
Figura 5.1: Porcentaje en peso de cada estructura del puente sin acartelamiento (diseño 1). .....	145
Figura 5.2: Porcentaje en peso de cada estructura del puente con acartelamiento (diseño 1).....	145
Figura 5.3: Porcentaje en peso de cada estructura del puente sin acartelamiento (diseño 2). .....	146
Figura 5.4: Porcentaje en peso de cada estructura del puente con acartelamiento (diseño 2).....	146
Figura 5.5: Porcentaje en peso de cada estructura del puente con acartelamiento y aumento sección (diseño 2).....	147
Figura 5.6: Porcentaje en peso de cada estructura del puente (diseño 3). .....	147
Figura 5.7: Planta tipo fundaciones y ejes locales.....	149
Figura 5.8: Elevación tipo fundaciones (eje transversal, no escalado).....	150
Figura 5.9: Elevación tipo fundaciones (eje longitudinal, no escalado).....	150
Figura 5.10: Cono de punzonamiento. ....	153
Figura 5.11: Vista en planta de perímetro crítico de punzonamiento.....	153
Figura 5.12: Planta de muros de estribos. ....	156
Figura 5.13: Elevación estribos.....	157
Figura 5.14: Esquema de cálculo de excavaciones. ....	158

# Índice de ecuaciones

Ecuación 3.1: Caudal según intensidad.....	21
Ecuación 3.2: Altura de escurrimiento franja j para sedimento no cohesivo. ....	24
Ecuación 3.3: Altura de escurrimiento franja j para sedimento cohesivo. ....	24
Ecuación 3.4: Altura de escurrimiento franja j.....	24
Ecuación 3.5: Velocidad crítica franja j para sedimento finos (arenosos). ....	25
Ecuación 3.6: Velocidad crítica franja j para sedimentos gruesos. ....	25
Ecuación 3.7: Altura crítica para sedimentos finos. ....	25
Ecuación 3.8: Altura crítica para sedimentos gruesos.....	26
Ecuación 3.9: Caudal por unidad de ancho de cada franja.....	26
Ecuación 3.10: Socavación local en pilas (BNSh).....	26
Ecuación 3.11: Socavación local en pilas (diversos autores).....	27
Ecuación 3.12: Socavación local en pilas (Richardson).....	27
Ecuación 3.13: Numero de Froude no perturbado. ....	27
Ecuación 3.14: Socavación local considerando correcciones. ....	27
Ecuación 3.15: Socavación local en estribos (Melville). ....	28
Ecuación 3.16: Peso específico relave. ....	30
Ecuación 3.17: Caudal relave.....	30
Ecuación 3.18: Peso relave.....	30
Ecuación 3.19: Ecuación de Manning para cálculo de caudal. ....	30
Ecuación 3.20: Radio hidráulico. ....	30
Ecuación 3.21: Velocidad media del flujo. ....	30
Ecuación 3.22: Numero de Froude.....	31
Ecuación 3.23: Formula de Durand modificada.....	31
Ecuación 3.24: Formula Voccaddlo y Sagoo. ....	31
Ecuación 3.25: Velocidad de onda de corte promedio en los primeros 30 metros.....	35
Ecuación 3.26: Expresión de Douma. ....	45
Ecuación 3.27: Expresión de Ippen.....	45
Ecuación 3.28: Bureau of Reclamation.....	46
Ecuación 3.29: Altura total canoa. ....	46
Ecuación 3.30: Modulo de elasticidad. ....	60
Ecuación 3.31: Peso lineal de relave. ....	63
Ecuación 3.32: Peso lineal de material dentro de canoa embancada. ....	64
Ecuación 3.33: Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades. ....	71
Ecuación 3.34: Factor topográfico. ....	73

Ecuación 3.35: Factor efecto de ráfaga. ....	74
Ecuación 3.36: Factor de respuesta de fondo. ....	74
Ecuación 3.37: Factor de respuesta resonante. ....	75
Ecuación 3.38: Distribución de velocidades ..... 76	76
Ecuación 3.39: Presión de viento para superficie lateral de puente. ....	77
Ecuación 3.40: Espectro elástico de diseño según Manual de Carreteras: Vol. 3 ..... 78	78
Ecuación 3.41: Corte basal mínimo. ....	83
Ecuación 3.42: Coeficiente sísmico horizontal según Manual de Carreteras: Vol. 3 ..... 83	83
Ecuación 5.1: Factor de seguridad al volcamiento. ....	151
Ecuación 5.2: Factor de seguridad al deslizamiento. ....	151
Ecuación 5.3: Fuerza deslizante solicitante en sello de fundación. ....	151
Ecuación 5.4: Fuerza deslizante solicitante en sello de fundación. ....	151
Ecuación 5.5: Tensión en suelo para fundaciones en compresión. ....	152
Ecuación 5.6: Tensión en suelo para fundaciones con tracciones. ....	152
Ecuación 5.7: Condición de área mínima en compresión. ....	152
Ecuación 5.8: Perímetro zona crítica. ....	153
Ecuación 5.9: Capacidad de corte al punzonamiento 1. ....	153
Ecuación 5.10: Capacidad de corte al punzonamiento 2. ....	154
Ecuación 5.11: Capacidad de corte al punzonamiento 3. ....	154
Ecuación 5.12: Volumen pirámide truncada. ....	158

# Capítulo 1: Introducción

## 1.1. Introducción

La minería tiene diferentes procesos para la obtención de sus productos, en distintas condiciones geográficas, y con diferentes áreas de desarrollo. Dentro de estos múltiples sistemas se destaca la conducción de material inerte desde el área de producción de la mina para dejarlos de forma definitiva en tranques de almacenamientos. Para el caso de Chile, la ubicación geográfica de los yacimientos y la ubicación óptima para estos tranques transita en condiciones desde Cordillera hasta los Valles. Esta conducción del sistema de relaves debe sortear múltiples condiciones geográficas, cumpliendo distintas condiciones de seguridad y resguardo ambiental.

El **sistema de transporte de relaves** (STR de aquí en adelante) está conformado por una serie de elementos particulares como:

- Canoa en superficie.
- Caídas rápido.
- Tuberías de transporte
- Cajón disipador de energía.
- Cajón de traspaso.
- Canoas en superficie by pass.
- Canoas en túneles.
- Caminos de inspección
- Puentes que sustentan canoas
- Tranques Intermedios.
- Plantas de procesos recuperación mineral
- Canoas entrega a tranque.
- Tranque final de almacenamiento relave.

El sistema tiene como finalidad transportar y el elemento a transportar tiene la particularidad de ser un fluido que mezcla el agua y minerales. Este transporte es de forma continua durante los 365 días y sólo interrumpido por paradas programadas. Como parte integrante de este sistema aparecen los puentes que sustentan la canoa para aquellos tramos en que debe se debe cruzar quebradas y/o ríos En el desarrollo de esta infraestructura de forma creciente se han ido implementado mayores exigencias ambientales de seguridad, para evitar el derramamiento y consecuente impacto al medio ambiente. El puente que sustenta la canoa no tan sólo tiene la función de dar continuidad al transporte del relave, sino que es parte de un sistema de operación el cual requiere mantención y mantenibilidad tal cual otros elementos del sistema.



En algunos casos, por ejemplo, se han incorporados dobles canoas, la denominada canoa *by-pass*, como modo de atender mantenimientos necesarios del sistema sin necesidad de tener que detener el flujo normal de escurrimiento. Un aspecto fundamental sería tener un tranque auxiliar de almacenamiento relave arriba del puente de modo de tener la holgura de poder generar paradas de mantención con al menos días para reparar o mantener la infraestructura del Puente.

La capacidad de los sistemas de transporte de la gran minería en Chile en las próximas décadas será superada. Hoy, al año 2020, las producciones mineras, utilizando la variable **producción de releve transportado (P)**, está en un rango de las 100 ktpd a 200 ktpd para la Gran Minería en Chile. En el caso del puente es factible aumentar la capacidad de la canoa, pero no de forma considerable, pensando en su infraestructura representada por el puente. En esta memoria se indica una cota de la producción P (Ktpd) para una sección de canoa estándar que se ocupa en distintas mineras.

Gran parte del STR se estructura en hormigón armado. Para el caso del tramo en puente, la definición de su materialidad y la del propio puente quedan definidas por las características del entorno topográfico, teniendo que cruzar en casos puntuales quebradas profundas o extensos lechos de ríos, para lo cual, el acero resulta un material más apto. Respecto de la guía propuesta esta quedará acotada al caso más estándar del trazado del STR, sin embargo, se dejan presentadas las variables principales para el aspecto multidisciplinario de la operación, mantención y mantenibilidad del puente como elemento crítico del sistema.

Ante un evento externo (sismo extremo, ataque de terceros, entre otros) si la infraestructura colapsa, la recuperación de su función como parte del STR es de mayor tiempo respecto a otros elementos, representando un punto vulnerable del sistema global. Estos riesgos no son controlables, sin embargo, en los diseños proyectados para los siguientes años, entendiéndose que las capacidades de la producción superarán la infraestructura existente o se deberán diseñar para valores de transporte de relaves mayores a los tradicionalmente usados, es necesario establecer algunos conceptos que estén incorporados en las bases de diseño de la ingeniería multidisciplinaria futura.

Las exigencias medioambientales han ido fortaleciendo la redundancia del STR. En el futuro próximo, los puentes agotarán su capacidad de absorber nuevas cargas y aún, incluso reforzándolos, no podrán dar continuidad operacional al sistema y será necesario definir nuevos puentes. La idea es incorporar la experiencia de los puentes para canoa de relaves diseñados desde los años ochenta a la fecha, incluyendo el concepto de operación, mantención y mantenibilidad actualizado al 2020.

En el marco de la guía de diseño presentada en este trabajo, se elige un caso base, el cual tiene las siguientes características: puente tipo viga de 300 metros estructurado en acero y una altura máxima en el centro de 80 metros desde tope superior del puente hasta el fondo

de la quebrada. Para comparar técnica y económicamente, se analizan opciones de una y dos canoas; de este último, la segunda canoa corresponde a una canaleta by-pass. La estructura está situada en un ambiente con una demanda corrosiva mediana-alta. La pendiente de la canoa toma valores cercanos a 0,008, que deben cumplir con dos condiciones principales, contrapuestas: que el flujo lleve una velocidad tal que no se produzca erosión excesiva en el fondo, y que a su vez el flujo no se detenga. Los casos a analizar están en el nivel de factibilidad, desarrollado luego de sentar las bases en los capítulos Bases de diseño y Niveles de ingeniería.

En la parte final de este trabajo, se comentan los costos asociados a los diseños de puentes estudiados y las ventajas de generar redundancia operacional al sistema al incluir una canaleta tipo *by-pass*, analizando el sobre costo de la inversión. Además, se compara la inversión con otras infraestructuras mineras.

## 1.2. Alcance

La presente guía se acota a puentes tipo viga enrejada continua estructurados en acero con fundaciones superficiales de hormigón. Para las cepas intermedias y estribos se supone fundado sobre suelo competente o roca. La longitud del puente se define para un tramo de 300 metros, con una cota máxima sobre la parte más profunda de la quebrada en 80 metros. La elección de estos parámetros se basa en la experiencia de trazados de sistemas de relaves típicos. La pendiente de la canoa puede variar entre 0.5% y 1% para el correcto flujo del material, es decir, evitar excesivo desgaste por abrasión y evitar potenciales embanques por pendientes mínimas. Además, supone un nivel de ingeniería de factibilidad.

## 1.3. Objetivo general

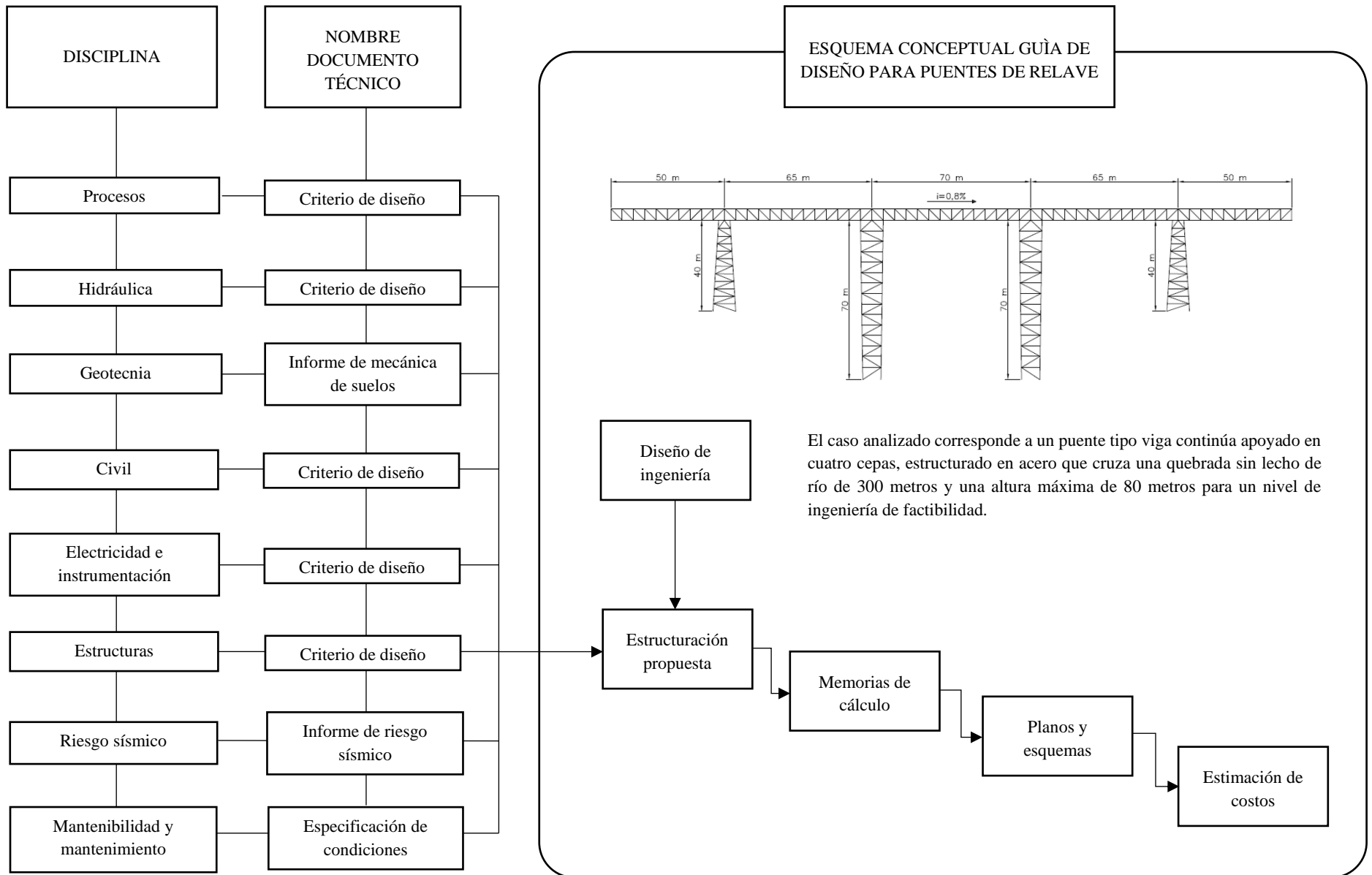
El objetivo central de este tema de memoria es definir una guía general para el diseño de un puente para canoa de relaves estructurado en acero, incluyendo las principales disciplinas que participan en el diseño integral del sistema y en las distintas etapas de ingeniería que se desarrollan los proyectos mineros, además de definir parámetros fundamentales para el diseño sismo resistente y esbozar guías generales para el diseño estructural, así como dar recomendaciones para la correcta operación, mantención y mantenibilidad de la estructura. Además, se busca comparar técnica y económicamente tres soluciones alternativas de estructuración del puente para salvar quebradas de 300 metros suponiendo un nivel de ingeniería de factibilidad. Se ha seleccionado esta configuración por ser el caso más estándar para un STR. Sin embargo, al final de este trabajo se dejan algunas indicaciones generales que se deben contemplar en otros casos, pero que no son parte del alcance de este estudio.

## 1.4. Objetivos específicos

Los objetivos específicos del presente trabajo son:

- Definir bases de diseño de un puente en estructura enrejada de acero, aplicado a un nivel de ingeniería de factibilidad
- Comparación de alternativas de estructuración del puente enrejado
- Proponer una estructuración para el caso base con respaldo técnico económico a nivel de Ingeniería de Factibilidad

A continuación, se presenta un esquema general de la guía de diseño para proyectos de puentes de relave



## Capítulo 2: Niveles de ingeniería y estimación de costos

La información se toma como referencia de la *American for the Advancement of Cost Engineering* (AACE), en específico la practica recomendada N° 18R-97: Sistema de clasificación de los costos.

Esta guía provee los puntos básicos para la correcta estimación de costos según nivel de ingeniería, en especial, para proyectos de ingeniería, adquisiciones y construcción (EPC) en la industria de minería. La siguiente tabla entrega un resumen de los cinco niveles de estimación de costos según el estado de avance del proyecto.

*Tabla 2.1: Niveles de estimación de costos.*

Nivel	Nivel de madurez del proyecto Expresado como % del total	Uso final Propósito típico del estimado	Metodología Método de estimación	Contingencias Error asociado a la estimación de costos
Nivel 5	0% a 2%	Evaluación conceptual	Factores por capacidad, modelos paramétricos, juicio o analogía	I: -20% a -50% S: +30% a +100%
Nivel 4	1% a 15%	Estudio o pre-factibilidad	Factores de equipos o modelos paramétricos	I: -15% a -30% S: +20% a +50%
Nivel 3	10% a 40%	Autorización de presupuesto o control ( <b>factibilidad</b> )	Costo unitario semi detallados con ítems de línea de nivel de ensamblaje	I: -10% a -20% S: +10% a +30%
Nivel 2	30% a 75%	Evaluación económica	Costo unitario detallado con metrado detallado	I: -5% a -15% S: +5% a +20%
Nivel 1	65% a 100%	Apto para construcción	Costo unitario detallado con metrados detallado	I: -3% a -10% S: +3% a +15%

Los valores presentados son típicos de industrias de procesos mineros, pero no excluye que cada empresa tenga sus estándares particulares. Esta guía refleja prácticas generalmente aceptadas en la estimación de costos por un amplio rango de compañías del rubro, además, las clasificaciones expuestas se sustentan por investigaciones empíricas de riesgos sistemáticos y su correlación con los costos y cronograma de la industria.

Adicionalmente al nivel de madurez, la precisión del nivel de estimación se basa en otros riesgos sistemáticos tales como:

- Nivel de tecnología
- Complejidad del proyecto
- Calidad y precisión de datos de referencia para estimar costos
- Nivel de experiencia del encargado de la estimación
- Tiempo y esfuerzo presupuestado para estimar

Otro punto importante, es que la precisión del estimado muchas veces queda condicionada por un valor predeterminado, lo cual puede resultar en un valor final sesgado. La finalidad de la estimación de costos es obtener un resultado objetivo y no sesgado.

El rango de precisión de cada nivel en función del avance del proyecto se puede representar en la siguiente figura.

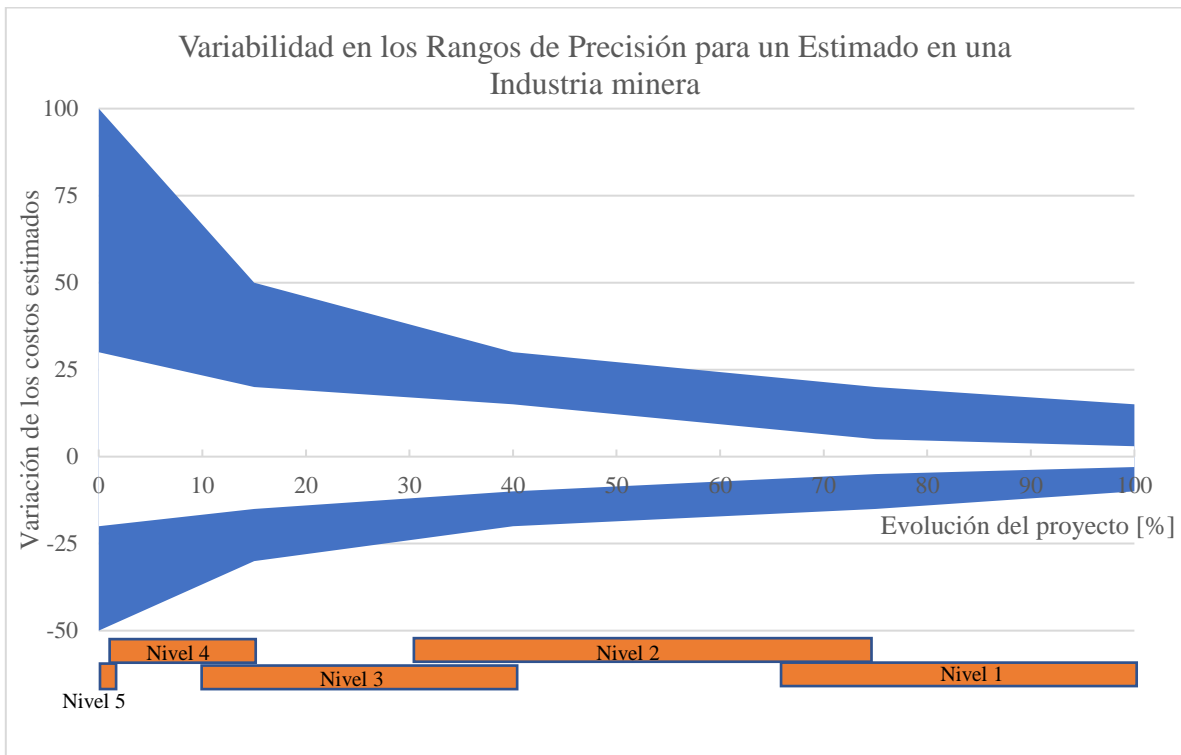


Figura 2.1: Rangos de precisión según nivel y madurez de proyecto.

A continuación, se presenta el detalle de cada nivel en cuando a las clasificaciones expuestas en la Tabla 2.1.

## 2.1. Características del nivel de estimado

### I. Estimado nivel 5 (evaluación conceptual)

- **Descripción:** los estimados de nivel 5 generalmente se preparan basándose en información muy limitada, por ende, tienen rangos de precisión muy amplios. Dado a los requerimientos de uso final, este estimado puede ser preparado en poco tiempo y utilizando una cantidad muy baja de recursos.
- **Nivel de madurez:** existencia de diagramas de flujo tipo bloque y lista de supuestos claves para las bases de diseño. Se traduce en una madurez entre el 0% y 2%.
- **Uso final:** se usan como referencia para la planificación estratégica del negocio como, por ejemplo: estudios de factibilidad inicial evaluación de alternativas, filtrado de proyectos, estudios de ubicación del proyecto, evaluación de recursos y requerimientos, entre otros.
- **Metodología de estimación:** generalmente se usan métodos estocásticos de estimación como curvas y factores costo/capacidad, factores de escala de operaciones, factores Lang, factores Hang, factores, Chilton, factores Peters-Timmerhaus, factores Guthrie y otras técnicas paramétricas y de modelación.
- **Nombres, términos y expresiones alternativas al estimado:** Ratio, “ballpark”, cielo azul, “seat of pants”, ROM (Rough Order of Magnitude), idea de estudio, estimado prospecto, conceptual, estimado para licencia de concesión.

### II. Estimado nivel tipo 4 (estudio o prefactibilidad)

- **Descripción:** al igual que nivel 5, se preparan basándose en una información muy limitada, pero implica un mayor avance del proyecto (del orden de 1% a 5%), por ende, se usa para filtrar proyectos, determinar factibilidad, evaluar conceptos, desarrollo de distintas alternativas y aprobación de presupuestos.
- **Nivel de madurez:** existencia de diagramas de flujo de procesos (PFDs) emitidos para diseño, layout de la planta, lista preliminar de equipos, entre otros. Se alcanza un avance del 1% al 5% de definición del proyecto.
- **Uso final:** este estimado se usa para propósitos como: planteamiento estratégico detallado, desarrollo de negocio, análisis de esquemas alternativos, filtrado de proyecto más avanzados, confirmación de factibilidad técnica, entre otros.
- **Metodología de estimación:** se utilizan métodos de estimación tales como: factores de equipos, factores Lang, factores Hang, factores Chilton, factores Peters-Timmerhaus, factores Gurthe, método de Miller, ratios de costo unitario grueso y otras técnicas paramétricas y de modelación.
- **Nombres, términos y expresiones alternativas al estimado:** “Screening”, “Top-Down”, conceptual, autorización, conceptual, pre-diseño, pre-estudios, básica, entre otros.

### III. Estimado nivel tipo 3 (de factibilidad o básica referencial)

- **Descripción:** en este nivel, se desarrolla la alternativa seleccionada que corresponde a la más óptima de las evaluadas en los niveles anteriores. Los entregables por disciplina avanzan considerablemente en la dirección de la alternativa seleccionada y los costos reales y recursos son monitoreados constantemente.
- **Nivel de madurez:** se alcance un avance entre el 10% al 40% de definición del proyecto.
- **Uso final:** es preparado para apoyar los requerimientos totales de fondo del proyecto y se convierten en los primeros estimados en el cual los costos reales y recursos son monitoreados frente a variaciones. El estimado de costos de nivel 3 podría ser muy bien la única base para el control de costos y cronograma del proyecto final
- **Metodología de estimación:** se utilizan más métodos determinísticos por sobre métodos conceptuales, estos involucran el uso de ítems de línea de costos unitarios.
- **Nombres, términos y expresiones alternativas al estimado:** presupuesto, alcance, aprobación, semidetallado, autorización, control preliminar, básica referencial estimado para la fase de ingeniería básica.

### IV. Estimado nivel tipo 2 (básica proyecto)

- **Descripción:** en esta etapa, se completa el diseño del activo a construir. El estimado es también usado por el contratista para establecer el valor del contrato en la propuesta. Típicamente debería contener: instrumentos, balances de materiales, plano del terreno final, planos finales de diseño, proceso de ingeniería completa y servicios públicos, listas de equipo, diagramas de una sola línea para el equipo eléctrico, aparatos eléctricos utilizados, cualidades del proveedor, los planes detallados de ejecución de proyectos, recursos y planes de trabajo pesado, etc.
- **Nivel de madurez:** todas las especificaciones y hojas de datos están completos. El nivel de avance esta entre 30% a 75% de definición del proyecto.
- **Uso final:** se utiliza para una evaluación económica avanzada, se monitorean los cambios para detectar variaciones en el presupuesto, y forman parte del programa de gestión de cambios.
- **Metodología de estimación:** se utilizan métodos de estimación determinísticos, Los estimados se preparan en gran detalle e involucra, en algunos casos, decenas de miles de líneas de costo unitarios.
- **Nombres, términos y expresiones alternativas al estimado:** Control detallado, detalle forzado, la fase de ejecución, de control maestro, la ingeniería, la oferta, la estimación de cambiar el orden.



## V. Estimado nivel tipo 1 (de detalle)

- **Descripción:** el nivel de detalle de los estimados de nivel 1 serán usados para construcción, montaje y puesta en marcha del nuevo activo según los requerimientos. Este nivel se convierte en línea de base para el control del costo/cronograma del proyecto. Aquí se incluye toda la ingeniería y documentación de diseños del proyecto, planos de ejecución y comisionado completos del proyecto.
- **Nivel de madurez de los entregables:** las especificaciones y planos son aptos para construir. El nivel de avance 65% a 100% de la definición total del proyecto.
- **Uso final:** construcción, montaje y puesta en marcha del proyecto.
- **Metodología de estimación:** involucran el mayor grado dentro de los métodos de estimación determinísticos y requieren gran cantidad de esfuerzo. Se aplican a las áreas críticas del proyecto. Los ítems de la línea de costos unitarios están basados en cantidades de diseño real.
- **Nombres, términos y expresiones alternativas al estimado:** Control detallado, detalle forzado, la fase de ejecución, de control maestro, la ingeniería, la oferta, la estimación de cambiar el orden.

### 2.2. Lista de datos y entregables por nivel

La tabla mostrada en esta sección muestra una lista de verificación de los entregables básicos que se pueden encontrar en la práctica común en las industrias de procesos según el nivel de la estimación.

Tabla 2.2: Estados de entregables según nivel y disciplina.

Disciplina	Entregable de Ingeniería	Tipo Documento	Nivel 5	Nivel 4	Nive3	Nivel 2	Nivel 1
			Conceptual	Conceptual	Básico referencial	Básico proyecto	Detalle proyecto
Procesos	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Diagrama Flujo	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	C	C	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
	Hojas de datos	DOC	NA	NA	BR	DP	DP
	Requisiciones	DOC	NA	NA	BR	DP	DP
Geotecnia	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
Hidráulica	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
Civil	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP

De donde P=Preliminar, C=Conceptual, NA=No aplica, BR=Básico referencial (\*), DR=Definido referencial, DP=Def. proyecto, BP=Básico proyecto

Disciplina	Entregable de Ingeniería	Tipo Documento	Nivel 5	Nivel 4	Nive3	Nivel 2	Nivel 1
			Conceptual	Conceptual	Básico referencial	Básico proyecto	Detalle proyecto
Electricidad	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
Instrumentación	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
Mecánica	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DP	DP
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DP	DP
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DP	DP
	Planta	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DP	DP
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DP	DP
	Estimaciones	MTO	NA	NA	BR	DP	DP
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DP	DP
	Hojas de datos	DOC	P	P	DR	DP	DP
Requisiciones	DOC	P	P	DR	DP	DP	

De donde P=Preliminar, C=Conceptual, NA=No aplica, BR=Básico referencial, DR=Definido referencial (\*), DP=Def. proyecto, BP=Básico proyecto

Disciplina	Entregable de Ingeniería	Tipo Documento	Nivel 5	Nivel 4	Nive3	Nivel 2	Nivel 1
			Conceptual	Conceptual	Básico referencial	Básico proyecto	Detalle proyecto
Estructuras	Criterios de Diseño	CRD	P	P	DR	DR	DR
	Informes Especialistas	INF	C	C	BR	DR	DR
	Memorias de Calculo	MCA	NA	NA	BR	DR	DR
	Planta	PLA	C	C	BR	DR	DR
	Elevaciones	PLA	C	C	BR	DR	DR
	Detalles	PLA	NA	NA	BR	DR	DR
	Estimaciones	MTO	C	C	BR	DR	DR
	Especificaciones Técnicas	ET	NA	NA	BR	DR	DR
	Informe Topografía	DOC	P	P	DR	DR	DR
	Informe Riesgo Sísmico	DOC	P	P	DR	DR	DR
Ambiental	Informes Especialistas	INF	P	P	DR	DR	DR
	Planta	PLA	C	C	BR	DR	DR
	Elevaciones	PLA	NA	NA	BR	DR	DR
	Detalles	PLA	C	C	BR	DR	DR
	Estimaciones	MTO	C	C	BR	DR	DR

De donde P=Preliminar, C=Conceptual, NA=No aplica, BR=Básico referencial (\*), DR=Definido referencial, DP=Def. proyecto (\*\*), BP=Básico proyecto

(\*) BR: Ingeniería Básica Referencial se refiere a proyecto nivel básico que ya fue realizado por la empresa y se toma como referencia para niveles siguientes. Es la alternativa escogida que se somete a factibilidad.

(\*\*) DP: Ingeniería de Detalles Referencial.

En la siguiente tabla se ejemplifica el rango de valores aceptables para un costo estimado considerando los errores máximos (inferior y superior) asociados a la estimación según cada nivel de ingeniería usando los valores de la Tabla 2.1.

Tabla 2.3: Variabilidad de costos de estimado según precisión asociada al nivel de ingeniería.

Tipo	Nivel de ingeniería	Descripción	Factor (-)	Costo estimado [M US\$]	Factor (+)	Costo mínimo [M US\$]	Costo máximo [M US\$]
Conceptual	Nivel 5	Conceptual	0,50	10	2,00	5,0	20,0
Prefactibilidad	Nivel 4	Conceptual	0,70	10	1,50	7,0	15,0
Factibilidad	Nivel 3	Básica referencial	0,80	10	1,30	8,0	13,0
Básica avanzada	Nivel 2	Básica proyecto	0,85	10	1,20	8,5	12,0
Detalles	Nivel 1	Detalle proyecto	0,90	10	1,15	9,0	11,5

El aumento de precisión a medida que se avanza en el nivel de ingeniería se puede observar en el siguiente gráfico:

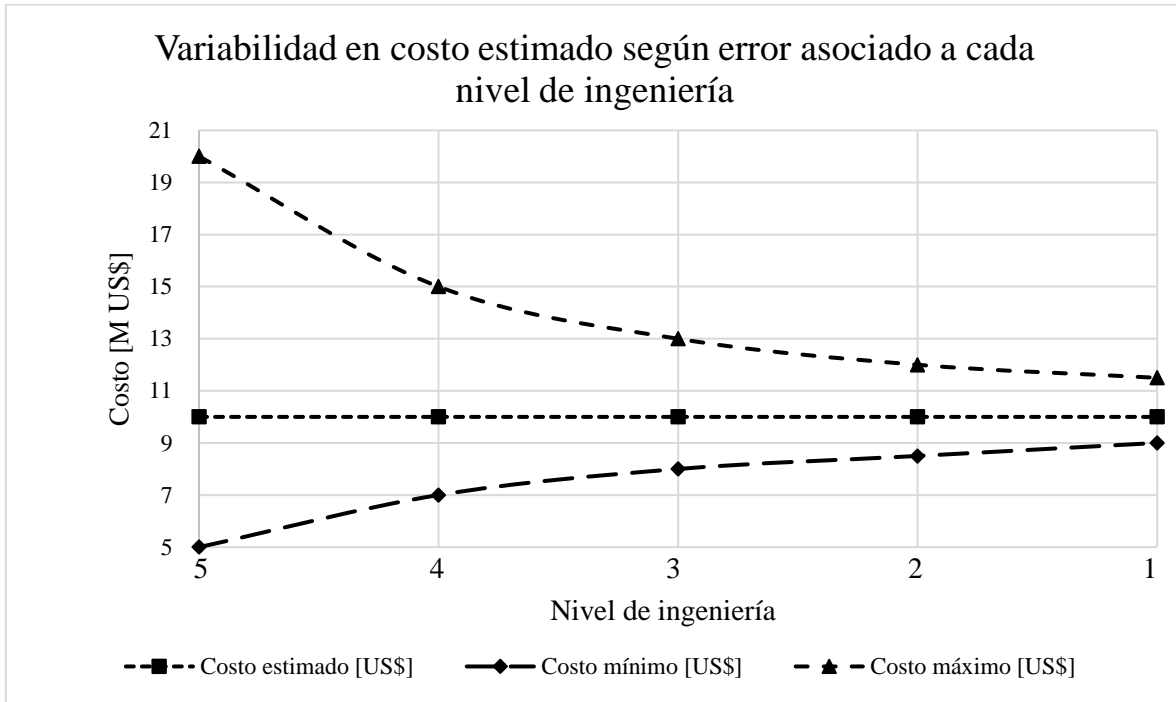


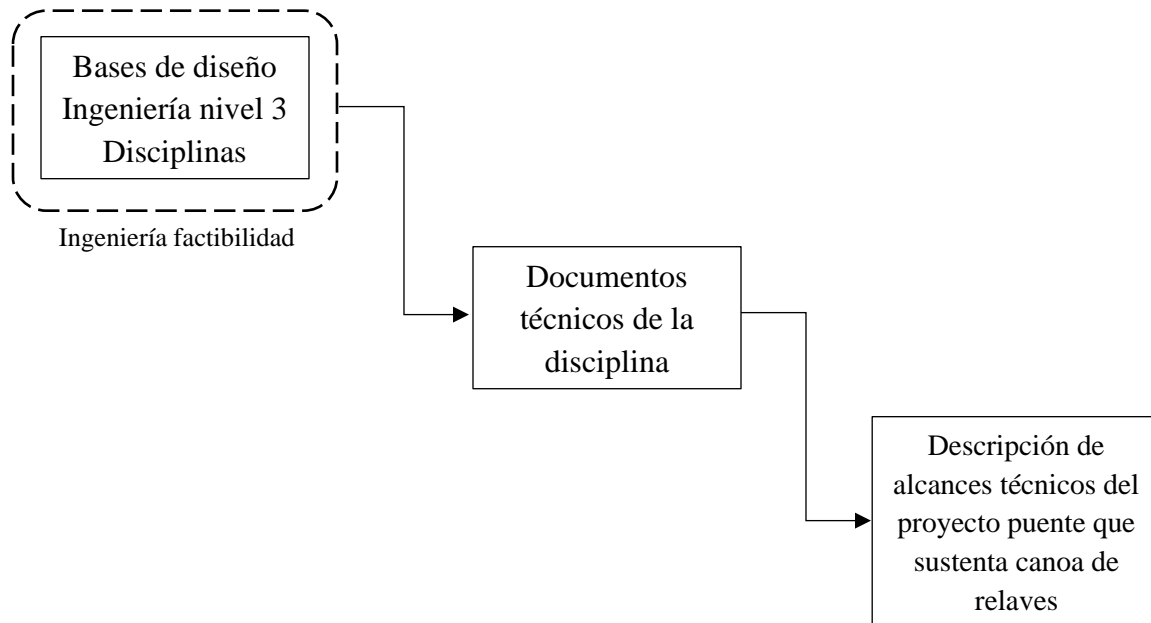
Figura 2.2: Variabilidad de costos de estimado según precisión asociada al nivel de ingeniería.

## Capítulo 3: Bases de diseño por disciplina

En este capítulo se abordan las principales disciplinas que aportan a las bases de diseño con un proyecto relacionado con el transporte de relave. Las bases de diseño incluyen los aspectos fundamentales que debe considerar cada disciplina en la guía de diseño para puentes que sustentan canoas de relaves. Las ingenierías se desarrollan desde estudios conceptuales hasta ingenierías de detalles aptas para construcción. El presente estudio fija la información en un nivel de ingeniería básica para efectos de evaluar un caso base que represente los conceptos incluidos en la guía de diseño propuesta.

En el área minera los proyectos de infraestructuras son diversos, existen las plantas de procesos, minería subterránea, tranques de almacenamientos de relaves, transporte de relaves, mineroductos. Es así como la guía aborda particularmente el diseño de puentes para sustentar las canoas que transportan relave (recientemente incluso transporte de mineral) y que son parte crítica del sistema que va desde la planta de proceso hasta el almacenamiento final en los tranques de relave.

En el siguiente diagrama flujo se muestra la secuencia de información que se define para obtener los parámetros fundamentales en las bases de diseño.



Al final de este capítulo se presenta un esquema con un resumen general de los principales parámetros que contempla cada disciplina en las bases de diseño.

### 3.1. Procesos

La disciplina de procesos define una serie de parámetros asociados a las características del relave, el cual se genera a partir del material extraído en el proceso minero. Para efectos de este trabajo, son dos materiales independientes. El fluido debe cumplir una serie de propiedades para su correcto transporte, por ende, esta disciplina tiene una directa coordinación con la disciplina de hidráulica y *piping*.

Para un proyecto de STR, los parámetros que concentran mayor interés es el nivel de producción de material a transportar medido en kilotoneladas por día (ktpd), el cual se relaciona directamente con el caudal del flujo medido en metros cúbicos por segundo y la concentración en peso de sólidos ( $C_w$ ). Con estos parámetros, es posible calcular el peso lineal que significa el material sobre las estructuras del sistema en toda su extensión.

En general, la disciplina desarrolla estudios de distintas alternativas de producción (*trade off*). Los valores nominales de producción van desde unos pocos ktpd (minería mediana) hasta cientos de ktpd (Gran Minería). Para esta última, los valores actuales están por sobre los 100 ktpd y las estimaciones de crecimiento desde el 2020 en adelante llegan del orden de los 200 ktpd.

A continuación, se presenta la siguiente tabla con los principales parámetros y valores referenciales que definen procesos y que el resto de las disciplinas del proyecto utiliza como input en sus diseños:

Tabla 3.1: Valores referenciales para parámetros tipos entregados por disciplina de procesos.

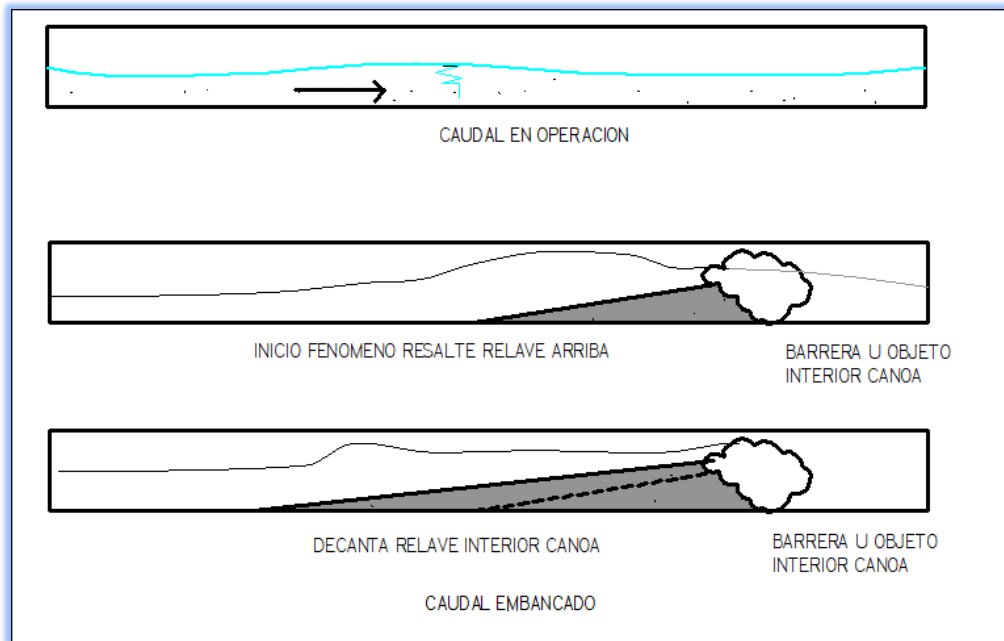
Parámetro	Valor	Unidad	Observación
Alimentación promedio planta de procesos	11600	ktpa	Kilotoneladas por año
Tonelaje promedio producción de relaves	11333	ktpa	Kilotoneladas por año
Tonelaje promedio producción de relaves	1294	tph	Toneladas por hora, nominal
Tonelaje promedio producción de relaves	1498	tph	Toneladas por hora, diseño
Disponibilidad planta de relaves	95	%	
Masa de relaves máxima capacidad	230	Mt	Megatón
Requerimientos agua planta concentradora	2512	m3/h	
Gravedad específica relaves	2.85	t/m3	
Gravedad específica agua	1	t/m3	
Densidad seca lamas depositadas (consolidadas)	1,6	t/m4	
Densidad seca arena cicloneada (compactada)	1,73	t/m5	
Distribución granulométrica relave, D50	60	µm	
Concentración en peso (Cw)			
Relaves completos	50-60	%	A usar 55%
Relaves a la salida de la planta	29.9	%	
Underflow ciclón (arenas)	68 - 72	%	A usar 70%
Overflow ciclón (lamas)	16 - 20	%	A usar 18%
Underflow espesador (lamas espesadas)	53 - 57	%	A usar 55%
Recuperación de agua desde el espesador	92	%	
Recuperación de agua de todo el sistema	77,5	%	
Pérdidas de agua en relave (referido a agua aportada por relave flotación)			
Agua retenida en relaves	15,66	%	
Rehumedecimiento de la playa inactiva	0,7	%	
Retención en el muro de arena	0,94	%	
Evaporación desde la playa	1,97	%	
Evaporación desde la laguna	0,33	%	
Infiltración	2,94	%	

Además, esta disciplina es la encargada de definir la capacidad y forma de recuperar el agua usada en el transporte, las capacidades de los tranques (auxiliares intermedios y el final), la forma de manejo del relave en los tranques y nuevos procesos de recuperación de mineral a partir de relaves almacenados.

En particular para el diseño estructural, las variables que se extraen del proceso de relaves son el caudal de operación del transporte de relave y el caudal de embanque. El caudal de operación es una mezcla fluido sólido de relave y agua que lleva una cierta concentración. El caudal de embanque es una condición de **NO** operación y corresponde cuando el caudal de escurrimiento comienza a perder energía (generalmente por alguna barrera física externa



que cae o se genera en la canoa de transporte) y se genera un resalte con la decantación progresiva del sólido dentro de la canoa hasta que el caudal no puede escurrir, quedando un sólido saturado denominado embanque como se muestra en la siguiente figura:



*Figura 3.1: Secuencia de embancamiento.*

A continuación, se resume con un diagrama de los principales componentes de un STR, siendo objeto de este estudio, los puentes que son parte componente del sistema.

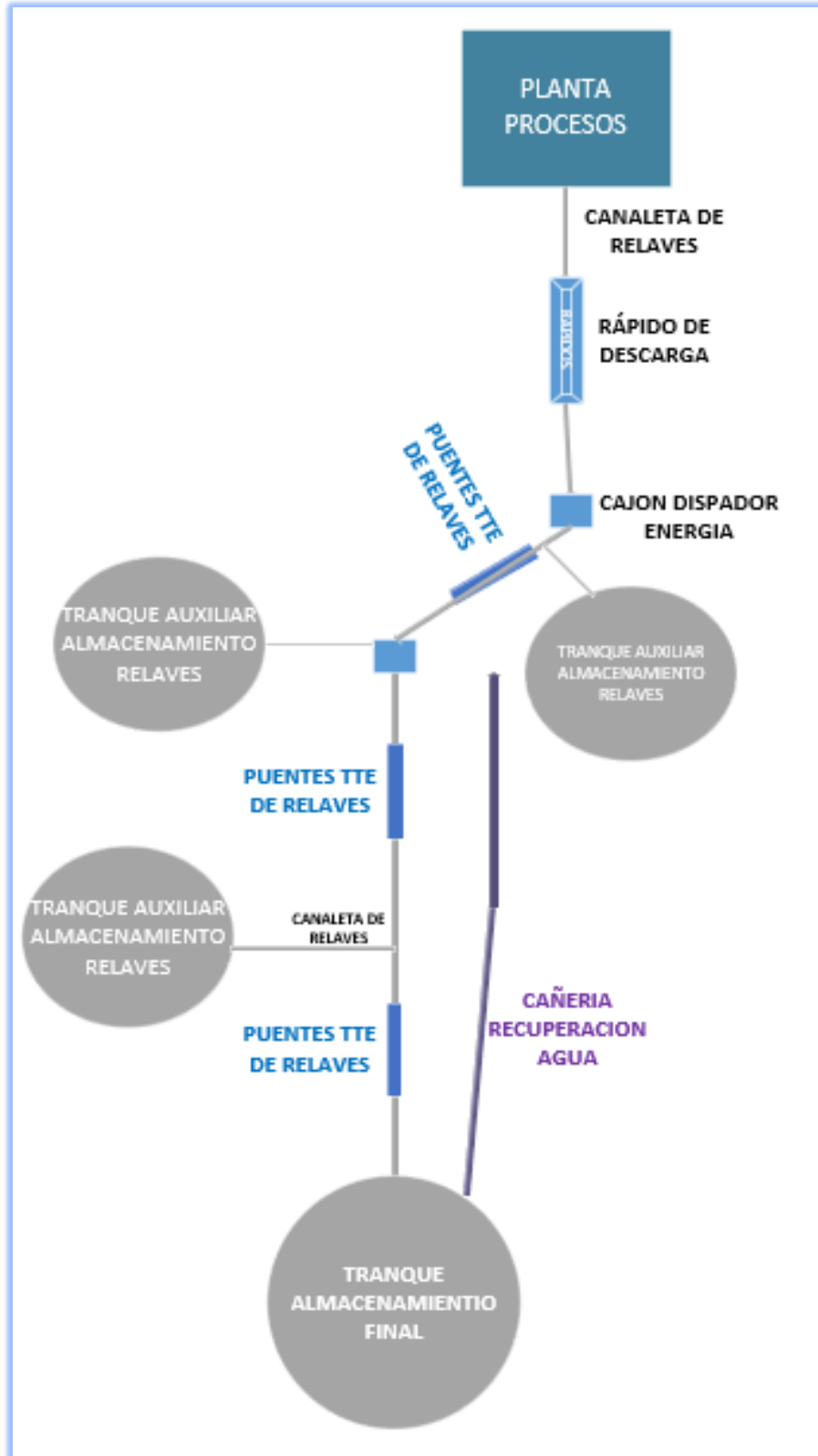


Figura 3.2: Diagrama de un sistema de transporte de relave.

## 3.2. Hidráulica

En el caso que el puente emplace sus estribos y cepas sobre el lecho del río o cercano al cauce natural, se hace necesario determinar los siguientes parámetros de diseño asociado a la hidráulica del proyecto:

- Cálculo de caudal de diseño.
- Determinar condiciones de escurrimiento del flujo del río.
- Cálculo de eje hidráulico.
- Determinar la socavación global y local en cepas y estribos y generar recomendaciones en el diseño de fundaciones y sistema de protección.
- Estudio de arrastre de materiales.

Además, debe estudiarse la hidráulica del relave, dado que los parámetros resultantes son utilizados para estimar la carga sobre el puente.

### 3.2.1. Hidrología

Los antecedentes hidrológicos necesarios para el diseño de una obra, dependerá del objetivo al cual se destine. Para el caso de puentes, ya sea carreteros o de transporte de relave, el cálculo de caudal se aplica para la condición de máxima crecida y se define el periodo de retorno de la ocurrencia de este evento. Para definir este parámetro, se debe recurrir al Decreto Supremo N° 50, de fecha 13 enero de 2015, del Ministerio de Obras Públicas, documento que hace alusión a las condiciones técnicas que se deberán cumplir en el proyecto, construcción y operación de obras hidráulicas según artículo N° 294 del Código de Aguas, disposición que en su letra d) incluye canoas que cruzan cauces naturales.

Existen dos formas de abordar el cálculo del caudal de diseño. La forma más cercana a la realidad es la que se basa en métodos probabilísticos a partir de datos de estaciones **fluviométricas** existentes en los ríos. Estas estaciones miden el caudal instantáneo, el cual se puede presentar en caudales mínimos, promedios y máximos por día, mes o año. Una vez recopilados todos los datos medidos, se debe hacer un análisis de frecuencia, generando una distribución probabilística de los datos por año; y con ello, se obtiene el caudal máximo para un cierto periodo de retorno. Resulta poco probable que la estación se ubique precisamente donde se llevará a cabo el proyecto, lo que significa que se deben hacer arreglos de interpolación para trasladar el caudal medido en esa estación a la locación del puente, debido a que el área aportante de caudales es distinta para cada punto del río.

El otro método se basa en las mediciones de las estaciones **pluviométricas**, las cuales miden la lámina de agua que deja la lluvia por día, mes o año. Se deben tomar tantas estaciones como estime conveniente el profesional a cargo, con el fin de representar el comportamiento pluviométrico del lugar lo más real posible Al igual que el método anterior,

se le hace un análisis de frecuencia a estos datos, obteniéndose una curva Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) para el periodo de retorno definido.

Para cuencas pequeñas, menores a 10 km<sup>2</sup>, el caudal de diseño se puede calcular según:

$$Q = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6} \left[ \frac{m^3}{s} \right] \quad \text{Ecuación 3.1: Caudal según intensidad.}$$

De donde C es el coeficiente de escurrimiento, valor que se puede encontrar en capítulo 3.702 del Manual de Carreteras: Volumen 3 del Ministerio de Obras Publicas de Chile (MOP), el cual depende de condiciones de terreno, uso y manejo de infiltración y otros factores, A es el área aportante en km<sup>2</sup> e I la intensidad de lluvia de diseño según curva IDF en mm/h. Este método es muy acotado, dado que es poco probable que la cuenca de un gran río tenga un área menor a 10 km<sup>2</sup>.

Existen otros métodos más elaborados como los **Hidrogramas Unitarios**, que corresponden al escurrimiento superficial resultante de una lluvia de magnitud 1 mm.

La Dirección General de Aguas (DGA) tiene sus propios métodos. Para mayor especificación de hidrogramas unitarios y métodos DGA, se puede recurrir al capítulo 2.402 del Manual de Carreteras Volumen 2.

### 3.2.2. Hidráulica fluvial

La hidráulica fluvial hace referencia al cálculo del eje hidráulico del lecho del río. A grandes rasgos, existen dos métodos de cálculo de eje hidráulico:

- Métodos Unidimensionales de Lecho fijo: esta gamma de métodos hace alusión a un flujo sin transporte de sólidos y en régimen permanente, en donde el cálculo del eje hidráulico se reduce a las ecuaciones de cantidad de movimiento y continuidad en el flujo promediadas en la sección de escurrimiento. Actualmente, se utilizan software que utilizan este método como HEC-RAS. Se recomienda el uso del Manual de Carreteras: Volumen N° 3 Capítulo 3.707.201 o literatura especializada.
- Métodos Unidimensionales de Lecho móvil: además de incluir las ecuaciones básicas para el cálculo de eje hidráulico, estos métodos incluyen la ecuación de continuidad del sedimento movilizado desde el lecho. Son muy utilizados para estudiar procesos de degradación y sedimentación del material a lo largo del cauce. Se recomienda el uso del Manual de Carreteras: Volumen N° 3 Capítulo 3.707.202 o literatura especializada.

### 3.2.3. Cálculo de socavación

La socavación es un parámetro fundamental al momento de diseñar los cimientos de la estructura. La cota del fondo del lecho de río está sujeta a variaciones, tanto locales como generales, debido a desequilibrios entre la tasa a la cual el sedimento es arrastrado por la corriente y la tasa de sedimento depositado en un mismo punto.

Se define socavación como el descenso del fondo de un río. Principalmente, se origina por el aumento de la capacidad de arrastre de material sólido del flujo producto de un aumento de crecida o procesos fluviales naturales, lo que se traduce en que las fuerzas erosivas superan a las fuerzas de fricción, produciéndose transporte de sedimento e iniciando la socavación. Este fenómeno se considera uno de los principales responsables de los accidentes en los puentes, es por esto que se debe tomar muy en cuenta al momento de diseñar las fundaciones, dado que se debe obtener un sello de fundación tal que la socavación quede por sobre esta cota.

Actualmente, el cálculo de la socavación carece de un método analítico o numérico, dado que las características del escurrimiento, mientras ocurre la socavación, son muy complejas e inciertas. En consecuencia, el estudio de la socavación ha sido abordada empíricamente y para ciertos casos, es por esto, que las fórmulas y métodos existentes tienen mucha dispersión en sus resultados. Cada fórmula está acotada a casos particulares, por eso es fundamental un estudio a fondo de las características de la sección del lecho y propiedades hidráulicas para determinar qué método, además de un buen criterio y juicio del experto a cargo para concluir que fórmulas y métodos usar y, así, el resultado tenga cierta validez. Existen dos tipos de socavación: general y local.

Los métodos de cálculo de socavación aplican a lechos erosionables, es decir, suelos cohesivos y no cohesivos en cuencas fluviales o aluviales. Las rocas corresponden a un caso particular de suelo, en donde no se esperaría socavación, pero igualmente se debería estudiar el nivel de erosión en el material. Se recomienda el estudio geológico del índice de erosionabilidad de la roca.

Los factores que influyen en este fenómeno, tanto local como general, son de origen hidrológico, sedimentológico, hidráulico y geomorfológico.

Tabla 3.2: Factores que influyen en socavación.

Origen	Factor
Hidrológico	Precipitación y características de la crecida (intensidad y frecuencia)
Hidráulico	Parámetros del flujo como viscosidad, velocidad, tensión tangencial y caudal.
Sedimentológico	Tipo de sedimento, tamaño de partícula y caudal solido
Geomorfológico	Condiciones de vegetación y tipo de suelo, geometría de sección transversal, ubicación del río y topografía

### 3.2.3.1. Socavación general

También conocida como socavación normal, es el fenómeno que se produce debido a una disminución general del fondo de la sección de río por el aumento del arrastre de sedimentos a causa del incremento de la capacidad del flujo (crecidas) o angostamientos naturales. Actualmente, los métodos más completos y utilizados son los que se basan en el concepto de arrastre crítico, en los cuales la hipótesis principal es que en la sección estrecha la socavación seguirá hasta que la capacidad de arrastre alcance un límite crítico. Destacar que, para el cálculo de socavación, se debe utilizar el mismo caudal calculado en la sección de hidrología, es decir, se debe utilizar el mismo periodo de retorno de la crecida máxima.

#### I. Método de Lischtan-Levediev

Este método distingue entre cauces principales definidos y no definidos. Se basa en la división de franjas de la sección transversal del cauce. Si la sección es pequeña, se puede considerar toda la sección como una sola franja:

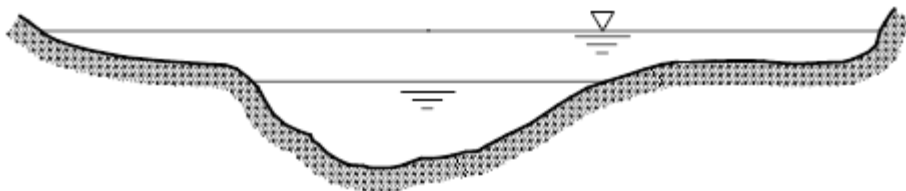


Figura 3.3: Cauce principal definido.

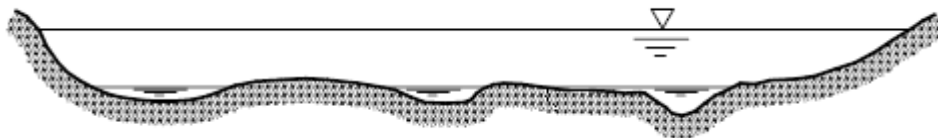


Figura 3.4: Cauce principal no definido, múltiples subsecciones.

- *Cauce principal definido*

Para cada franja, la altura de escurrimiento se calcula según:

$$h_j = \left( \frac{q_j}{0.68 \cdot \beta \cdot D^{0.28} \cdot \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

*Ecuación 3.2: Altura de escurrimiento franja j para sedimento no cohesivo.*

$$h_j = \left( \frac{q_j}{0.6 \cdot \beta \cdot \gamma_s^{1.18} \cdot \psi} \right)^{\frac{1}{x+1}}$$

*Ecuación 3.3: Altura de escurrimiento franja j para sedimento cohesivo.*

De donde:

$q_j$  = Caudal por unidad de ancho de franja j, en m<sup>3</sup>/s

$D$  = Diámetro medio del sedimento obtenido de la curva granulométrica, en mm

$$D = \frac{\sum P_i \cdot D_i}{100}$$

Con  $P_i$ , porcentaje en peso que pasa malla i.

$\gamma_s$  = Peso específico del material seco, en ton/m<sup>3</sup>

$\beta$  = Coeficiente función de probabilidad de excedencia del caudal de diseño

$x$  = Parámetro de fórmula de arrastre crítico

$n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning

$i$  = Pendiente media del lecho

$\psi$  = Coeficiente que considera influencia de sedimento en suspensión

- *Cauce principal no definido, múltiples subsecciones*

Para cada franja, la altura de escurrimiento se calcula según:

$$h_j = \left( \frac{q_j}{V_{c1}} \right)^{0.536}$$

*Ecuación 3.4: Altura de escurrimiento franja j.*

De donde:

$q_j$  = Caudal por unidad de ancho de franja j, en m<sup>3</sup>/s

$V_{c1}$  = Velocidad crítica para un escurrimiento de 1 m de profundidad media, en m/s

Los parámetros  $\beta$ ,  $\psi$ ,  $x$  y  $V_{c1}$  se pueden encontrar en el libro “Diseño hidráulico de puentes” de Luis Ayala o en el Manual de Carreteras: Volumen N° 3, capítulo 3.707.405 del.

## II. Método de Neill

Al igual que el método anterior, se basa en dividir la sección en varias franjas e imponer la condición de arrastre crítico. Para cada franja la velocidad crítica se calcula de la siguiente manera.

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = 0,787 \left(\frac{h_c}{D}\right) \ln\left(\frac{12h_c}{k_s}\right)$$

*Ecuación 3.5: Velocidad crítica franja j para sedimento finos (arenosos).*

$$\frac{V_c}{\sqrt{gh_c}} = 1,81 \left(\frac{h_c}{D}\right)^{-0,33}$$

*Ecuación 3.6: Velocidad crítica franja j para sedimentos gruesos.*

De donde:

$V_c$  = Velocidad crítica de arrastre en m/s

$h_c$  = Altura de escurrimiento para la condición de arrastre crítico en m

$D$  = Diámetro representativo del sedimento del lecho

$k_s$  = Aspereza o rugosidad determinante de la pérdida de carga

$g$  = Aceleración de la gravedad en m/s

Los caudales en condición normal y socavada (arrastre crítico) son iguales, por tanto, al igualar, se obtiene:

$$h_{cj} \cdot \ln\left(\frac{12h_{cj}}{k_s}\right) = \frac{q_j}{0.787\sqrt{gD}}$$

*Ecuación 3.7: Altura crítica para sedimentos finos.*



$$h_{cj} = \left( \frac{q_j}{1,81\sqrt{g} D^{0,33}} \right)^{0,855}$$

*Ecuación 3.8: Altura crítica para sedimentos gruesos.*

El caudal por unidad de ancho ( $q_j$ ) se calcula según:

$$q_j = \frac{Q_j}{B_j} = \frac{1}{B_j} \cdot \left( \frac{\Omega_j}{\Omega} \right) \cdot \left( \frac{R_j}{R} \right) \cdot \left( \frac{n}{n_j} \right) \cdot Q$$

*Ecuación 3.9: Caudal por unidad de ancho de cada franja*

De donde:

$Q_j$  = Caudal total de diseño de la franja  $j$  en  $m^3/s$

$B_j$  = Ancho de la franja  $j$  en m

$\Omega_j$  = Área de la franja  $j$  en  $m^2$

$R_j$  = Radio hidráulico de la franja  $j$  en m

$n_j$  = Rugosidad de Manning de la franja

$\Omega, R, n, Q$  = Mismas variables anteriores para la sección completa

### 3.2.3.2. Socavación local en estribos y cepas

La socavación local producidas por el agua sobre las cepas y estribos se produce principalmente por el aumento de la velocidad del flujo alrededor de estas estructuras, generando vórtices frontales y laterales, generando socavación localizada.

#### I. Socavación local en cepas

Para el caso de las cepas, se aplican las siguientes formulas, las cuales consideran **pilas de sección circular en un lecho de arena.**

- Breusers, Nicollet y Shen (BNSh):

$$\frac{S_c}{b} = 2 \tanh\left(\frac{h}{b}\right)$$

*Ecuación 3.10: Socavación local en pilas (BNSh).*

- Envoltente de datos experimentales (EDE) de diversos autores:

$$\frac{S_c}{b} = \begin{cases} 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} & \text{para } \frac{h}{b} \leq 2 \\ 2,5 & \text{para } \frac{h}{b} > 2 \end{cases}$$

*Ecuación 3.11: Socavación local en pilas (diversos autores).*

- Relación de Richardson para números de Froude mayores a 0.5:

$$\frac{S_c}{b} = 2 \left(\frac{h}{b}\right)^{0,35} F^{0,43}$$

*Ecuación 3.12: Socavación local en pilas (Richardson).*

$$F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$$

*Ecuación 3.13: Numero de Froude no perturbado.*

De donde:

$S_c$  = Socavación al pie de la pila

$b$  = Diámetro de la pila

$h$  = Altura de escurrimiento

$F$  = Número de Froude no perturbado

$V$  = Velocidad media

El caso de pilas circulares en lechos de arena es muy específico. Actualmente, se utilizan factores de corrección para tomar en cuenta la forma de la pila, cantidad y dispersión granulométrica del material del lecho.

$$S = K_s K_\omega K_g K_{gr} K_R K_d \cdot S_c$$

*Ecuación 3.14: Socavación local considerando correcciones.*

De donde:

$K_s$  = Factor de forma de la pila

$K_\omega$  = Factor por alineamiento de la pila de sección no circular con la corriente

$K_g$  = Factor debido a la dispersión granulométrica de arenas no-uniformes

$K_{gr}$  = Factor que toma en la presencia de grupos de pilas

$K_R$  = Factor por afloramiento de la base de fundación

$K_d$  = Factor de influencia por tamaño del sedimento

Los valores de cada factor se pueden encontrar en el Manual de Carreteras: Volumen N° 3, capítulo 3.707.402.

## II. Socavación local en estribos

El método utilizado actualmente es el de Melville para socavación en pie de los estribos fundados en lechos de arena.

$$\frac{S_e}{h} = K_\phi K_F K_h K_\sigma K_I$$

*Ecuación 3.15: Socavación local en estribos (Melville).*

De donde:

$S_e$  = Socavación al pie del estribo

$h$  = Altura local del escurrimiento

$K_\phi$  = Factor del ángulo de esviaje de la estructura

$K_F$  = Factor de forma del estribo o espigón

$K_h$  = Factor que considera la profundidad del flujo

$K_\sigma$  = Factor de dispersión granulométrica de la arena (es o no uniforme)

$K_I$  = Factor de intensidad del flujo

Los valores de cada factor se pueden encontrar en el Manual de Carreteras: Volumen N° 3, capítulo 3.707.403.

### 3.2.4. Hidráulica de relave

Las características del fluido transportado son fundamentales para un correcto diseño de la estructura soportante. Las propiedades hidráulicas definen dos cargas: peso propio del relave y peso propio de la canoa. Para dimensionar correctamente la canoa, el ingeniero hidráulico deberá tener a disposición los siguientes datos.

Tabla 3.3: Datos hidráulicos para cálculo de canoa.

<b>Dato</b>	<b>Valores típicos</b>	<b>Observación</b>
Peso específico sólido ( $\gamma_s$ ) [t/m <sup>3</sup> ]	2.2 - 2.9	Dato del área de procesos de la planta.
Producción [ktpd]	-	La producción de sólidos dependerá de la división, debe definirse una producción mínima, normal (de diseño) y máxima (de verificación).
Concentración $C_w$ [%]	30 - 60	La concentración corresponde a la relación entre toneladas secas (producción y toneladas de pulpa (relave)). Se deben analizar concentraciones tales que puedan asegurar que la mezcla sólido-líquida del relave sea del tipo turbulento, homogéneo y supercrítico, condiciones favorables para el adecuado transporte hidráulico de sólidos. Las condiciones normales de operación son definidas por el área de procesos.
Granulometría [-]	-	Los tamaños del sólido definirán la velocidad mínima de depósito, la cual corresponde a la mínima para mantener la suspensión y no caer en una condición de embancamiento.
Ancho basal canoa (b) [m]	1-1.4	Ancho de canoa en contacto con relave.
Pendiente (i) [%]	0.5% - 1%	Los rangos de pendiente van desde el mínimo para evitar embancamiento y el máximo para evitar desgaste excesivo de material de la canoa.
Coefficiente de rugosidad (n) [-]	0.009 – 0.012	Valores extremos conocidos para revestimientos plásticos anticorrosivos.
Aceleración de gravedad (g) [m/s <sup>2</sup> ]	9.81	-

El especialista definirá dos condiciones: de diseño y de verificación. Típicamente la primera condición define condiciones de operación probable, es decir, producción normal y concentración cercana al 55%, en la cual, se obtiene un caudal operacional y el flujo es del tipo turbulento, homogéneo y supercrítico, condiciones que son favorables para el transporte hidráulico de sólidos. La condición de verificación corresponde a una situación extrema de producción máxima y mínima concentración, buscando el mayor caudal.

Con los datos anteriores, es posible calcular el peso específico y caudal asociado a cada combinación de producción y concentración.

$$\gamma_{pulpas} = \frac{\gamma_w}{1 + C_w \cdot \left(\frac{\gamma_w}{\gamma_s} - 1\right)} \quad \text{Ecuación 3.16: Peso específico relave.}$$

$$Q_{relave} = \frac{W_{pulpas}}{\gamma_{pulpas}} \quad \text{Ecuación 3.17: Caudal relave.}$$

De donde el peso de la pulpa se calcula según:

$$W_{pulpas} = \frac{\text{Producción de sólidos}}{C_w} \quad \text{Ecuación 3.18: Peso relave.}$$

Para calcular la altura total de la canoa requerida para transportar el relave, es necesario tener la altura normal del fluido. Utilizando los datos hidráulicos necesarios descritos en la Tabla 3.3 y asumiendo escurrimiento uniforme, la altura normal ( $h_n$ ) resulta de la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{A_{mojada}}{n} \cdot R h_n^{\frac{2}{3}} \cdot i^{0.5} \quad \text{Ecuación 3.19: Ecuación de Manning para cálculo de caudal.}$$

De donde  $R_h$  es el radio hidráulico:

$$R_h = \frac{A_{mojada}}{P_{mojada}} = \frac{h_n \cdot b}{b + 2 \cdot h_n} \quad \text{Ecuación 3.20: Radio hidráulico.}$$

Luego, la velocidad media del flujo y el número de Froude resulta:

$$v_m = \frac{Q_{relave}}{A_{mojada}} \quad \text{Ecuación 3.21: Velocidad media del flujo.}$$

$$Fr = \frac{v_m}{\sqrt{g \cdot \frac{A_{mojada}}{b}}}$$

*Ecuación 3.22: Numero de Froude.*

De donde  $g$  es la aceleración de gravedad igual a  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

### 3.2.4.1. Velocidad límite

Se debe definir una velocidad mínima del flujo para evitar la depositación del sólido y, eventualmente, una condición de embancamiento. Existen muchos métodos para calcular la velocidad límite, pero la mayoría no son aplicables a nivel industrial. Dentro de los más utilizados actualmente destacan:

- Formula de Durand modificada

$$V_l = 1.25 \cdot F_L \cdot \left[ 2 \cdot g \cdot h_n \cdot \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \right]^{1/4}$$

*Ecuación 3.23: Formula de Durand modificada.*

De donde:

$F_L$  = Coeficiente de Durand

$h_n$  = Altura normal de escurrimiento en m

$\gamma_s$  = Peso específico del material seco, en  $\text{ton/m}^3$

$\gamma_w$  = Peso específico del agua, en  $\text{ton/m}^3$

- Formula de Voccaddlo y Sagoo

$$V_l = 8.4 \cdot C_v \cdot \left[ g \cdot w \cdot h_n \cdot \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) \right]^{1/3}$$

*Ecuación 3.24: Formula Voccaddlo y Sagoo.*

De donde:

$w$  = Velocidad de sedimentación de los solidos

$C_v$  = Concentración de la pulpa

Para evitar la sedimentación del material en la canoa, se debe verificar:

$$v_m \geq 1.1V_l$$

De donde  $v_m$  es la velocidad media de escurrimiento.

### 3.3. Mecánica de suelos

Los parámetros que deben resultar de los informes geotécnicos deben ser a lo menos: tipo de suelo, ángulo de fricción interna, cotas de sello de fundación, nivel de napa freática, constante de balasto, ensayos de suelo, recomendaciones generales para las estructuras soportantes del puente, tensiones admisibles, factores de seguridad al deslizamiento volcamiento para fundaciones, entre otros. La obtención de los parámetros necesarios para los cálculos estructurales requiere como mínimo:

- Informe geotécnico y condiciones de fundación

Se analizan los antecedentes generales relativos a la topografía, geomorfología, geología y exploraciones del subsuelo realizadas a lo largo del trazado del puente. Se resumen todos los parámetros necesarios para el cálculo estructural de estribos y fundaciones de cepas intermedias.

- Exploración geotécnica

Primero, el especialista geotécnico debe realizar un reconocimiento de suelo, que consiste principalmente en recorrer el sitio y evaluar visualmente sus condiciones, lo que dejará en evidencia: existencia de obras cercanas, tipos de suelos superficiales, condiciones de drenaje y problemas de acceso.

La etapa de exploración tiene como objetivo principal obtener el perfil del subsuelo, tomar muestras, determinar profundidad de roca basal, realizar ensayos in-situ y la profundidad del nivel freático. Se realizan una serie de calicatas en puntos estratégicos de la obra (en caso de puentes en cepas y estribos), o bien, sondajes, si la napa freática no permite hacer calicatas. El tipo de sondaje dependerá si es suelo o roca. Para suelos el más común es el de la cuchara normal, que además de extraer material, entrega el número de golpes durante la penetración (ensayo SPT estándar), mientras que para rocas se utilizan sondajes a rotación con coronas.

Una vez extraído material, se lleva a laboratorio para someterse a ensayos como:

- ✓ Determinación de granulometría según Manual de Carreteras Volumen 8 Capitulo 8.102.1.
- ✓ Determinación del límite líquido según NCh1517/1 Mecánica de suelos – Límites de consistencia – Parte 1.
- ✓ Determinación del límite plástico según NCh1517/1 Mecánica de suelos – Límites de consistencia – Parte 2.
- ✓ Ensayo de compresión no confinada según ASTM 2166.
- ✓ Ensayo Proctor modificado según NCh1534/2 Mecánica de suelos – Relaciones humedad/densidad – Parte 2.
- ✓ Corte directo de suelos bajo condiciones consolidadas drenadas según ASTM D3080
- ✓ Ensayo triaxial según D4767-88 y D2850-95
- ✓ Ensayo triaxial cíclico consolidado sin drenaje según ASTM D5311-92
- ✓ Ensayo de consolidación según ASTM D2435.

Además, en terreno se debe determinar:

- ✓ Densidad de terreno utilizando método de cono de arena según NCh1516 Mecánica de suelos – Determinación de densidad en el terreno – Método del cono de arena.
- ✓ Humedad en el terreno según NCh1515 Mecánica de suelos – Determinación de la humedad.

Se deben realizar ensayos in-situ, necesarios para determinar las propiedades mecánicas y tensiones admisibles del suelo debajo de estribos y cepas.

- ✓ **Ensayo de penetración estándar (SPT):** no aplicable para gravas gruesas, evalúa cualitativamente la compacidad y compara la estratificación del suelo.
- ✓ **Ensayo de penetración de cono (CPT):** no aplicable en arcillas, evalúa cualitativamente la compacidad y compara la estratificación del suelo.
- ✓ **Ensayo molinete o veleta:** solo aplicable en arcillas, mide la resistencia al corte no drenado.
- ✓ **Placa de carga:** Su mejor aplicación es en rocas blandas, arena, grava y suelos finos. Mide la capacidad de carga y compresibilidad.

El desarrollo de otros ensayos debe quedar al buen criterio del experto en base a las condiciones de la zona de emplazamiento.



- Caracterización geológica

La caracterización geológica consiste en determinar las propiedades de los distintos estratos obtenidos según información de los sondajes realizados en el área. Se debe entregar información sobre el espesor de cada estrato, color, composición, tamaño y forma de partícula, características de roca, entre otros.

Para el caso de rocas se debe determinar el índice RQD (Rock Quality Designation), el cual mide el índice de fracturación de un macizo rocoso y el grado de erosión de la roca por efecto del transporte de sólidos y del agua de un lecho de río. Además de otras propiedades como orientación, relleno, grado de meteorización y abertura y frecuencia de fracturas.

- Exploración geofísica

Existen métodos de exploración geofísicos que ayudan a complementar y programar los estudios que definen los sectores con mejores condiciones geodinámicas para el emplazamiento de la obra. El método más utilizado actualmente corresponde al de Refracción Sísmica, con el cual se diferencian los estratos del subsuelo de acuerdo con las velocidades de propagación de ondas. Además, este estudio permite determinar la profundidad de la roca basal, como también condiciones (meteorización y fracturación) y competencias de la roca donde se asentarán las estructuras.

Para llevar a cabo el método, se disponen de una serie de sensores (geófonos), estratégicamente ubicados, los cuales miden el tiempo de propagación de ondas elásticas de compresión (P) y de corte (S), desde que se emiten hasta que llegan a cada estación. La red de geófonos está conectada a un computador, el cual almacena los datos medidos.

Dependiendo del método de refracción sísmica empleado, las fuentes de las ondas pueden ser golpes, explosiones o vibraciones mecánicas. Se pueden diferenciar entre excitaciones verticales y horizontales. Los ensayos más comunes que se realizan actualmente son:

- Down-Hole
- Cross-Hole
- Sonda de suspensión
- Análisis espectral de ondas superficiales (SASW)
- Refracción por microtremores (ReMi)

El análisis de ondas superficiales permite obtener el parámetro  $V_{s30}$ , el cual corresponde a la velocidad de onda de corte promedio en los 30 primeros metros superficiales. Este parámetro es fundamental para la correcta caracterización del suelo según normativa nacional. Se calcula como sigue:

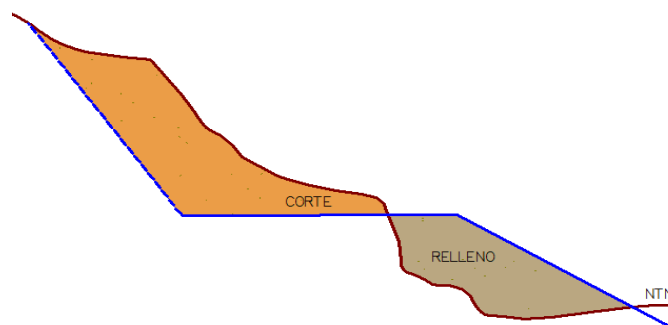
$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_{si}}}$$

*Ecuación 3.25: Velocidad de onda de corte promedio en los primeros 30 metros.*

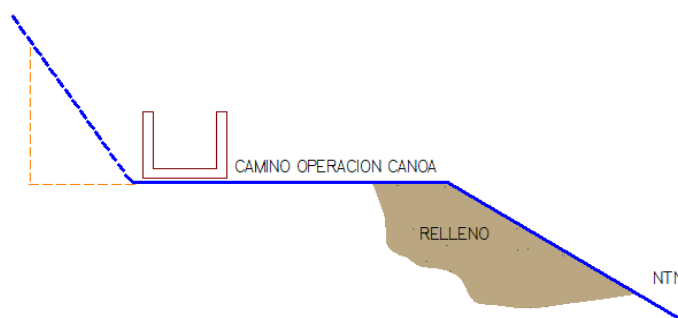
De donde  $V_{si}$  es la velocidad de onda de corte en estrato  $i$  en m/s,  $h_i$  es el espesor estrato  $i$  en metros y  $n$  el número de estratos.

### 3.4. Civil

La disciplina Civil define el trazado completo de la plataforma que sostiene la canaleta de relaves que incluye, además, el camino de servicio de atención a la canaleta.



*Figura 3.5: Definición de volúmenes de corte y relleno para perfil transversal de trazado de canoa.*



*Figura 3.6: Sección transversal tipo para trazado de sistema de transporte de relave.*

En base al Manual de Carreteras: Volumen N°3 del MOP y del criterio de diseño que dispone cada proyecto/cliente, la disciplina civil, deberá entregar, como mínimo, los siguientes conceptos como base de diseño:

- ✓ Desarrollo de criterios de diseño para camino, saneamientos y movimientos de tierra
- ✓ Definición de trazados con alineamiento vertical y horizontal
- ✓ Definición de volúmenes y taludes para excavaciones y rellenos
- ✓ Definición de las cotas de entradas y salidas para los puentes del STR
- ✓ Especificaciones técnicas particulares y generales
- ✓ Saneamientos del camino de servicio
- ✓ Cruces de obras de artes
- ✓ Taludes para los rápidos
- ✓ Definición de empréstitos para materiales del proyecto
- ✓ Topografías actualizadas e hitos referenciales validados (sobre todo después de grandes terremotos)
- ✓ Parámetros de geotecnia para los distintos diseños civiles.

### 3.5. Electricidad e instrumentación

Esta disciplina es la encargada de disponer elementos como el sistema de postes de iluminación, pararrayos y tableros de alimentación de baja y media tensión en todo el STR. Además, define el sistema de instrumentación para el monitoreo continuo del fluido a transportar.

El transporte en operación del relave necesita un constante monitorio con el objetivo de lograr una temprana acción frente a cualquier eventualidad. A continuación, se presenta una solución de instrumentación de la canaleta entregada por la empresa TERMODINÁMICA LTDA., para el control de flujo en el puente.

La solución propuesta consiste en un monitoreo continuo de niveles y velocidades en canal abierto para el control de flujo de la canaleta de relave. Se considera el uso de transmisores de nivel ultrasónicos y un transmisor de flujo con el fin de lograr una correcta lectura de las variaciones de nivel y velocidad del flujo. La solución se implementa en los 300 metros del puente en estudio y 100 metros aguas abajo, dado que se considera que cualquier obstrucción del relave en esta distancia, puede tener impacto sobre los niveles del flujo sobre el puente.

Los equipos seleccionados permiten conectar los sensores a una aplicación móvil en formato “nube” en línea con características de gestión de instrumentos, manejo de datos y control de proceso, por ende, se dispone de las señales para la visualización remota en todo momento.

El diseño conceptual de la solución se presenta en el siguiente esquema.

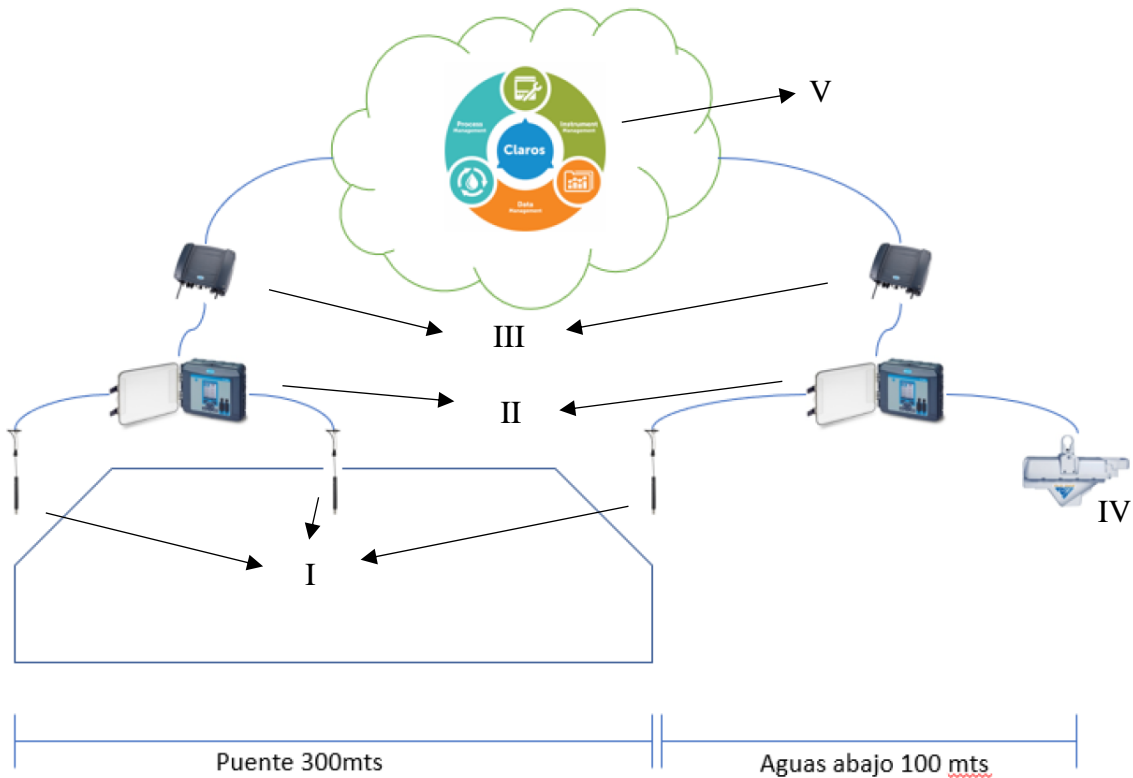


Figura 3.7: Esquema de solución al monitoreo de canaleta.

En el esquema anterior se observa un controlador (II) para la lectura de dos transmisores de nivel ultrasónico (I) para monitorear la primera sección del puente. Adicionalmente, se considera otro controlador que recibe la información de un transmisor ubicado en el punto final del puente. Cien metros aguas abajo se dispone de un dispositivo de control de flujo (IV, lectura de velocidad y nivel). Cabe destacar que ninguno de los dispositivos de la solución tiene contacto con el flujo.

Asociado a cada controlador, se considera un analizador de datos (III) que permite el enlace de los instrumentos hacia la nube (V).

A continuación, se presentan las características de cada dispositivo.

I) Transmisores de nivel ultrasónico (US9000 o de similares características)



Figura 3.8: Transmisor de nivel ultrasónico.

Las características del transmisor son las siguientes:

Tabla 3.4: Características transmisor de nivel ultrasónico.

Detalle	Características
Ángulo del haz	9°
Material de la cubierta del cable	Poliuretano
Carcaza	316 SS
Exactitud	0.2 mm / 25.4 mm (0.008 in./in.) Desde el punto de calibración a temperatura estable, aire quieto y objetivo ideal
Protección carcaza	IP 68
Rango	13.34 a 396.24 cm (5.25 a 156 in.)
Alimentación eléctrica	12 VDV, 0.0416 A, 0.5 W
Resolución	2.52 mm (0.01 in.)

II) Controlador de flujo (FL1500 o de similares características)



Figura 3.9: Controlador de flujo.

Las características del controlador son las siguientes:

*Tabla 3.5: Características del controlador de flujo.*

Detalle	Características
Comunicación	USB, RS485 (MODBUS)
Terminales de conexión	Hasta 4
Temperatura de operación	-20 – 60 °C
Alimentación eléctrica	100 – 240V AC
Protección	NEMA 4X, IP66
Capacidad de almacenamiento	> 800.000 datos
Totalizador	Totalizar interno, configurables, no reiniciables

### III) Controlador universal multiparamétrico



*Figura 3.10: Controlador universal multiparamétrico.*

Las características del controlador son las siguientes:

*Tabla 3.6: Características del controlador de flujo.*

Detalle	Características
Opciones de conexión	WLAN, LAN o 3G/4G
Conectividad a red	Dos conectores Ethernet (10/100 Mbps), función de switch, conector hembra M12 con codificación D y un conector USB en una caja USB.
Material de construcción	Controlador: metal con acabado de superficie resistente a la corrosión Caja USB: ABS/policarbonato, protección NEMA 4X/IP65.
Temperatura de operación	-20 – 55 °C
Alimentación eléctrica	100 – 240V CA $\pm$ 10V CA, 50/60 Hz

#### IV) Transmisor de flujo en canal abierto (AV FLO-DAR® o de similares características)

El dispositivo, además de medir nivel, incorpora sensores de velocidad de radar Doppler. Este instrumento necesita una calibración cada 3 años.



*Figura 3.11: Transmisor de flujo de canal abierto.*

Las características del transmisor son las siguientes:

*Tabla 3.7: Características del transmisor de flujo.*

Detalle	Características
Cable	Poliuretano / IP68
Material de cubierta	Clasificación IP69 a prueba de agua, poliestireno con pestañas de acero inoxidable 316
Temperatura de operación	-10 – 50 °C
Alimentación eléctrica	Suministrada por controlador de flujo

#### V) Plataforma en línea (CLAROS)

La solución sugiere la incorporación de una nube de datos que almacena información de los parámetros medidos por los sensores conectados a la red en tiempo real.



Figura 3.12: Esquema sistema CLAROS.

Dentro de las ventajas que sugiere la nube destacan:

Tabla 3.8: Características sistema en línea de manejo de datos.

Área	Detalles
Gestión de instrumentos	Diagnostico predictivo
	Mantenimiento de equipos
	Visibilidad y conectividad
Manejo de datos	Fácil visualización
	Análisis de datos
	Integración de datos
Control de procesos	Control en tiempo real
	Optimización del proceso
	Cumplimiento de normativa

Además, este sistema cuenta con una aplicación móvil, la cual proporciona acceso remoto a los sensores e instrumentos conectados a la red y cuenta con un sistema de alerta vía notificaciones y código de colores.

El costo de la solución entregada en el presente trabajo se incluye en los presupuestos de las alternativas de puentes en estudio dispuestos en el punto 5.7.



### 3.6. Mecánica

La especialidad de Mecánica es la encargada del diseño de la canaleta de acero y recubrimiento. En puentes de acero, la canaleta de relave también es de acero debido a que este material minimiza el peso sobre el puente en comparación a una canoa de hormigón y otorga más confiabilidad técnica respecto a canoas de madera. Además, en puentes de hormigón, la canoa es autosoportante, es decir, no necesita una estructura tipo viga enrejada debajo de la canaleta.

La canaleta metálica corresponde a la una sección canal flectada en su eje débil con un recubrimiento sintético que protege el material ante el paso del relave. Se modela sobre la estructura como una carga estática.

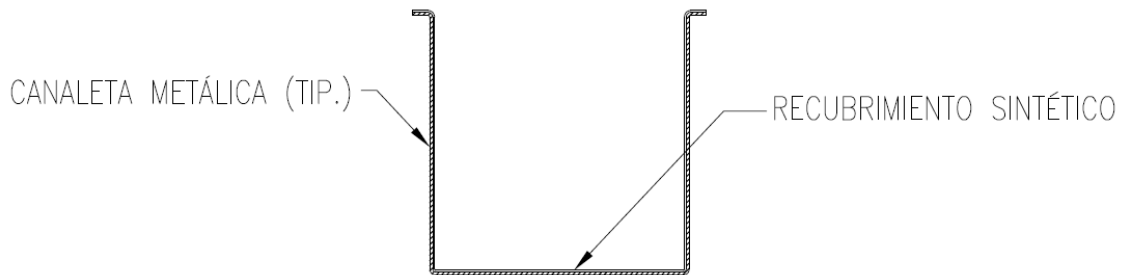


Figura 3.13: Sección típica de canaleta de relave de acero.

En su largo, la canaleta cuenta con marcos que funcionan como atiesadores, es decir, otorgan una mayor rigidez a la sección.

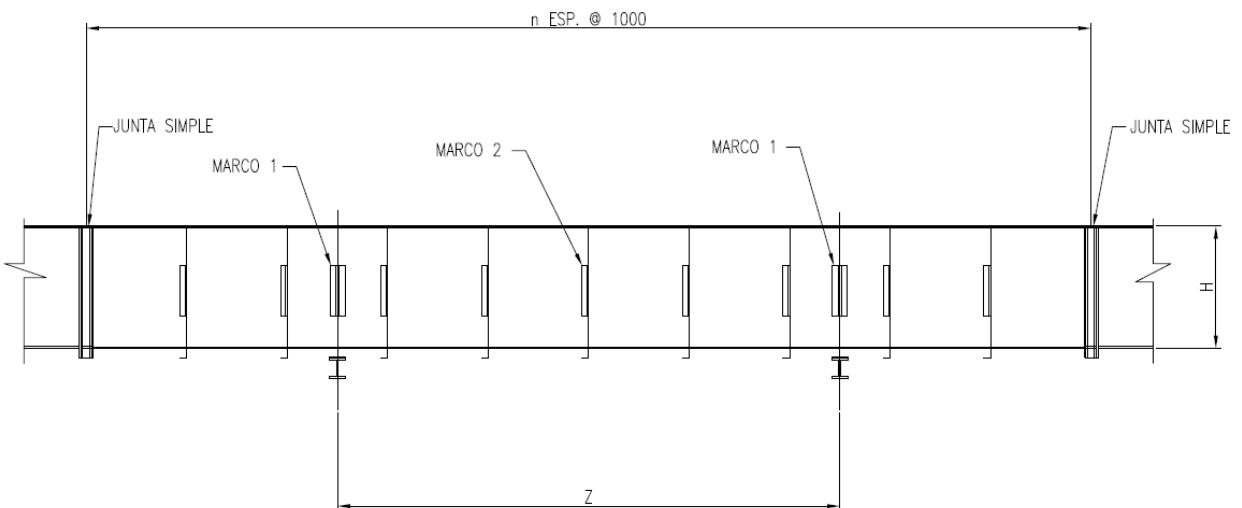
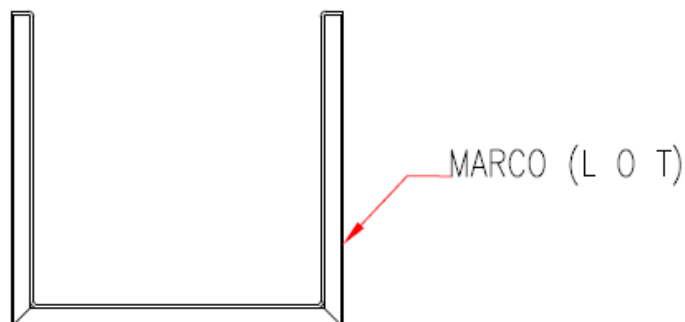


Figura 3.14: Elevación lateral de tramo de canaleta.

De donde  $Z$  es la distancia entre apoyos y  $H$  es la altura de la canaleta. El marco 1 se debe colocar cada un metro, mientras que el marco 2 se utiliza para un correcto traspaso de cargas a las vigas de apoyo de la viga enrejada de puente, por ende, debe ser un marco más robusto. Usualmente, se utilizan perfiles L o T.



*Figura 3.15: Atiesador de sección de canaleta.*

### 3.6.1. Material y protección

El material de la canoa debe ser un acero estructural, debido a que está sometida principalmente a flexión dado que se apoya cada cierta distancia en pequeños marcos. Puede bastar con un acero normal ASTM A36 recubierto exteriormente por algún sistema anticorrosivo descrito en el punto 3.7.3.1.

Para evitar el desgaste del material interno de la canaleta debido al roce producido por las partículas sólidas del flujo, es necesario recubrir la superficie interna con algún material resistente a la abrasión y que sea de fácil reposición y mantenimiento. Actualmente las opciones antiabrasión son planchas de caucho natural (goma), poliuretano y poliurea o una combinación de las soluciones. La poliurea sugiere ciertas ventajas sobre el poliuretano en cuanto a mayor resistencia a la tracción, secado ultra rápido y una mejor adherencia, aun cuando su valor sea mayor.

Uno de los sistemas que actualmente se utilizan consiste en una lámina de poliuretano y goma, compuesta por 5 mm de poliuretano (exterior) y 5 mm de goma, adherida al acero mediante vulcanización en frío, previo granallado o arenado a metal blanco de la superficie a revestir.

El poliuretano deberá cumplir, como mínimo, los siguientes requerimientos.

*Tabla 3.9: Requerimientos mínimos poliuretano.*

Dureza	75 ± Shore A
Tensión de ruptura	220 kgf/cm <sup>2</sup>
Elongación de ruptura	450%
Tear Propagation Resistance	45 N/mm
Abrasión	30 Mg
Rango de temperatura de operación	-30 °C a 70 °C

El recubrimiento de goma debe estar compuesto a base de caucho natural altamente protegido a la oxidación causada por la luz y el ozono y deberá cumplir los siguientes requisitos.

*Tabla 3.10: Requerimientos mínimos poliuretano.*

Resistencia a la tracción	220 kgf/cm <sup>2</sup>
Modulo 300% ASTM D412	12 kgf/cm <sup>2</sup>
Elongación ASTM D-412	750%
Dureza ASTM D-2240	45 ± 5 Shore A
Resiliencia Bashore ASTM D2632	52%

### 3.6.2. Dimensionamiento

En gran parte del STR, la canaleta de relave está estructurada en hormigón y tiene secciones definidas según la cantidad y concentración del material que transporta. La canaleta metálica sobre el puente debe tener las mismas dimensiones interiores (en contacto con relave) que la canaleta dispuesta en todo el resto del trazado y se debe empalmar a las canoas de hormigón aguas arriba y abajo del puente mediante juntas de dilatación.

#### 3.6.2.1. Anchos típicos

El ancho de la canaleta en el puente se debe adaptar al ancho de la canoa aguas arriba. En general los anchos típicos van desde 0.8 m a 1.5 m, pero dependerá de cada proyecto, producción de la planta, concentración, entre otros factores. El ancho de la canoa condiciona la altura normal de escurrimiento, por tanto, como se verá en la sección 3.6.2.2, también condiciona la altura de la canoa.

### 3.6.2.2. Cálculo de revancha y altura total

Este parámetro resulta de la suma de la altura normal del flujo y el máximo de las revanchas calculadas según tres criterios. La altura debe ser definida para todo el STR.

- *Incorporación de aire. Expresión de Douma*

**Este criterio solo es válido si justo antes del puente existe una cascada.** La revancha resulta ser el máximo entre:

$$R_1 = \text{máx}(u \cdot h_n + R_a, u \cdot h_n + R_b) \quad \text{Ecuación 3.26: Expresión de Douma.}$$

De donde:

$$u = 10 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \frac{v_m}{g \cdot R_h}}$$

$$R_a = 0.8729 \cdot h_n^{0.5}$$

$$R_b = 0.6 + 0.03 \cdot v_m \cdot h_n^{\frac{1}{3}}$$

- *Peralte en curvas. Expresión de Ippen*

La altura de revancha  $R_2$  queda definida por la expresión de Ippen.

$$R_2 = h_n \cdot \left( Fr^2 \cdot \text{sen} \left( \beta_0 + \frac{\theta}{2} \right)^2 \right) \quad \text{Ecuación 3.27: Expresión de Ippen.}$$

De donde:

$$\beta_0 = \text{arcsen} \left( \frac{1}{Fr} \right)$$

$$\theta = \text{arctg} \left( \frac{2b}{\text{tg}(\beta_0) \cdot (2 \cdot r_c + b)} \right)$$

El ingeniero a cargo debe definir un rango de análisis para el radio de curvatura ( $r_c$ ), se deberá considerar un mínimo de 25 m.

- *Bureau of Reclamation (US)*

Este criterio propone que la revancha se calcula según:

$$R_3 = 0,61 + 0,0373 \cdot v_m^{\frac{1}{3}} \cdot h_n \quad \text{Ecuación 3.28: Bureau of Reclamation.}$$

Utilizando la mayor altura normal según las condiciones definidas, los datos y formulas del punto 3.2.4, la altura mínima que debe tener la canoa debe ser:

$$H_{canoa} = h_n + \text{máx}(R_1, R_2, R_3) \quad \text{Ecuación 3.29: Altura total canoa.}$$

Cuando se proyecta aumentar la producción de material, existe la posibilidad que la altura mínima requerida a la canoa sea mayor a la que actualmente se encuentra en operación. Se plantea una solución la cual consiste en peraltar (aumentar altura) la canaleta metálica. En teoría, esta parece una solución simple, pero en la práctica implica hacer una nueva canoa en maestranza, dado que no se puede intervenir la canaleta existente porque el sistema de recubrimiento se dañaría y no se podría restituir completamente en terreno. Además, existe la posibilidad que no haya disponibilidad de capacidad para desviar el relave a los tranques auxiliares el tiempo necesario para hacer el cambio completo de toda la canaleta sobre el puente.

### 3.6.3. Juntas

Las juntas son elementos flexibles capaces de absorber esfuerzos producidos por deformaciones relativas entre las estructuras que une. Para el caso específico de esta clase de puente, las juntas no deben permitir el paso del relave hacia el exterior.

En puentes de viga continua, la deformación relativa entre tramos de canaleta es muy baja, por ende, una junta simple cumple los requerimientos indicados precedentemente. En cambio, en los casos de grandes deformaciones relativas (discontinuidades en el puente o empalme de canaleta de acero con canoa de hormigón) es necesario una junta de dilatación.

Las juntas simples se estructuran como una empaquetadura de caucho que es capaz de resistir pequeñas deformaciones y se refuerza con pernos en todo el marco, mientras que la junta de dilatación es una serie de empaquetaduras (mínimo seis) que, en conjunto, absorben grandes esfuerzos por deformación y, además, se sostienen lateralmente con perfiles C longitudinales fijos en un extremo y deslizantes en el otro.

## 3.7. Estructuras

Este subcapítulo constituye las bases generales y criterios de diseño mínimos para llevar a cabo el cálculo estructural de un puente de relave.

### 3.7.1. Aspectos sísmicos

Entender la sismicidad de la zona es fundamental para poder caracterizarla correctamente. Para llevar a cabo estudios relacionados con la sismicidad de un lugar, es necesario tener a disposición toda la información referente a la tectónica de placas, frecuencia de sismos y caracterización de fuentes sísmológicas del emplazamiento.

Las interacciones entre placas tectónicas generan una gran cantidad de energía liberada, lo que provoca grandes deformaciones. Chile se encuentra sobre la placa Sudamericana, la que en su borde converge y genera una zona de subducción con las placas de Nazca y Antártica. En el sur, la placa de Escocia genera un borde transcurrente con la Sudamericana. Los tipos de terremotos más comunes en el territorio nacional son:

- a) Interplaca subductivo: Interacción entre placa de Nazca y sudamericana, ocurre debido a movimiento relativo entre placas, profundidad menor a 40-60 km.
- b) Intraplaca de profundidad intermedia: Al interior de placa de Nazca, profundidad entre 50-250 km. Producen el mayor daño.
- c) Intraplaca superficiales o corticales: Al interior de placa Sudamericana, se deben a deformaciones producto del contacto entre las placas, profundidad menor a 60 km.
- d) Outer-Rise: Ocurren costa afuera debido a deformaciones de la placa de Nazca, profundidad no mayor a 30 km.
- e) Sismos debido a falla transcurrente: Debido a deslizamientos laterales entre una placa y otra (Sudamericana-Escocia).

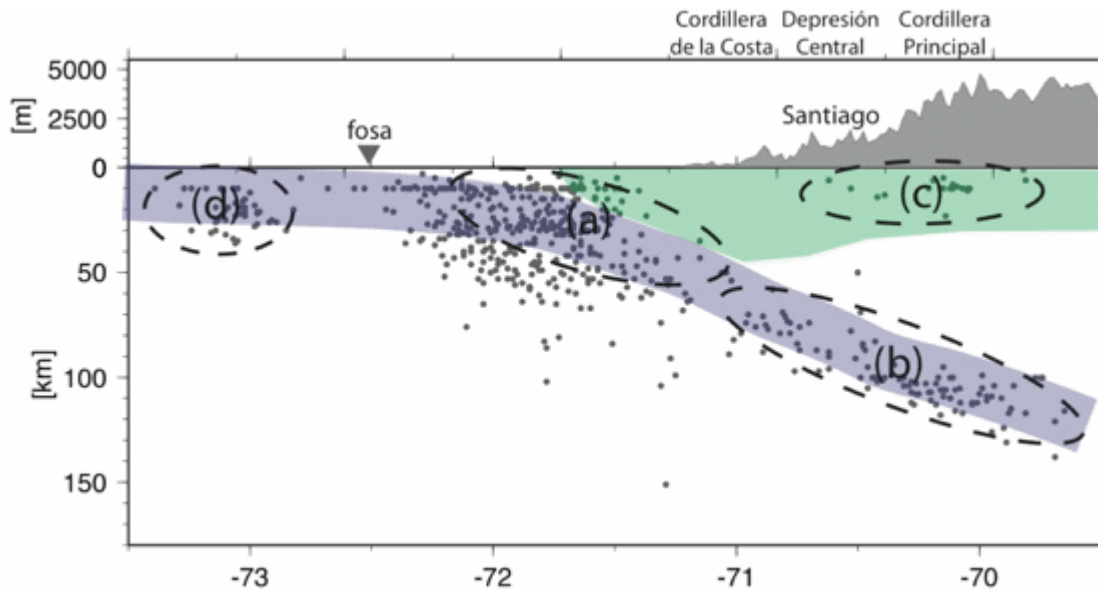


Figura 3.16: Tipos de sismos en Chile. Fuente: Centro Sismológico Nacional (CSN).

Para un nivel de Ingeniería de factibilidad es plausible solicitar un informe de riesgo sísmico que contenga las siguientes definiciones de parámetros y recomendaciones generales:

- Ubicación geográfica del proyecto
- Descripción de eventos sísmicos históricos asociados al área del proyecto
- Marco sismogénico general
- Caracterización de las fuentes sísmicas relevantes para el proyecto
- Definición de terremotos de diseño (máximo creíble, operacionales)
- Estimación de aceleraciones máximas (máximo creíble, operacionales)
- Cálculo de los coeficientes sísmicos (máximo creíble, operacionales)
- Caracterización probabilística de acelerogramas de movimiento fuerte
- Método para estimar los espectros de respuesta
- Informe de especificaciones particulares de diseño sísmico para puentes enrejados de acero que sustentan canoas de relaves
  - o Espectros de diseño, definir amortiguamientos, factor de modificación de la respuesta (R) e indicar valores de  $A_0$  (Aceleración efectiva)
  - o Coeficientes basal máximos, mínimos y coeficientes verticales con sus respectivas comparaciones con la normativa actual
- Recomendaciones particulares dada las características y el emplazamiento del proyecto

Los resultados del informe de riesgo sísmico aplicables al diseño estructural (coeficientes de modificación de respuesta, espectros de diseño, entre otros) deben ser comparados con la normativa actual aplicable al proyecto. Debe utilizarse el resultado más conservador.

### 3.7.2. Estructuras alternativas de estructuración para el puente

El alcance de esta guía define alturas máximas posibles del orden de 80 metros, por ende, la estructura queda mayoritariamente determinada por fuerzas horizontales de tipo dinámicas: sismo o viento. En consecuencia, la solución estructural propuesta debe privilegiar simetría y comportamiento homogéneo ante sollicitaciones dinámicas.

Actualmente, los puentes tipo viga enrejada (cajón) continua y discontinua simplemente apoyada y con la canaleta de acero soportada en el cordón superior y expuesta son ampliamente utilizados debido a que son los más simples, logran salvar luces grandes y la canoa puede ser inspeccionada y mantenida fácilmente.

Este tipo de puentes puede tener uno o varios tramos. Para puentes de varios tramos, los puentes se dividen en dos grandes grupos:

- Tramos múltiples isostáticos: corresponden a puentes con vigas discontinuas, los tramos se analizan individualmente. Generalmente, los tramos son de igual longitud
- Tramos múltiples continuos: la viga principal es continua, por ende, se somete a momentos negativos en los apoyos. Para disminuir los momentos negativos, es posible que los tramos centrales sean más largos que los extremos.

Según el largo total del puente ( $L$ ), este se puede considerar:

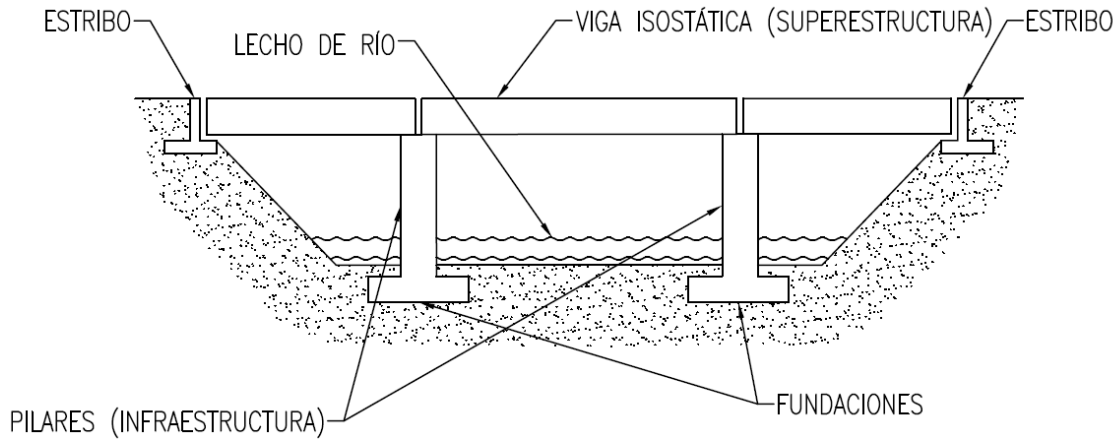
- Puentes menores:  $10 \text{ m} < L < 40 \text{ m}$
- Puentes medianos:  $40 \text{ m} < L < 200 \text{ m}$
- Puentes mayores:  $L > 200 \text{ m}$

Según el largo del vano ( $L_v$ ), los puentes viga continuos se pueden clasificar en:

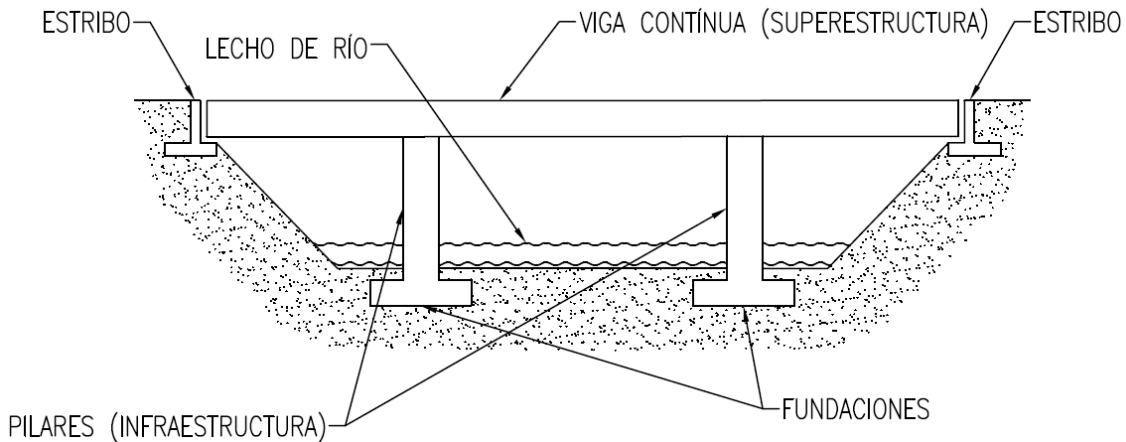
- Puente viga continuos con vano muy cortos:  $L_v < 20 \text{ m}$
- Puente viga continuos con vano pequeños:  $20 \text{ m} < L_v < 30 \text{ m}$
- Puente viga continuos con vano medianos:  $30 \text{ m} < L_v < 60 \text{ m}$
- Puente viga continuos con vano grandes:  $L_v > 60 \text{ m}$



A continuación, se muestran esquemas básicos de puentes tipo viga:



*Figura 3.17: Puente tipo viga isostática (discontinuo).*



*Figura 3.18: Puente tipo viga continua.*

Estructurar el puente de relave como una viga continua está acotado a que la deformación debido a la dilatación térmica en los extremos pueda ser compatibilizada en la canaleta por una junta de dilatación que no genere filtraciones de relave hacia el medio ambiente. En caso contrario, se debe estructurar el puente en tramos, teniendo que utilizar juntas de dilatación en los puntos de la canaleta donde la viga del puente sea discontinua para compatibilizar las deformaciones diferenciales entre los tramos de viga. En términos generales, cuando la dilatación térmica lo permita, se recomienda la estructuración de puente tipo viga continua por el mejor comportamiento ante sollicitaciones dinámicas de tipo sísmico o viento, ya que logra una mejor distribución de esfuerzos y, además, se reducen las deformaciones de manera considerable respecto a un puente de tramos discontinuos.

Otro aspecto importante es que muchas veces es poco factible fundar el puente sobre el lecho del río por factores como la socavación del flujo sobre el fondo de la cuenca, lo que significa, que la cota del sello de fundación quedará a grandes profundidades aumentando considerablemente la dimensión del cimiento, y por ende el costo. Si la topografía de la quebrada lo permite, se recomienda inclinar las cepas, de modo que el apoyo sea diagonal, como se observa en la Figura 3.19, así, se minimiza el efecto de socavaciones en las cepas del puente.

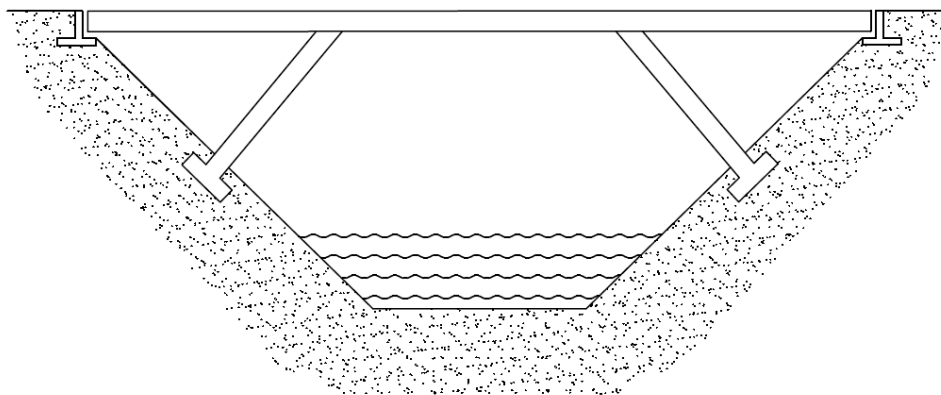


Figura 3.19: Puente tipo viga continuo con cepas diagonales.

Otra tipología usada en los puentes de relave son los puentes tipo voladizo. Esta tipología sugiere ciertas desventajas sobre los puentes viga, como por ejemplo complejidad de montaje, falta de múltiples apoyos y la necesidad de acartelamientos (aumento de sección) en los apoyos, lugar donde la viga se somete al momento máximo, el cual es mayor al de un puente viga, por ende, resulta una estructura más pesada y cara. La estructuración es similar al diagrama de momento.

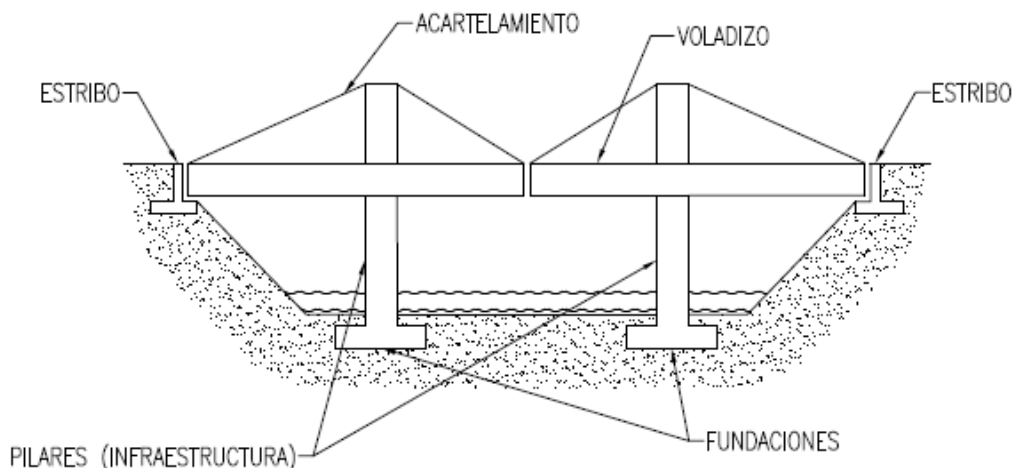


Figura 3.20: Puente tipo voladizo.

Además, esta estructuración dificulta la mantenibilidad y mantención de la canoa debido a que la canaleta pasa por debajo de los acartelamientos lo que no permite la utilización de una grúa portal para realizar cambios en tramos de la canaleta.

### 3.7.3. Materiales

La presente guía esta acotada a puentes estructurados en acero con fundaciones de hormigón.

#### 3.7.3.1. Acero estructural

El acero es una aleación de hierro y un 0.05% a un 2% de carbono. Corresponde a uno de los materiales de construcción más versátil, adaptable y ampliamente utilizado en el mercado internacional.

Desde los últimos cien años, el acero se ha caracterizado por un alza masiva en su utilización debido a sus considerables propiedades, las cuales pueden ser manejadas, de acuerdo con las necesidades del proyecto, utilizando tratamientos con calor, trabajo mecánico o aleaciones con otros elementos.

Dentro de las propiedades del acero se puede destacar:

- ✓ **Ductilidad:** capacidad del acero para deformarse al soportar esfuerzos de tracción sin llegar a la rotura. Determina que tanto puede el acero incursionar en el rango no elástico.
- ✓ **Resistencia al desgaste:** resistencia que ofrece el material cuando se erosiona con otro.
- ✓ **Alta resistencia a la tracción:** fuerza máxima por unidad de área que soporta el material al ser sometido a tracciones.
- ✓ **Dureza:** resistencia del material para dejarse penetrar por otro.
- ✓ **Maleabilidad:** capacidad del material de soportar esfuerzos de compresión sin romperse.
- ✓ **Tenacidad:** capacidad del material de absorber energía sin que sufra fisuras.

Los aceros estructurales laminados en caliente se clasifican según su composición química en:

- ✓ **Al carbono:** aceros donde está presente el Carbono y otros elementos como el Manganeso, Silicio, Fósforo y Azufre en cantidades consideradas normales.
- ✓ **Alta resistencia y baja aleación (HSLA):** La mayor resistencia se consigue disminuyendo el contenido de carbón y añadiendo pequeñas cantidades de elementos

de aleación. Actualmente son ampliamente utilizados debido a sus características: mayor ductilidad, facilidad de rolado y soldado, dureza y mayor resistencia a la fatiga.

- ✓ **Alta aleación:** acero con cantidades de elementos de aleación entre 10-12%. En estas condiciones, la microestructura del material se ve alterada; por lo tanto, los tratamientos comerciales posteriores deben ser modificados, exigiendo técnicas y cuidados especiales.

Algunas propiedades que comparten los aceros son:

*Tabla 3.11: Propiedades comunes de aceros.*

Propiedad	Unidad	Valor
Módulo de elasticidad (E)	MPa	200000
Peso específico ( $\gamma$ )	tonf/m <sup>3</sup>	7.85
Coefficiente de dilatación térmica ( $\alpha$ )	1/°C	1.17x10 <sup>-5</sup>
Coefficiente de Poisson	-	0.3 (elástico) – 0.5 (plástico)

Frente a otros materiales, el acero resulta ser un material competente tanto técnica como económicamente. Este material permite construir obras relativamente livianas, se adapta muy fácilmente a cualquier tipo de geometría, tiene buen aspecto cuando la mantención se realiza correctamente, tiene igual resistencia a la tracción y a la compresión (en elementos esbeltos tiene problemas de pandeo cuando se comprime, debe evaluarse esta condición tanto local como globalmente). Como desventaja, gran parte del trabajo de construcción se realiza en maestranza, por tanto, los elementos se deben transportar desde un taller hasta el emplazamiento, acción que puede resultar costosa y engorrosa, además, de requerir de mano de obra especializada para las soldaduras durante el montaje, lo que añade un costo extra.

## I. Elección del tipo de acero

Existen normas para aceros estructurales en todo el mundo. En nuestro país este material está normalizado por el Instituto Nacional de Normalización (INN) y sus requisitos se describen en la NCh 203 Of.2006. Esta norma describe cinco aceros estructurales, los que se presentan a continuación.

Tabla 3.12: Aceros estructurales según NCh 203 Of.2006.

Nombre NCh	Límite de fluencia mínimo [MPa]	Resistencia a la tracción [MPa]	Alargamiento mínimo [%] ; e [mm]		
			e ≤ 5	5 ≤ e ≤ 16	e > 16
A240ES	240	360 a 460	24	22	20
A270ES	270	410 a 510	22	20	18
A345ES	345	510 a 610	20	18	16
M345ES	345	510 a 610	20	18	16
Y346ES	345	480 mín.	20	18	16

De donde la nomenclatura (A, M o Y)ZZZES indica:

A : Acero al carbón

M : Acero microaleado

Y : Acero alta resistencia y baja aleación

ZZZ : Límite de fluencia mínimo por tracción en MPa

E : Uso estructural

S : Soldabilidad garantizada

En Estados Unidos, la institución que rige los aceros estructurales es la *American Society for Testing and Materials* (ASTM), la cual define una amplia gama de aceros, dentro de los cuales los más utilizados en Chile para puentes son:

Tabla 3.13: Aceros estructurales según ASTM.

Nombre ASTM	Tipo	Grado	Tensión de fluencia		Resistencia ultima	
			[MPa]	[kgf/cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[kgf/cm <sup>2</sup> ]
A36	Al carbono	36	250	2530	400 a 550	4080 a 5620
A572	Alta resistencia, baja aleación	50	345	3515	450	46
		60	414	4220	515	5270
		65	450	4570	550	5620
A992	Alta resistencia, baja aleación	50	345	3515	450 a 620	4750 a 6330
A588 (CORTEN)	Alta resistencia, baja aleación	B	345	3515	485	4945

De donde, sus principales usos se enuncian a continuación:

Tabla 3.14: Principales usos aceros estructurales según ASTM.

Nombre ASTM	Algunos usos
A36	Uso estructural general, se puede emplear en placas de conexión, montajes y diagonales de armadura, anclaje de barras redondas, entre otras.
A572	Placas de hasta 4", columnas y vigas principales y secundarias.
A992	Vigas, columnas y postes de vientos
A588 (CORTEN)	Acero patinable resistente a la corrosión, uso en puentes destinados a transporte de cargas peligrosas, plataformas marinas y cualquier estructura a la intemperie.

La elección del tipo de acero dependerá de muchos factores entre los que destaca la corrosión debido a la exposición a la intemperie. Las condiciones de diseño a los cuales se ven sometidas este tipo de estructuras suponen un ambiente agresivo, por esto, es necesario comprender las causas y efectos de la corrosión en el acero.

La corrosión es la gran causa de la degradación natural de cualquier material. Es un proceso espontaneo y continuo en el que el acero sufre un desgaste debido a la continua exposición a factores climáticos o externos, los que alteran y deterioran la posición de moléculas y partículas. Eventualmente, podría destruir completamente el material.

Para que exista corrosión debe formarse una pila, es decir, un ánodo, un cátodo, un conductor metálico, una solución conductora y una diferencia de potencial. Los métodos anticorrosivos se basan en interrumpir este proceso, dado que eliminando uno de los componentes de la pila, se puede evitar que se lleve a cabo el fenómeno natural.

Los niveles de corrosión se pueden encontrar en el *mapa de corrosión atmosférica* desarrollado por la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso (2010-2013), la cual entrega la categoría de corrosividad, C, según zona en todo el territorio nacional. Este dato hace referencia a la norma NCh3348:2014 – *Recubrimientos de Zinc* –

*Orientaciones y recomendaciones para la protección en contra de la corrosión de hierro y acero en estructuras.* En base a estos datos y a la estimación de vida útil de la estructura, se puede diseñar el sistema de protección anticorrosivo para, finalmente, comparar económicamente esta opción versus el acero con autoprotección.

Actualmente, el método más utilizado para combatir la corrosión es la aislación eléctrica del material con recubrimientos no metálicos y metálicos.

- Recubrimientos no metálicos

Se incluyen: pinturas, barnices, resinas naturales o sintéticas, grasas, ceras y aceites. Este tipo de recubrimiento muchas veces es temporal y requiere de mantención y repintado.

El recubrimiento no metálico más usado en estructuras metálicas es la pintura. En la actualidad, existen especificaciones técnicas referentes a los esquemas necesarios de pinturas según el nivel de exposición a la corrosión debido al tipo de ambiente al que se ve sometido la estructura. La aplicación de este recubrimiento sigue las siguientes etapas.

- ✓ Preparación de superficies

Los procedimientos de preparación de superficies consisten en diversas acciones tendientes a la eliminación de grasas, aceites, óxidos de laminación y estimulantes de la corrosión como sales de ácidos, etc. Se deben aplicar en recintos cerrados, protegidos de la acción directa del sol, viento, lluvia, polvo, humedad, entre otros. La superficie puede ser preparada por métodos químicos (uso de solventes o álcalis) o métodos mecánicos (uso escobillas de acero, cepillos de acero rotatorio, arenado, limpieza hasta metal blanco, etc.)

- ✓ Aplicación de pinturas y terminación

La aplicación de pinturas se hará según recomendación del fabricante. En general no se debe pintar si la temperatura del aire ambiente es menor de 4°C o si la temperatura del acero excede los 50°C, y sea compatible con el porcentaje de humedad y punto de rocío para esas condiciones, a menos que la Inspección lo autorice.

No se debe pintar sobre superficies húmedas, ni tampoco con lluvia o niebla. Antes de pintar la superficie deberá estar libre del polvo, grasa, aceites, salpicaduras de concreto o de otros materiales extraños, sales, ácidos, álcalis o agentes corrosivos. Cada capa de pintura deberá ser de distinto color. Los colores de cada capa serán determinados por la Inspección.

Los métodos de aplicación de pintura más comunes son: aplicación con brocha, aplicación con rodillo, aplicación con pistola.

✓ Sistemas de revestimientos para protección ante corrosión

Corresponde a uno o más estratos de cubrimiento, con función específicamente protectora frente a las acciones externas, de acuerdo con al tipo e índole de la agresión química externa. Se deben tener en consideración los siguientes sistemas de revestimiento: al aceite, alquídicos, a base de caucho clorado, epóxicos y vinílicos.

- Recubrimientos metálicos

El método de recubrimiento metálico más usado es el galvanizado en caliente, que consiste en la inmersión del elemento en metal fundido (zinc).

La aplicación de este recubrimiento sigue las siguientes etapas.

✓ Preparación de superficies

Los procedimientos de limpieza consisten habitualmente en una primera eliminación de grasas con solventes y uso de álcalis disueltos en agua para saponificar aceites y terminar la eliminación de grasas. A continuación, se realiza el decapado que consiste en sumergir el elemento a galvanizar en un ácido adecuado que normalmente contendrá un agente inhibidor que controle y reduzca el ataque a las capas de metal base, este proceso elimina la capa de óxido de laminación y el óxido rojo. Terminado el decapado se procede a un lavado enérgico mediante abundante uso de agua. Si es necesario evitar una nueva oxidación por exposición temporal al aire se sumergen las piezas en un baño inhibidor.

La preparación de la pieza debe eliminar grasas, aceites, óxidos y escamas de laminación, sales, salpicaduras de soldadura, etc.

✓ Aplicación del galvanizado

Se sumergirá las estructuras en baño de zinc fundido, a una temperatura entre 440 y 460°C, hasta formar capas de aleación zinc-acero con concentración creciente hacia la superficie y una capa externa de zinc puro. La superficie del baño debe mantenerse limpia, no permitiéndose la adherencia a las piezas en proceso de la escoria que asciende a ella.

El proceso de galvanizado se realiza a temperaturas de entre 440°C y 440°C, correspondiente a temperaturas menores a la de fabricación del acero, por lo tanto, este proceso no modifica las propiedades mecánicas del material.

Los pesos mínimos del recubrimiento y sus espesores medios utilizando el método de galvanizado en caliente deben ser los siguientes.



Tabla 3.15: Pesos de recubrimiento de zinc según espesor y largo de pieza.

Espesor de la pieza	Largo de pieza	Peso recubrimiento de zinc (espesor en micrones)	
		Promedio	Valor mínimo
$e \geq 5 \text{ mm}$	$L > 2 \text{ m}$	600 gr/m <sup>2</sup> (85)	540 gr/m <sup>2</sup> (76)
$e < 5 \text{ mm}$	$L > 2 \text{ m}$	450 gr/m <sup>2</sup> (63)	375 gr/m <sup>2</sup> (53)
Cualquiera	$L < 2 \text{ m}$	390 gr/m <sup>2</sup> (55)	330 gr/m <sup>2</sup> (47)
Pernos y golillas	$D > 10 \text{ mm}$	375 gr/m <sup>2</sup> (53)	300 gr/m <sup>2</sup> (42)

La determinación del peso del recubrimiento en la pieza se puede realizar durante o después al galvanizado.

- Inspección durante el galvanizado

Cuando el material se inspeccione durante la galvanización y se pueda calcular fácilmente la superficie de las piezas, el peso del recubrimiento se podrá determinar por la diferencia entre el peso de las muestras decapadas y secas y el peso de la muestra recubierta.

- Inspección después al galvanizado

Si la inspección se realiza después del galvanizado del material, el peso promedio del recubrimiento de zinc se determinará mediante instrumentos que registren la atracción magnética entre un magneto y el sustrato del recubrimiento o la reluctancia del flujo magnético que pasa a través del recubrimiento y el sustrato.

- Recubrimientos DUPLEX

Consiste en la combinación de los recubrimientos anteriormente descritos, es decir, se dispone una capa de galvanizado en zinc, luego un adherente epóxico y finalmente se recubre con pintura. Su durabilidad se ha demostrado en obra, dando muy buenos resultados. En consecuencia, necesita menos mantención que los dos anteriores.

Como alternativa, existe la opción de usar aceros tipo CORTEN (patinales), los cuales tienen la característica de resistir la corrosión sin revestimiento gracias a que el acero crea una lámina de óxido superficial impermeable al agua, lo que impide que la oxidación se expanda dentro del material, por ende, no necesita mantención. Este tipo de acero tiene un alto contenido de cobre, cromo y níquel, lo que le otorga un color rojizo característico.

Para decidir el tipo de acero y protección a la corrosión, se debe considerar que el acero tipo CORTEN tiene un precio más elevado que un acero corriente como A36 o A572. Además, no necesita mantención, lo que a largo plazo podría significar un ahorro. Por otro lado, al ser un acero de alta resistencia, es de esperar que la estructura sea más liviana en

comparación a una estructuración con acero A36. Se debe tener en cuenta que el acero CORTEN no genera la autoprotección a la corrosión en ambientes sin ciclos ambientales húmedos/secos ni en ambientes con presencia de cloruros como lo son sectores costeros.

En resumen, para la elección del acero estructural a utilizar, se debe hacer un estudio técnico-económico considerando factores como:

- ✓ Propiedades mecánicas que cumplan con el cálculo estructural
- ✓ Nivel de corrosión de la zona de emplazamiento
- ✓ Disponibilidad de material (mercado internacional) en cuanto a espesores de planchas disponibles.
- ✓ Valor comercial
- ✓ Valor y frecuencia de mantenimiento de protección anticorrosiva

El material elegido debe cumplir con los requisitos estructurales y tener un buen desempeño frente a un ambiente agresivo para una determinada vida útil, y, además, ser económicamente factible.

## II. Elección del tipo de perfil

El Instituto Chileno del Acero (ICHA) pone a disposición el catálogo comercial de perfiles. Se recomienda que los perfiles sean compactos para evitar pandeos locales y globales. Los límites de compacidad se pueden encontrar en la tabla B4.1 de NCh 427/1 Of.2016.

## III. Inspección de material

Todos los materiales y trabajos cubiertos están sujetos a revisión por parte de la Inspección Técnica ya sea en fábrica, en el lugar de elaboración o en terreno, para verificar que la fabricación de las estructuras metálicas se realice conforme a planos y especificaciones, según lo prescrito en la NCh 428. El fabricante debe dar libre acceso a la Inspección Técnica a sus talleres o maestranza, y las facilidades necesarias para el normal desarrollo de sus funciones.

La recepción preliminar de las estructuras en taller se hará de acuerdo con los planos de fabricación aprobados por el proyectista y antes de aplicar cualquier tipo de revestimiento.

## IV. Fabricación

Las estructuras metálicas serán elaboradas de acuerdo con los planos de diseño, planos de fabricación, especificaciones técnicas y las normas correspondientes, haciéndolo compatible con el montaje del conjunto mayor. En caso de discrepancia entre planos de diseño y especificaciones, primarán los planos de diseño, siempre que no contravengan las normas que le sean aplicables.

### 3.7.3.2. Hormigón

El hormigón es el material de construcción más utilizado en Chile. Es similar a una roca y se obtiene de la mezcla de cemento, grava, agua y una diversa variedad de aditivos y adiciones que le otorgan distintas propiedades según el requerimiento.

La principal característica de este material es su gran resistencia a la compresión, esta se estima con una probeta cilíndrica del 150 mm de diámetro y 300 mm de alto sometida a un ensayo de compresión, en cual se realiza a los 28 días, en consecuencia, al especificar la resistencia a la compresión del hormigón, se entiende que es la resistencia que logra a los 28 días de colocado y curado.

Dentro de las características del hormigón destacan:

- La densidad es del orden de 2350 kgf/m<sup>3</sup>.
- Alta resistencia a la compresión, dependiendo del tipo de hormigón, puede variar entre 5 a 60 MPa, sin perjuicio que existan hormigones de alta resistencia que pueden lograr 200 MPa.
- Resistencia a la tracción relativamente baja respecto a la compresión.
- Tiempo de fraguado promedio bajo, de dos horas aproximadamente. Este factor depende de las condiciones ambientales exteriores y de los aditivos o adiciones consideradas en la mezcla.
- Módulo de elasticidad se puede calcular según la siguiente ecuación:

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'c'(MPa)}$$

*Ecuación 3.30: Modulo de elasticidad.*

De donde  $f'c'$  es la resistencia a la compresión nominal

- Módulo de Poisson varía entre 0,15 a 0,2 para tensiones de compresión menores a  $0,7f'c'$ .

El material esta normado en Chile según NCh170 Of.2016, en la cual el hormigón se clasifica por grado (G) como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 3.16: Grado de hormigón y su respectiva resistencia a la compresión según NCh170 Of.2016.

Grado	Resistencia a la compresión, $f_c'$ [Mpa]
G05	5
G10	10
G15	15
G20	20
G25	25
G30	30
G35	35
G40	40
G45	45
G50	50
G55	55
G60	60

El hormigón armado corresponde a hormigón reforzado con barras de acero para resistir las cargas a tracción. Los requisitos de diseño se especifican en la norma NCh 430 Of.2008. Es importante consignar que, si bien esta norma es la versión oficial del diseño de hormigón armado en Chile, ha quedado desactualizada respecto a los estándares internacionales y a la NCh 170 Of.2016. Internacionalmente, la norma aplicable al diseño en hormigón armado más actual es la ACI318 del año 2019.

### 3.7.3.3. Acero de refuerzo

El desempeño del hormigón a tracción es deficiente, por eso, es necesario que se refuerce con barras de acero en su interior. Según su forma, existen dos barras de refuerzo en el mercado:

- ✓ **Barra redonda lisa:** sección transversal uniforme en todo su largo, solo se fabrica en diámetros de 6 mm. Poca adherencia con el hormigón.
- ✓ **Barra con resalte:** sección transversal no uniforme, posee nervios longitudinales a lo largo lo que le otorgan una mayor adherencia con el hormigón.

La norma NCh204 Of.2006 define tres aceros destinados a barras de refuerzo:

Tabla 3.17: Aceros de refuerzo según NCh204 Of.2006.

Acero	Tensión de fluencia $f_y$ [MPa]	Resistencia a la tracción $f_u$ [MPa]
A440-280H	280 mín.	440 mín.
A560-350H	350 mín.	560 mín.
A630-420H	420-580	630 mín.

Comercialmente, se encuentran en los siguientes diámetros:

Tabla 3.18: Diámetros comerciales y masa lineal de barras de refuerzo.

Diámetro [mm]	Masa lineal [kg/m]
6	0,22
8	0,40
10	0,62
12	0,89
14	1,21
16	1,58
18	2,00
20	2,47
22	2,98
25	3,85
28	4,83
32	6,31
36	7,99
40	9,47

### 3.7.4. Cargas de cálculo

A continuación, se presentan las cargas que deben ser consideradas, como mínimo, en el modelo estructural de un puente destinado al transporte de relave.

#### 1. Carga muerta (PP)

Incluye todos los pesos permanentes, se divide en las siguientes cargas:

- Peso propio estructura (PP)

Corresponde al peso de todos los elementos estructurales. Al hacer un modelo tridimensional, el software utilizado la incluye directamente. Se recomienda considerar un porcentaje extra por conexiones y elementos adicionales (del orden de 10-15%).

- Peso propio elementos secundarios ( $PP_{ES}$ )

Se deben considerar los elementos mínimos necesarios para poder transitar por el puente como el peso de cierres perimetrales (barandas de protección), parrillas y planchas de piso

- Peso propio canoa ( $PP_{can}$ )

Considera el peso por metro lineal de la canoa (plancha, atiesadores y estructura de soporte), debe dividirse en los puntos de apoyos.

- Peso relave en condición normal de operación ( $Coper_n$ )

Se debe definir una condición normal de operación, usualmente para pesos específicos y caudales asociados a una concentración de sólidos, definida por la disciplina de procesos, entre 50% y 60%. La aplicación de esta carga sigue el mismo criterio que el peso propio de canoa.

El peso por metro lineal del relave se determina según:

$$q_{rel} = \gamma_{pulpa} \cdot b \cdot h_n \quad \text{Ecuación 3.31: Peso lineal de relave.}$$

De donde:

$\gamma_{pulpa}$  = Peso específico relave

$b$  = Ancho canoa

$h_n$  = Altura normal de escurrimiento

- Peso relave en condición eventual embancada ( $Cemb$ )

Esta condición ocurre cuando la canoa está llena de material producto de la obstrucción del flujo a causa de la sedimentación de las partículas sólidas del relave en la base de la canoa. La aplicación de esta carga sigue el mismo criterio que el peso propio de canoa.

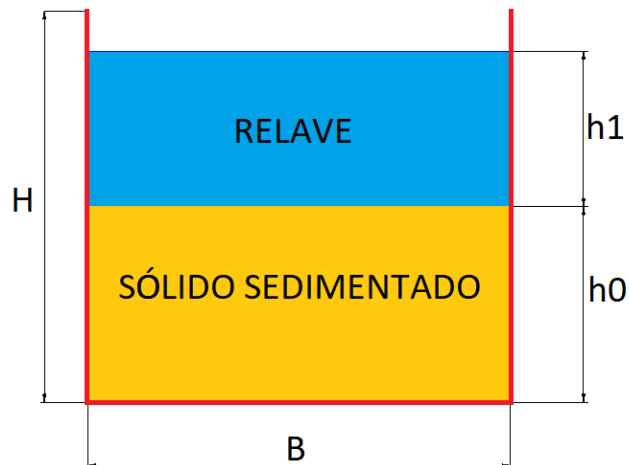


Figura 3.21: Condición de embancamiento.

En consecuencia, el peso lineal del material dentro de la canoa es:

$$q_{emb} = \gamma_s \cdot b \cdot h_0 + \gamma_{pulpa} \cdot b \cdot h_1$$

*Ecuación 3.32: Peso lineal de material dentro de canoa embancada.*

La sedimentación del flujo forma una cuña, por tanto, considerar que toda la canoa sobre el puente esta embancada es una condición conservadora pero que resguarda la incertidumbre de las propiedades geométricas de la cuña generada por el sedimento.

## **2. Sobrecarga (SC)**

Se divide en:

- Sobrecarga operacional (SCoper)

Corresponde a la sobrecarga de uso en áreas o pasillos destinados al tránsito peatonal y faenas menores de mantención (uso de equipos menores a 800 kgf). Usualmente se utiliza 250 kgf/m<sup>2</sup>.

- Sobrecarga de mantención (SCman)

Sobrecarga correspondiente a la carga de piso para faenas de mantención de la superestructura del puente y la canaleta utilizando equipos pesados. Se debería evaluar la carga de mantención en distintas posiciones del puente. La elección del equipo necesario para mantener (reemplazo de tramos de canoa) se detalla en el punto 3.9.

## **3. Carga de viento (V)**

La carga de viento se puede estimar utilizando la norma chilena NCh 432 Of.2010. A continuación, se presenta el procedimiento de cálculo descrito en dicha norma.

Para entender bien esta norma, se debe tener conocimiento de la siguiente terminología:

- Barlovento: sector de donde proviene el viento.
- Colina: superficie de tierra caracterizado por un cambio de pendiente en cualquier dirección horizontal.
- Cima: cima alargada de una colina, se caracteriza por un cambio de pendiente en dos direcciones.
- Edificio abierto: estructura en la cual cada pared tiene al menos un 80% de abertura, se considerará la viga y torres enrejadas como estructuras abiertas.
- Estructura flexible: estructura con periodo igual o mayor a un segundo.
- Escarpe: acantilado o cuesta empinada generalmente separando dos niveles o zonas de pendiente suave.

- Sistema principal resistente a las fuerzas de viento (SPRFV): conjunto de elementos estructurales que ayudan a la estabilidad y apoyo de la estructura general.
- Sotavento: parte opuesta de donde proviene el viento.

La norma define las siguientes generalidades

- Si en una superficie hay cargas opuestas de viento, se deben sumar y obtener una presión resultante.
- Carga mínima de viento  $480 \text{ N/m}^2$  multiplicada por un plano normal a la acción del viento (estructura proyectada).

Se definen tres métodos para calcular la carga de viento:

- Método 1: Procedimiento simplificado
- Método 2: Procedimiento analítico
- Método 3: Túnel de viento

El método 1 no aplica a estructuras abiertas como enrejados, por ende, se aborda el procedimiento analítico el cual tiene los siguientes alcances y limitaciones:

- Cualquier estructura de forma regular, es decir, que no tiene irregularidades geométricas espaciales y es lo más simétrico posible.
- La estructura no está sometida a cambios bruscos de velocidad del viento debido a vórtices provocados por obstrucciones de barlovento.
- Este método considera efecto de amplificación de cargas causado por ráfagas en resonancia con vibraciones provocadas por el viento en estructuras flexibles.

El procedimiento de diseño se detalla a continuación:

### **I. Determinar la velocidad básica del viento (V) y factor de direccionalidad $k_d$**

Estos parámetros se determinan según el punto 7.4 de la norma, en donde se explica que la velocidad básica del viento debe ser estimada en base a información climática regional, no debe ser menor que la velocidad del viento asociada a la probabilidad anual de 0.02 (media de un intervalo de 50 años). La estimación debe ser equivalente a la velocidad de ráfaga de 3 segundos a 10 metros sobre el nivel de terreno de exposición. Existen diversas estaciones que miden la velocidad del viento. A continuación, datos registrados en aeródromos y aeropuertos.



Tabla 3.19: Velocidad básica de viento para diferentes estaciones. Fuente: NCh432 Of.2010.

N°	Latitud S	Longitud O	Estación	V m/s
1	18°20′	70°20′	Arica	23,0
2	20°32′	70°11′	Iquique	25,6
3	22°27′	68°55′	Calama	36,8
4	23°26′	70°26′	Antofagasta	24,3
5	29°54′	71°12′	La Serena	32,1
6	30°14′	71°38′	DGF-Lengua de Vaca	34,6
7	32°08′	71°31′	CENMA- Pichidanguí	29,2
8	33°23′	70°47′	Pudahuel	30,3
9	33°26′	70°39′	Torre Entel	24,1
10	33°34′	70°31′	La Reina	22,4
11	33°34′	70°37′	La Platina	16,7
12	35°13′	72°17′	Putú	29,0
13	36°46′	73°03′	Concepción	40,0
14	36°47′	73°07′	ENAP- Bio Bio	43,5
15	38°45′	72°36′	Temuco	35,2
16	41°28′	73°07′	Puerto Montt	33,9
17	42°55′	72°48′	Chaitén	49,2
18	43°10′	73°43′	Quellón	49,7
19	43°38′	71°47′	Palena	38,2
20	45°35′	71°07′	Coyhaique	44,8
21	45°54′	71°72′	Balmaceda	47,5
22	46°32′	71°41′	Chile Chico	41,5
23	47°14′	72°55′	Cochrane	38,1
24	53°00′	70°51′	Punta Arenas	53,5
Estas velocidades han sido registradas principalmente en aeródromos y aeropuertos.				

Las velocidades básicas de la tabla anterior solo pueden ser utilizadas para zonas cercanas al lugar de medición siempre que no se encuentre en terrenos montañosos. Si no hay información de estaciones y la obra no está cercana a las estaciones expuestas en la tabla anterior, es posible usar la siguiente zonificación:

Tabla 3.20: Velocidad básica de viento para distintas zonas del país. Fuente: NCh432 Of.2010.

Latitud S°	Velocidad básica [m/s]
17°29′ - 27°	30
27° - 35°	35
35° - 42°	40
42° - 50°	50
50° - 56°32′	55

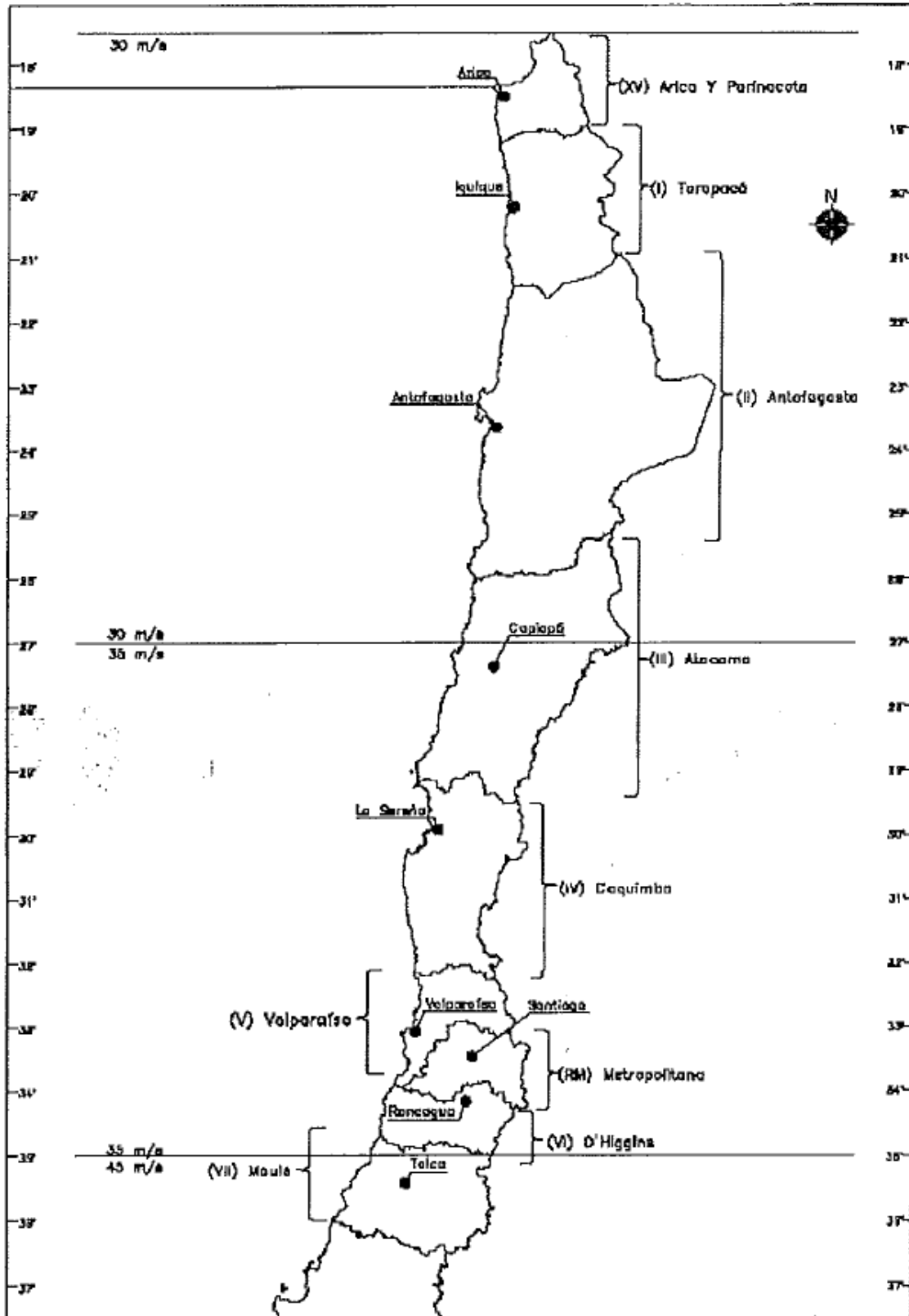


Figura 3.22: Zonificación por velocidades de viento zona centro-norte. Fuente: NCh432 Of.2010.

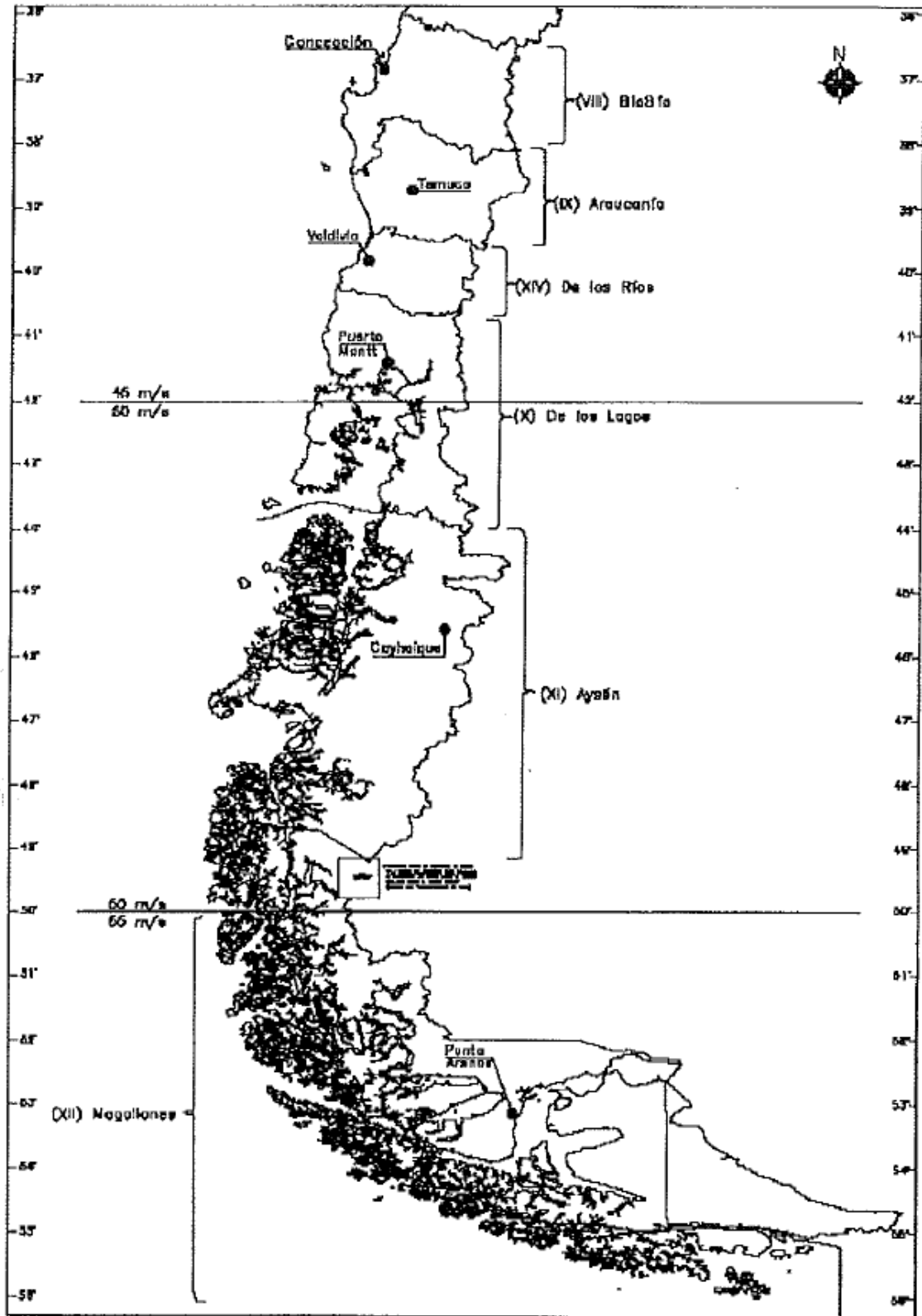


Figura 3.23: Zonificación por velocidades de viento zona centro-sur. Fuente: NCh432 Of.2010.

El factor de direccionalidad  $k_d$  se determina según la siguiente tabla. Estos factores solo podrán ser aplicados cuando se utilicen combinaciones de carga según la norma chilena NCh3171, dado que fueron calibrados con las combinaciones descritas en esa norma.

Tabla 3.21: Factor de direccionalidad del viento. Fuente: NCh432 Of.2010.

Tipo de estructura	$K_d$
Edificios: SPRFV	0,85
Elementos secundarios	0,85
Techos abovedados en arco	0,85
Chimeneas, estanques y estructuras similares:	
Cuadrados	0,90
Hexagonales	0,95
Circulares	0,95
Señalética sólida	0,85
Señalética sólida y marcos de estructuras enrejadas	0,85
Torres enrejadas sujetas con cables:	
Triangulares, cuadradas y rectangulares	0,85
Todas las demás secciones transversales	0,95

## II. Determinar factor de importancia

Primero se debe definir la categoría de la estructura según NCh3171, luego el factor de importancia resulta de la siguiente tabla.

Tabla 3.22: Factor de importancia de la estructura. Fuente: NCh432 Of.2010.

Categoría	Factor de importancia
I	0,87
II	1,00
III	1,15
IV	1,15

### III. Definir categoría de exposición y coeficiente de exposición $K_z$

Primero, se debe definir la rugosidad de la superficie de terreno, la que se determina a través de la topografía y vegetación. En el punto 7.6.3 se definen categorías de rugosidad de superficie.

- Rugosidad tipo B: áreas urbanas y suburbanas, áreas arboladas u otros terrenos con numerosos obstáculos poco espaciados de tamaño similar a una vivienda unifamiliar o mayor.
- Rugosidad tipo C: terrenos abiertos con obstrucciones dispersas con alturas menores que 9.1m
- Rugosidades tipo D: áreas planas y despejadas y superficies de agua. Esta categoría incluye terrenos planos barrosos, salidos y hielo sin quebrar.

Tanto la rugosidad como la exposición están definidas para dos sectores medidos de  $45^\circ$  desde el barlovento, como se muestra en la siguiente figura.

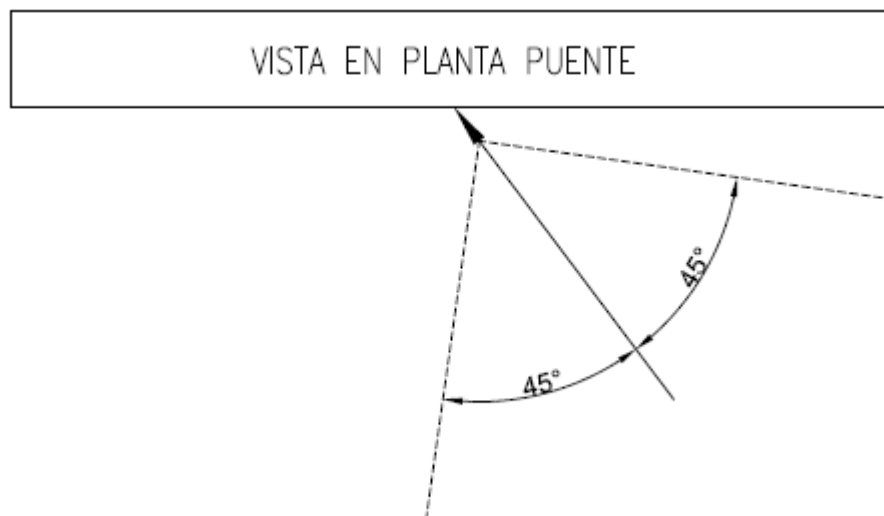


Figura 3.24: Sectores de definición de rugosidad y exposición.

De donde la flecha indica la acción del viento del barlovento. Luego, las categorías de exposición están definidas según el punto 7.6.4.

- Exposición B: debe ser aplicada donde prevalezcan condiciones de rugosidad Tipo B en dirección del barlovento por una distancia de al menos 792 m o 20 veces la altura del edificio.
- Exposición C: se debe aplicar para casos que no cumplan exposición B ni D.
- Exposición D: debe ser aplicada donde prevalezcan condiciones de rugosidad Tipo C en dirección del barlovento por una distancia de al menos 1524 m o 20 veces la altura

del edificio. En la dirección del sotavento, se debe tener una rugosidad tipo B o C por una distancia de 200 m o 20 veces la altura del edificio.

Para zonas de transición, se busca la opción más desfavorable. El coeficiente de exposición se puede obtener de la siguiente tabla.

Tabla 3.23: Coeficiente de exposición a la distribución de velocidades. Fuente: NCh432 Of.2010.

Altura sobre el nivel del suelo, z [m]	Exposición			
	B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
0-4,6	0,70	0,57	0,85	1,03
5,1	0,70	0,62	0,90	1,08
7,6	0,70	0,66	0,94	1,12
9,1	0,70	0,70	0,98	1,16
12,2	0,76	0,76	1,04	1,22
15,2	0,81	0,81	1,09	1,27
18,0	0,86	0,85	1,13	1,31
21,3	0,89	0,89	1,17	1,34
24,4	0,93	0,93	1,21	1,36
27,4	0,96	0,96	1,24	1,40
30,5	0,99	0,99	1,26	1,43
35,6	1,04	1,04	1,31	1,48
42,7	1,09	1,09	1,36	1,52
48,8	1,13	1,13	1,39	1,55
54,9	1,17	1,17	1,43	1,58
61,0	1,20	1,20	1,46	1,61
76,2	1,28	1,28	1,53	1,68
91,4	1,35	1,35	1,59	1,73
106,7	1,41	1,41	1,64	1,78
121,9	1,47	1,47	1,69	1,82
137,2	1,52	1,52	1,73	1,86
152,4	1,56	1,56	1,77	1,89

El caso 1 no aplica para puentes de gran altura, solo se deben considerar los valores de caso 2.

Alternativamente, se puede calcular de la siguiente manera.

$$K_z = \begin{cases} 2.01 \cdot \left(\frac{z}{z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}} & 4.6 \text{ m} \leq z \leq z_g \\ 2.01 \cdot \left(\frac{4.6}{z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}} & z < 4.6 \text{ m} \end{cases}$$

*Ecuación 3.33: Coeficiente de exposición de la distribución de velocidades.*

De donde:

$z$  = Altura sobre el nivel del suelo

$z_g$  = Altura nominal de la capa límite atmosférica según Tabla 3.25

$\alpha$  = Exponente de la ley de potencia de la velocidad de ráfaga de 3 segundos según Tabla 3.25

#### IV. Determinar factor topográfico $K_{zt}$

La existencia de cambios abruptos en la topografía produce un cambio en la velocidad del viento como se muestra en la siguiente figura.

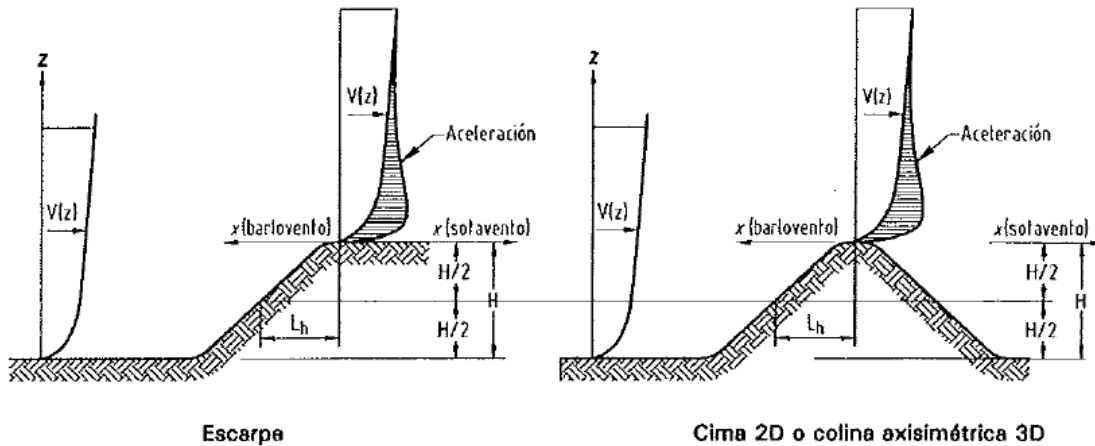


Figura 3.25: Efectos topográficos sobre la velocidad del viento. Fuente: NCh432 Of.2010.

Independiente de la exposición, la irregularidad topográfica debe cumplir lo siguiente:

- Debe estar aislada en una distancia igual a 100 veces la altura topográfica del elemento contiguo o 3.22 km.
- Debe tener una altura mayor que dos o más veces a la altura de las singularidades topográficas adyacentes en un radio de 3.22 km en cualquier cuadrante.
- La estructura está localizada en la mitad superior de una colina o en la cima o cerca de la cima de escarpe.
- La altura de la singularidad topográfica ( $H$ ) dividida la distancia de barlovento horizontal desde la altura máxima de la singularidad y la altura media ( $L_h$ ) es mayor o igual a 0.2
- $H$  es mayor o igual que 4.5 m para exposiciones C y D y a 18.3 m para exposiciones B.

Si no se cumple alguna de las condiciones anteriormente descrita, el factor topográfico,  $K_{zt}$ , debe tomarse como 1, en caso contrario resulta:

$$K_z = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

*Ecuación 3.34: Factor topográfico.*

De donde los factores  $K_i$  resultan de la siguiente tabla:

*Tabla 3.24: Factores topográficos. Fuente: NCh432 Of.2010.*

H/L <sub>h</sub>	Factor K <sub>1</sub>			x/L <sub>h</sub>	Factor K <sub>2</sub>		z/L <sub>h</sub>	Factor K <sub>3</sub>		
	Cima 2D	Escarpe 2D	Colina 3D		Cima 2D	Todos los otros casos		Cima 2D	Escarpe 2D	Colina 3D
0,20	0,29	0,17	0,21	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
0,25	0,36	0,21	0,26	0,50	0,88	0,67	0,10	0,74	0,78	0,67
0,30	0,43	0,26	0,32	1,00	0,75	0,33	0,20	0,55	0,61	0,45
0,35	0,51	0,30	0,37	1,50	0,63	0,00	0,30	0,41	0,47	0,30
0,40	0,58	0,34	0,42	2,00	0,50	0,00	0,40	0,30	0,37	0,20
0,45	0,65	0,38	0,47	2,50	0,38	0,00	0,50	0,22	0,29	0,14
0,50	0,72	0,43	0,53	3,00	0,25	0,00	0,60	0,17	0,22	0,09
-	-	-	-	3,50	0,13	0,00	0,70	0,12	0,17	0,06
-	-	-	-	4,00	0,00	0,00	0,80	0,09	0,14	0,04
-	-	-	-	-	-	-	0,90	0,07	0,11	0,03
-	-	-	-	-	-	-	1,00	0,05	0,08	0,02
-	-	-	-	-	-	-	1,50	0,01	0,02	0,00
-	-	-	-	-	-	-	2,00	0,00	0,00	0,00

- 1) Para valores de H/L<sub>h</sub>, x/L<sub>h</sub>, z/L<sub>h</sub> que no sean los mostrados en tabla, se permite interpolación lineal.
- 2) Para H/L<sub>h</sub> > 0,5, se debe asumir H/L<sub>h</sub> = 0,5 para evaluaciones de K<sub>1</sub> y sustituir 2H por L<sub>h</sub> para evaluar K<sub>2</sub> y K<sub>3</sub>.
- 3) Los factores se basan en el supuesto de que el viento se aproxima a la colina o escarpe a lo largo de la dirección de máximas pendientes.
- 4) Notación:
- H = altura de una colina o escarpe relativa al terreno desde donde viene el viento, expresada en metros;
  - L<sub>h</sub> = distancia de barlovento de la cima de la colina o escarpe, donde la diferencia en la elevación del suelo es la mitad de la altura de la colina o escarpe, expresada en metros
  - K<sub>1</sub> = Factor que representa la forma del rasgo topográfico y el efecto del incremento de velocidad;
  - K<sub>2</sub> = factor que representa la reducción del incremento de velocidad con la distancia a la cima, para barlovento o sotavento;
  - K<sub>3</sub> = factor que representa la reducción del incremento de velocidad con la distancia a la cima, para barlovento o sotavento;
  - x = distancia hacia barlovento o sotavento de la cima al edificio, expresada en metros;
  - z = altura sobre el nivel de suelo, expresada en metros;



## V. Determinar factor del efecto ráfaga $G_f$

Para estructuras flexibles o susceptibles a efectos dinámicos, el factor  $G_f$  y el factor de respuesta de fondo  $Q$  se calculan utilizando las siguientes formula:

$$G_f = 0.925 \cdot \left( \frac{1 + 1.7 \cdot I_{\bar{z}} \cdot \sqrt{11.56 \cdot Q^2 + g_R^2 \cdot R^2}}{1 + 5.78 \cdot I_{\bar{z}}} \right) \quad \text{Ecuación 3.35: Factor efecto de ráfaga.}$$

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \cdot \left(\frac{B + h}{L_{\bar{z}}}\right)^{0.63}}} \quad \text{Ecuación 3.36: Factor de respuesta de fondo.}$$

De donde:

$$g_R = \sqrt{2 \cdot \ln(3600n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \cdot \ln(3600n_1)}}$$

$$I_{\bar{z}} = c \cdot \left(\frac{10}{\bar{z}}\right)^{1/6} \quad ; \quad L_{\bar{z}} = I \cdot \left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\epsilon}}$$

Con:

$n_1$  = frecuencia fundamental de la estructura, igual a  $1/T$  con  $T$  periodo fundamental

$B$  = Dimensión horizontal de la estructura medido normal a la dirección del viento, en este caso largo del puente.

$I_{\bar{z}}$  = Intensidad de turbulencia a una altura  $\bar{z}$

$L_{\bar{z}}$  = Escala de longitud integral de turbulencia

$\bar{z}$  = Altura equivalente de la estructura, igual a  $0.6h$ , con  $h$  altura media de techo (en este caso altura máxima del puente desde punto más bajo de quebrada o superficie de lecho de río). No se debe tomar menor a  $z_{\text{mín}}$  definido en la Tabla 3.25

$c, I, \bar{\epsilon}$  = Constantes de terreno de exposición definido en la Tabla 3.25

$R$  = Factor de respuesta resonante

Tabla 3.25: Constantes de terreno. Fuente: NCh432 Of.2010.

Exposición	$\alpha$	$z_g$ [m]	$\hat{\alpha}$	$\hat{\beta}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	$c$	$l$	$\bar{\epsilon}$	$z_{min}$ [m]
B	7	365,76	1/7	0,84	1/4	0,45	0,3	97,54	1/3	9,14
C	9,5	274,32	1/9,5	1	1/6,5	0,65	0,2	152,3	1/5	4,57
D	11,5	213,36	1/11,5	1,07	1/9	0,8	0,15	198,12	1/8	2,13

El factor R de respuesta resonante se obtiene de la siguiente formula:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} \cdot R_n \cdot R_h \cdot R_B \cdot (0.53 + 0.47 \cdot R_L)} \quad \text{Ecuación 3.37: Factor de respuesta resonante.}$$

De donde:

$$R_n = \frac{7.47 \cdot N_1}{(1 + 10.3 \cdot N_1)^{5/3}}$$

$$N_1 = \frac{n_1 \cdot L_{\bar{z}}}{\bar{V}_{\bar{z}}}$$

$$R_l = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2 \cdot \eta^2} \cdot (1 - e^{-2\eta})$$

$$\bar{V}_{\bar{z}} = \bar{b} \cdot \left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\alpha}} \cdot V$$

Si  $\eta = 0$ ,  $R_l = 1$ . El subíndice l será h, B o L según corresponda:

- $R_l = R_h$  cuando  $\eta = \frac{4.6 \cdot n_1 \cdot h}{\bar{V}_{\bar{z}}}$
- $R_l = R_B$  cuando  $\eta = \frac{4.6 \cdot n_1 \cdot \epsilon \cdot B}{\bar{V}_{\bar{z}}}$
- $R_l = R_L$  cuando  $\eta = \frac{15.4 \cdot n_1 \cdot L}{\bar{V}_{\bar{z}}}$

Con:

$\bar{V}_{\bar{z}}$  = Velocidad media del viento a una altura

$\beta$  = Coeficiente de amortiguamiento crítico

$\bar{b}$ ,  $\bar{\alpha}$  = Constantes de terreno de exposición según Tabla 3.25

$\epsilon$  = Relación entre área sólida y área bruta

$V$  = Velocidad básica del viento

## VI. Distribución de velocidades

La distribución de velocidades  $q_z$  para una altura  $z$  se calcula según la siguiente expresión:

$$q_z = 0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I \quad \text{Ecuación 3.38: Distribución de velocidades}$$

De donde:

$q_z$  = Distribución de velocidades en  $N/m^2$

$K_z$  = Coeficiente de exposición

$K_{zt}$  = factor topográfico evaluado a la altura máxima del puente

$K_d$  = Coeficiente de direccionalidad

$I$  = Factor de importancia

$V$  = Velocidad básica del viento en m/s

## VII. Coeficiente de presión interna $GC_{pi}$

El coeficiente de presión interna,  $GC_{pi}$ , toma valor cero para estructuras abiertas

## VIII. Coeficiente de presión externa $C_p$

Se obtiene a partir de la siguiente tabla:

Tabla 3.26: Valores de coeficiente de presión externa. Fuente: NCh432 Of.2010.

Superficie	L/B	$C_p$
Muros a barlovento	Todos los valores	0,8
Muros a sotavento	0 - 1	-0,5
	2	-0,3
	$\geq 4$	-0,2

De donde L corresponde al ancho de la sección de puente y B al largo total del puente.

## IX. Carga de viento

Para de la superficie en directo contacto con el viento, es decir las elevaciones laterales del puente, la carga de viento queda determinada por la siguiente expresión.

$$p = q_z(h) \cdot G_f \cdot C_p$$

*Ecuación 3.39: Presión de viento para superficie lateral de puente.*

De donde  $C_p$  depende si se está aplicando a barlovento o sotavento. La aplicación de la carga puede ser distribuida en los elementos o tributada en los nodos, esto queda a juicio del experto.

El **método 3** consiste en el túnel de viento. Este método además de entregar las cargas de viento sobre la estructura también da información sobre el comportamiento dinámico del sistema frente a esta carga. Según la norma, es necesario túnel de viento cuando:

- la estructura sea de altura considerable donde el diseño quede controlado por la carga estática de viento.
- la estructura posee una geometría irregular, lo que produce velocidades diferenciales de viento en la superficie de la estructura, por ende, genera una respuesta dinámica que debe ser estudiada con túnel de viento.
- existen obstrucciones en el barlovento que producen vórtices y cambios de velocidades en el viento.

Se recomienda evaluar el uso de esta herramienta aún cuando no se cumple ninguno de los tres criterios anteriormente señalados. La experiencia ha determinado que, ante velocidades constantes de viento en un determinado intervalo de tiempo, la respuesta dinámica es variada y poco predecible, pudiendo ocasionar graves daños a la estructura debido a deformaciones producidas por resonancia.

### 4. Carga de temperatura (T)

Todas las estructuras y elementos deberán diseñarse para resistir cargas o efectos producidos por las deformaciones debido a variaciones de la temperatura ambiental y a gradientes de temperatura dentro de los elementos.

Los datos de temperatura histórica se pueden obtener de los registros del Instituto de Investigaciones Agropecuarias (INIA), el cual pone a disposición los datos obtenidos por las estaciones meteorológicas dispuestas a lo largo de todo Chile. La Dirección Meteorológica de Chile también dispone de datos históricos.

## 5. Carga sísmica (E)

A la fecha, no existe una norma que aplique específicamente a puentes destinados al transporte de relaves, en consecuencia, los resultados deben estar debidamente respaldados. Cabe destacar que este tipo de estructura es crítica debido a que ante una posible falla estructural generaría un gran impacto en el medio ambiente, población y producción, por tanto, el análisis sísmico se corresponde con los coeficientes de importancia más altos y los análisis sísmicos más rigurosos.

A grandes rasgos, los análisis elásticos de carga sísmica son dos: análisis estático equivalente y análisis modal espectral. A continuación, se presentan tres metodologías para calcular el espectro de diseño para el análisis modal espectral según normas y métodos que más se ajustan a un puente de relave.

### I. Manual de Carreteras: Volumen 3 – Edición 2018

El punto 3.1004.309(3) especifica que el método modal espectral expuesto en el Manual de Carreteras se aplica a puentes **altos, simplemente apoyados y continuos**, con tramos libres no superiores a 70 metros. El espectro de diseño se calcula según la siguiente expresión:

$$S_a(T) = \begin{cases} 1.5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_0 & T \leq T_1 \\ \frac{1.5 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{T^{\frac{2}{3}}} & T > T_1 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3.40: Espectro elástico de diseño} \\ \text{según Manual de Carreteras: Vol. 3} \end{array}$$

De donde:

$K_1$  = Coeficiente de importancia en función de otro coeficiente de importancia (CI).

$T_1$  y  $K_2$  = Constantes espectrales

$S$  = Coeficiente de suelo en función del tipo de suelo

$A_0$  = Aceleración efectiva máxima

$T$  = Periodo fundamental de la estructura

A continuación, se detalla cómo obtener cada parámetro:

- Aceleración efectiva máxima ( $A_0$ )

El manual de carreteras define la siguiente zonificación sísmica por región:

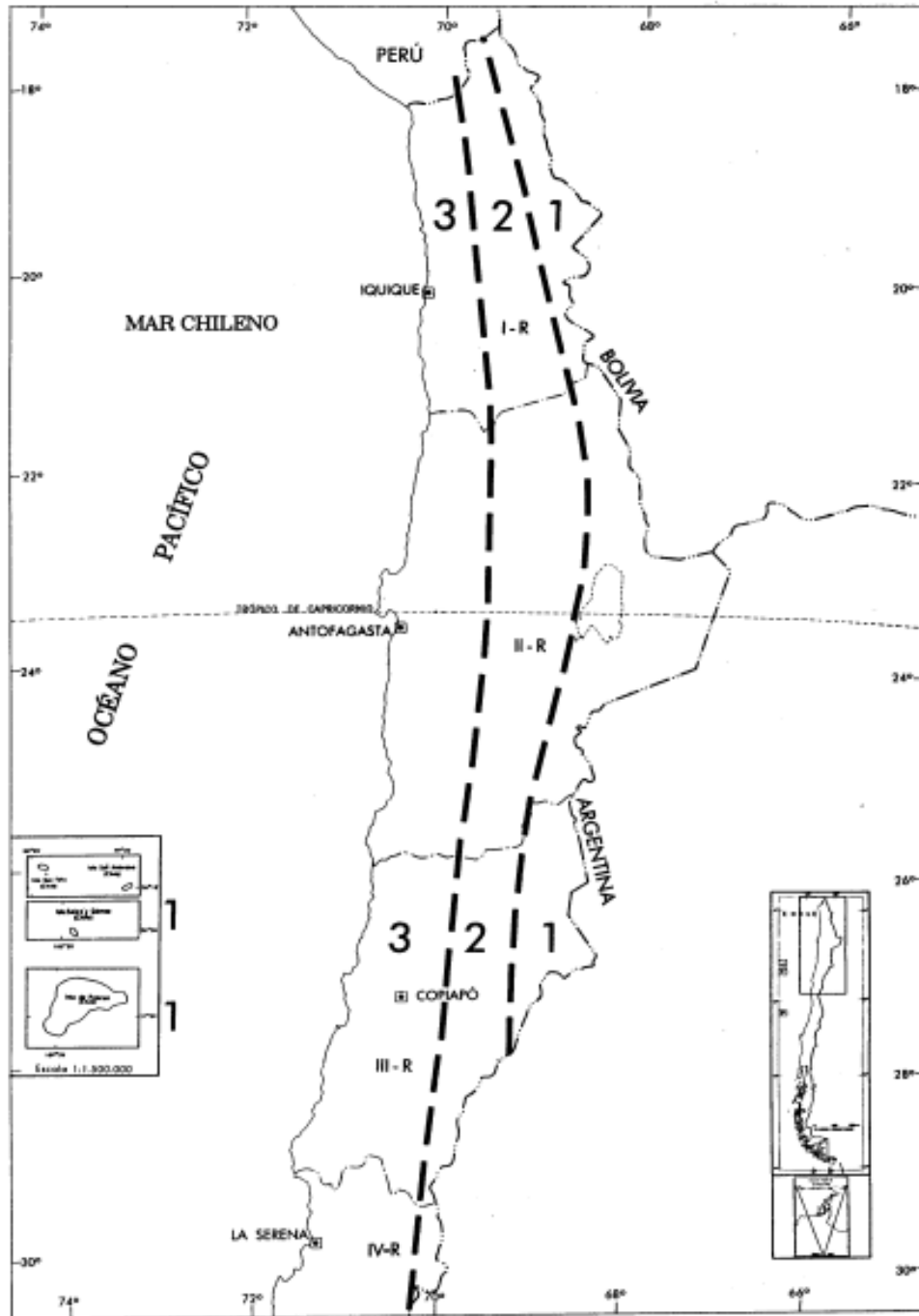


Figura 3.26: Zonificación sísmica de las Regiones I, II y III. Fuente: Manual de Carreteras: Vol. 3.

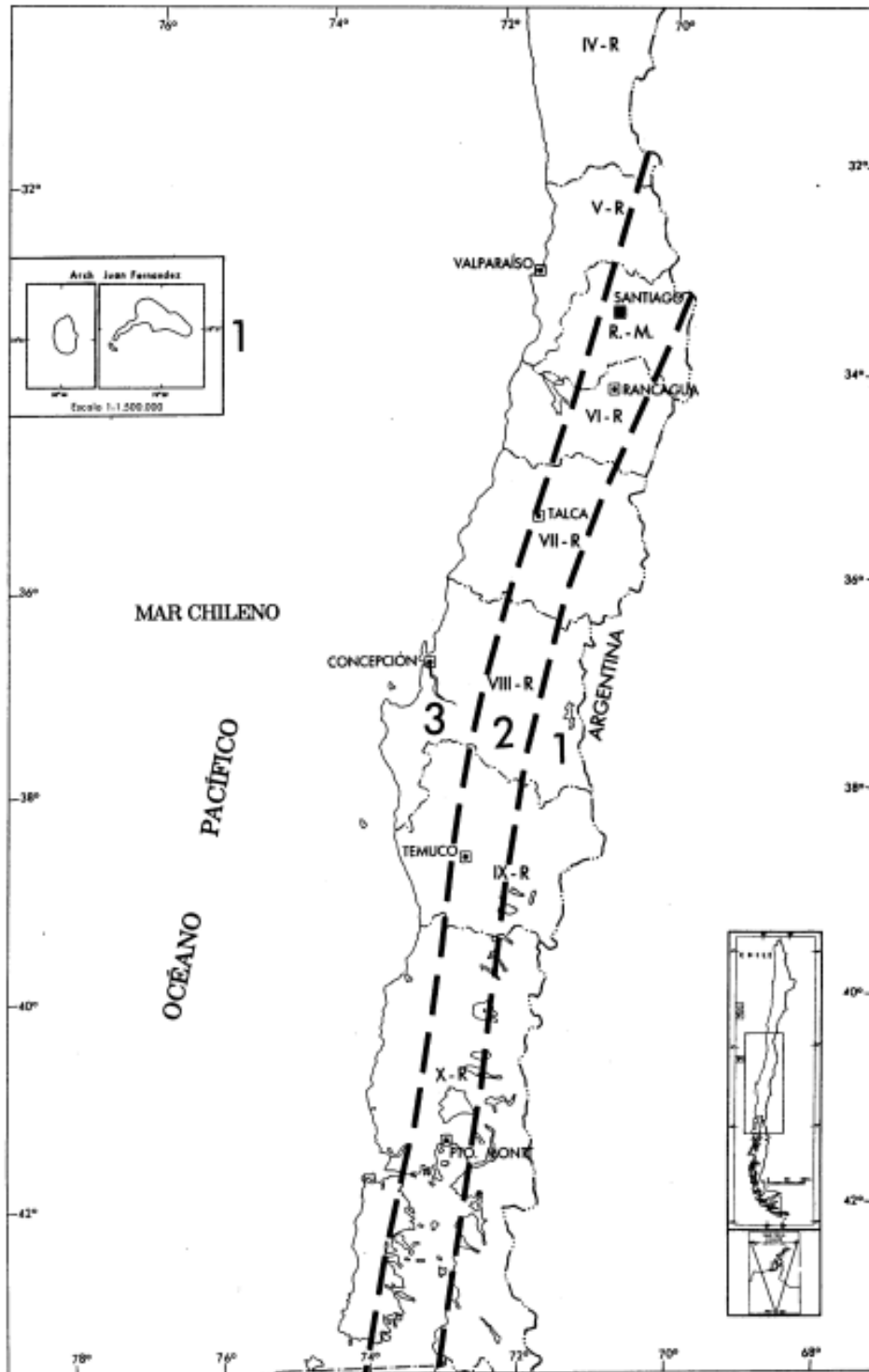


Figura 3.27: Zonificación sísmica de las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X y Región Metropolitana. Fuente: Manual de Carreteras: Vol. 3.

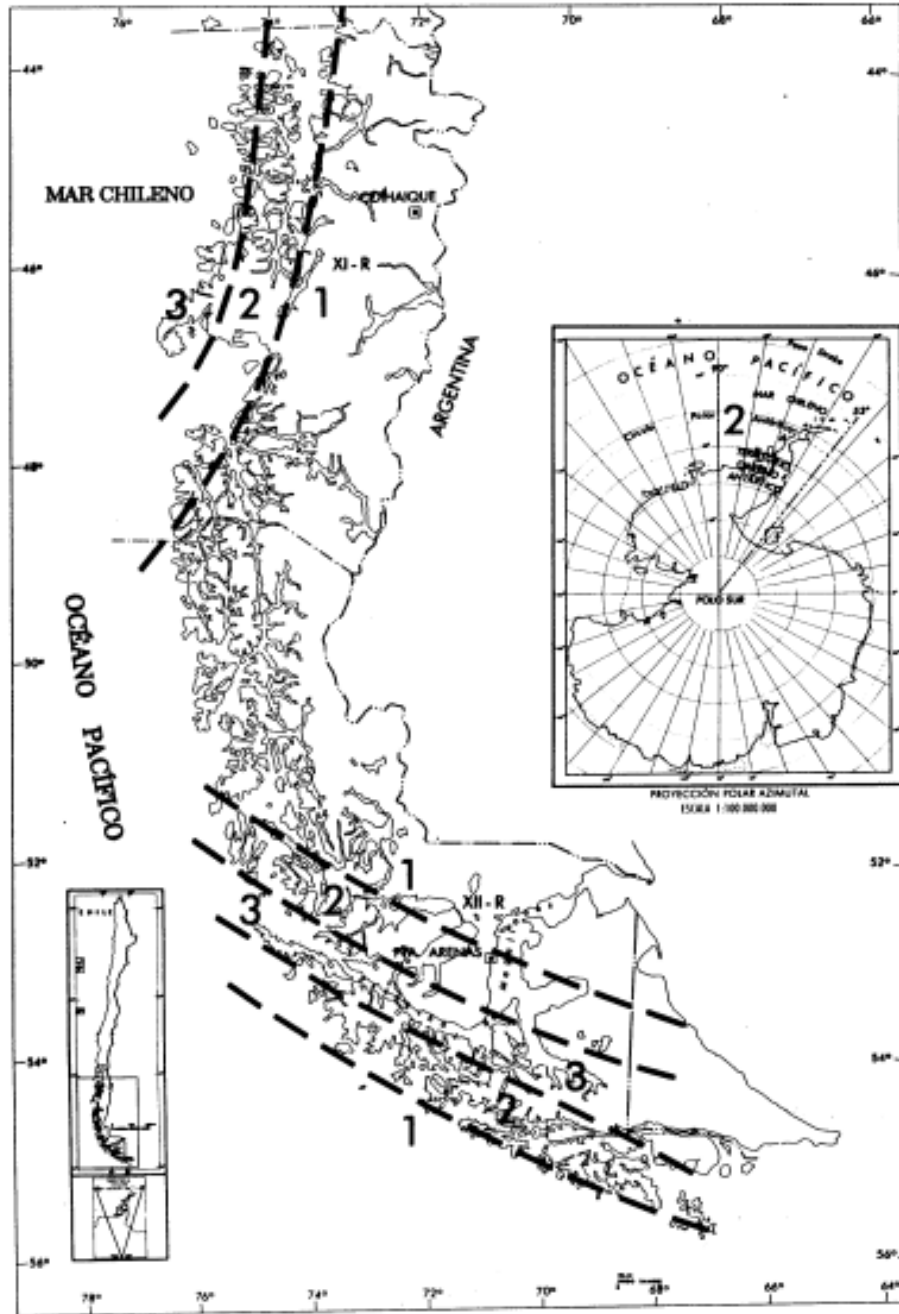


Figura 3.28: Zonificación sísmica de las Regiones XI y XII. Fuente: Manual de Carreteras: Vol. 3.

Luego, la aceleración máxima de suelo ( $a_0$ ) y la aceleración máxima efectiva son:

Tabla 3.27: Aceleración máxima de suelo y efectiva por zona según Manual de Carreteras: Vol. 3.

Zona sísmica	$a_0$ [-]	$A_0$ [-]
1	0.3g	0.2g
2	0.4g	0.3g
3	0.5g	0.4g



- Constantes espectrales ( $T_1$  y  $K_2$ )

Se definen 4 tipos de suelo de fundación según características geotécnicas, morfológicas y de propagación de ondas.

Tabla 3.28: Tipos de suelo según Manual de Carreteras: Vol 3.

Tipo de suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de onda de corte in-situ igual o mayor que 800 m/s, o bien resistencia a la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%. Si el espesor de la roca es inferior a 20 m, el suelo se clasificará como del tipo del suelo subyacente a la roca.
II	Suelo con velocidad de propagación de onda de corte in-situ igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad: o bien, Grava densa, con peso unitario seco igual o mayor que 20 kN/m <sup>3</sup> o índice de densidad ID(DR) (densidad relativa) mayor que 75%, o índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normaliza a presión efectiva de sobrecarga de 0.1 MPa), o grado de compactación superior a 95% del valor de Proctor modificado; o bien, Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado igual o mayor que 0.1 MPa (resistencia a la compresión simple igual o mayor que 0.2 MPa) en probetas sin fisuras. En todos los casos, las condiciones indicadas deberán cumplirse independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor a 20 m, el suelo clasificará como tipo I. Si el espesor del suelo tipo II sobre suelo tipo III y IV es inferior a 20 m, el suelo se clasifica como del tipo del suelo subyacente, esto es tipo III o IV, según corresponda.
III	Arena permanentemente no saturada, con ID(DR) entre 55% y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,1 MPa); o bien, Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que 95% del valor Proctor modificado; o bien, Suelo cohesivo con resistencia al corte no drenado entre 0.05 y 0.1 MPa (resistencia a la compresión simple entre 0,05 y 0,2 MPa) independiente del nivel freático; o bien, Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,1 MPa). Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo clasificara como tipo II. Si el espesor del suelo III sobre el suelo IV es inferior a 25 m, se clasificará como tipo IV.
IV	Suelo cohesivo saturado con resistencia al corte no drenado menor a 0.025 MPa (resistencia a la compresión simple menor a 0.05 MPa) Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre el suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se clasificará como tipo III.

Luego, las constantes la determinan la siguiente tabla:

Tabla 3.29: Constantes espectrales. Fuente: Manual de Carreteras: Vol 3.

Tipo de suelo	$T_1$ [-]	$K_2$ [-]
I	0.2	0.513
II	0.3	0.672
III	0.7	1.182
IV	1.1	1.598

- Coeficiente de importancia ( $K_1$ )

Se obtiene en base a otro coeficiente de importancia (CI), el cual para caso de puentes esenciales toma un valor de  $CI = I$  que se corresponde con  $K_1 = 1.0$  según tabla 3.1004.309(1).A del Manual de Carreteras: Vol. 3 (no se especifica un CI para estructuras críticas).

Para el método modal espectral, el corte basal no podrá ser menor que

$$Q_{\min} = 0.2 \cdot K_1 \cdot A_0 \cdot \frac{P}{g} \cdot S \quad \text{Ecuación 3.41: Corte basal mínimo.}$$

De donde P es el peso sísmico del puente.

El método del coeficiente sísmico también puede ser utilizado, pero confiere una exactitud menor en los cálculos en comparación al método modal espectral. El coeficiente sísmico se calcula como sigue:

$$K_h(T_n) = \begin{cases} 1.5 \cdot K_1 \cdot S \cdot A_0 / g & T_n \leq T_1 \\ \frac{1.5 \cdot K_2 \cdot S \cdot A_0}{g \cdot T_n^{2/3}} & T_n > T_1 \end{cases} \quad \text{Ecuación 3.42: Coeficiente sísmico horizontal según Manual de Carreteras: Vol. 3}$$

El valor mínimo para el coeficiente sísmico es de 0,1.

En ambos métodos, las fuerzas sísmicas para efectos de diseño deben ser divididas por el factor de reducción (R). El valor de este parámetro expuesto en el Manual de Carreteras no se ajusta a la estructuración, materialidad y criticidad de los puentes que abarca esta guía, por tanto, no son válidos. Se recomienda un estudio aparte para determinar que factor de reducción usar o utilizar la referencia de la AASHTO LRFD el cual adopta un valor de 1,5 para puentes críticos.

El método modal espectral resulta más riguroso respecto al método estático de coeficiente sísmico dado que se obtiene una mayor información sobre el comportamiento dinámico de la estructura ante el sismo, entregando resultados de tensión-deformación a partir de las combinaciones de los diferentes modos de vibrar de la estructura. Además, al ser menos riguroso, el método del coeficiente sísmico entrega resultados más conservadores respecto al método modal espectral, por ende, es de esperar una estructura más pesada y, en consecuencia, de mayor costo. El método modal espectral requiere el análisis de tantos modos de vibrar como sea necesario para mover, como mínimo, el 90% de la masa sísmica en ambos ejes ortogonales de análisis.

## II. AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – 8<sup>th</sup> edition, 2017

La AASHTO define en la tabla 4.7.4.3.1-1 que el análisis mínimo para puentes críticos con más de un tramo es el método modal espectral. Esta norma define los siguientes tipos de suelo:

Tabla 3.30: Clasificación de suelos. Fuente: AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – Tabla 3.10.3.1-1 – “Site Class Definitions”.

Site Class	Soil Type and Profile
A	Hard rock with measured shear wave velocity, $\bar{v}_s > 5,000$ ft/s
B	Rock with $2,500$ ft/sec $< \bar{v}_s < 5,000$ ft/s
C	Very dense soil and soil rock with $1,200$ ft/sec $< \bar{v}_s < 2,500$ ft/s, or with either $\bar{N} > 50$ blows/ft, or $\bar{s}_u > 2.0$ ksf
D	Stiff soil with $600$ ft/s $< \bar{v}_s < 1,200$ ft/s, or with either $15 < \bar{N} < 50$ blows/ft, or $1.0 < \bar{s}_u < 2.0$ ksf
E	Soil profile with $\bar{v}_s < 600$ ft/s or with either $\bar{N} < 15$ blows/ft or $\bar{s}_u < 1.0$ ksf, or any profile with more than 10.0 ft of soft clay defined as soil with $PI > 20$ , $w > 40$ percent and $\bar{s}_u < 0.5$ ksf
F	Soils requiring site-specific evaluations, such as: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Peats or highly organic clays (<math>H &gt; 10.0</math> ft of peat or highly organic clay where <math>H</math> = thickness of soil)</li> <li>• Very high plasticity clays (<math>H &gt; 25.0</math> ft with <math>PI &gt; 75</math>)</li> <li>• Very thick soft/medium stiff clays (<math>H &gt; 120</math> ft)</li> </ul>

De donde:

$\bar{v}_s$  = Velocidad de onda de corte promedio los primeros 100 pies de suelo.

$\bar{N}$  = Numero de golpes por pie promedio, resultado de ensayo SPT para los primeros 100 pies de suelo

$\bar{s}_u$  = Esfuerzo de corte no drenado promedio para los primeros 100 pies de suelo

$PI$  = Índice de plasticidad

$w$  = Contenido de humedad

Luego, el espectro de diseño elástico está determinado por el siguiente gráfico.

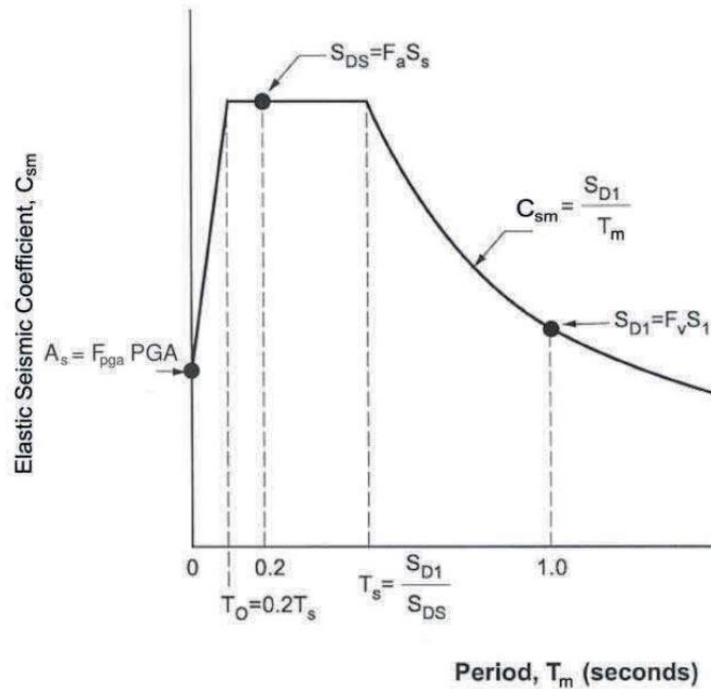


Figura 3.29: Espectro de respuesta de diseño. Fuente: AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – Figura 3.10.3.1-1 – “Design Response Spectrum”.

Los coeficientes PGA (aceleración máxima del suelo),  $S_s$  y  $S_l$  coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para periodos cortos (0.2 seg.) y largos respectivamente, se disponen en las figuras 3.10.2.1-1 a 3.10.2.1-21 de la AASHTO, pero están definidas solo para territorio estadounidense. Para el territorio local, se deben tener a disposición mapas locales con estos datos según zona o tener estudios específicos de la zona de emplazamiento.

Los coeficientes  $F_{pga}$ ,  $F_a$  y  $F_v$  corresponde a factores de sitio y se especifican en las siguientes tablas:

Tabla 3.31: Coeficiente de sitio  $F_{pga}$ . Fuente: AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – Tabla 3.10.3.2-1 – “Values of Site Factor,  $F_{pga}$ , at Zero-Period on Acceleration Spectrum”.

Site Class	Peak Ground Acceleration Coefficient (PGA)				
	PGA < 0.10	PGA = 0.20	PGA = 0.30	PGA = 0.40	PGA > 0.50
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	*	*	*	*	*

Tabla 3.32: Coeficiente de sitio  $F_a$ . Fuente: AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – Tabla 3.10.3.2-2 – “Values of Site Factor,  $F_a$ , for Short-Period Range of Acceleration Spectrum”.

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 0.2 sec ( $S_s$ )				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	*	*	*	*	*

Tabla 3.33: Coeficiente de sitio  $F_v$ . Fuente: AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – Tabla 3.10.3.2-3 – “Values of Site Factor,  $F_v$ , for Long-Period Range of Acceleration Spectrum”.

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 1.0 sec ( $S_1$ )				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	*	*	*	*	*

Para valores intermedios se debe interpolar linealmente y para suelos de tipo F se debe realizar un estudio de riesgo sísmico para el sitio de emplazamiento de la obra.

Si bien esta norma no está destinada a puentes que transportan sustancias peligrosas, define un factor de reducción (R) en la Tabla 3.10.7.1-1 – “*Response Modification Factors – Substructures*” de la AASHTO para puentes críticos igual a 1.5, valor que se ha utilizado en los diseños de puentes existentes.

### 3.7.5. Combinaciones de carga y control de deformaciones

El diseño se realiza mediante el método de Tensiones Admisibles (ASD) expuesto en la norma AISC 360-16. Las combinaciones de carga se dividen en:

- Combinación 1 – Operacional: considera operación normal del puente, faenas menores de mantención y viento normal. Se limita la tensión máxima del acero a un 60% de la fluencia.
- Combinación 2 – Eventual embancamiento: considera la ocurrencia del embancamiento y, por tanto, faenas de mantención mayores. Se limita la tensión máxima del acero a un 75% de la fluencia.
- Combinación 3 – Eventual viento: considera la ocurrencia de viento máximo durante la operación normal del puente. Se limita la tensión máxima del acero a un 80% de la fluencia.
- Combinación 4 – Eventual sísmica: considera la ocurrencia del sismo máximo probable durante la operación normal del puente. Se limita la tensión máxima del acero a un 80% de la fluencia.
- Combinación 5 – Temperatura: considera las grandes **deformaciones** debido a efectos de gradientes de temperatura. Se determina que el acero puede alcanzar el 100% de fluencia.

Tabla 3.34: Combinaciones de carga según tensiones admisibles.

Combinación	PP <sup>(i)</sup>	Coper	Cemb	TUB	SCoper	SCman	Temp	Viento	Sismo	FS
COMB1	1,00	1,00		1,00	1,00			0,50 <sup>(ii)</sup>		1,00
COMB2	1,00		1,00	1,00	1,00	1,00		0,25		1,25
COMB3	1,00	1,00		1,00	1,00			1,00		1,33
COMB4 <sup>(iii)</sup>	1,00	1,00		1,00				0,25	1,00	1,33
COMB5	1,00	1,00		1,00			1,00	0,50		1,67

(i) PP incluye peso propio estructura, elementos secundarios y peso canaleta.

(ii) Se considera como carga de viento en operación como la mitad de la carga de viento calculada según NCh432 Of.2010.

(iii) COMB4 se aplica tanto para sismo en X e Y. COMB4\_X incluye un 30% de sismo en Y y viceversa, según especifica manual de carreteras.

En la siguiente tabla se exponen los factores de seguridad al deslizamiento (FSd) y volcamiento (FSv) para evaluar la estabilidad de las fundaciones según método de Tensiones Admisibles (ASD).

Tabla 3.35: Factores de seguridad para evaluar estabilidad en fundaciones.

Combinación	FSd	FSv
COMB1	2,00	1,50
COMB2	2,00	1,50
COMB3	1,75	1,50
COMB4	1,50	1,25
COMB5	1,30	1,15

Para deformaciones, la norma NCh 427/1 Of. 2016 – *Estructuras de acero – Parte 1*, detalla textualmente que “las deformaciones en miembros y sistemas estructurales bajo combinaciones de carga de servicios apropiadas no deben afectar la condición de servicio de la estructura”, es decir, no impone una deformación máxima fija para elementos o sistemas estructurales, basta con adoptar un criterio en el cual la serviciabilidad de la estructura no se vea afectada por deformaciones.

Como referencia de otros proyectos, se utilizan los siguientes criterios de deformación para cargas de servicio: PP(oper)+SCoper+SCman.

- Enrejados en su plano de flexión, debido a peso propio más sobrecarga, ambas en operación: 1/700 de la luz del tramo.
- Deformación debido a cargas dinámicas horizontales de viento o sismo: 1/500 de la luz del tramo con respecto al alineamiento de sus puntos extremos.
- Cambio máximo de pendiente de 0,2% para cargas en operación la cual se ajusta en obra para evitar cambios en el flujo.

La deformación debido a peso propio de la estructura se compensa con contraflecha, por tanto, las deformaciones a evaluar **no** consideran peso propio de la estructura.

### 3.8. Impacto ambiental

Actualmente, el tema ambiental es crítico en cualquier proyecto, sobre todo cuando se trata de minería y en especial cuidado con el transporte de relave. El relave contiene elementos químicos muy dañinos para el medio ambiente y el ser humano, lo que se traduce en que cualquier filtración de este fluido puede significar una catástrofe ambiental.

La legislación del país es muy estricta al respecto e indica en la Ley sobre Bases Generales del Medio Ambiente (Ley N°19.300, 1994), en su artículo decimo, lo siguiente:

*“Artículo 10.- Los proyectos o actividades susceptibles de causar impacto ambiental, en cualesquiera de sus fases, que deberán someterse al sistema de evaluación de impacto ambiental, son los siguientes:*

*j) Oleoductos, gasoductos, ductos mineros u otros análogos*

*ñ) Producción, almacenamiento, transporte, disposición o reutilización habituales de sustancias tóxicas, explosivas, radioactivas, inflamables, corrosivas o reactivas.”*

En consecuencia, resulta obligatoria la evaluación ambiental en un proyecto de transporte de relave. Ahora, el Sistema de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA) se puede llevar a cabo según dos informes: Declaración de Impacto Ambiental (DIA) o Estudio de Impacto Ambiental (EIA). El estudio constituye un documento mucho más detallado que la declaración. El EIA describe de manera detallada la actividad a realizar, proporcionando antecedentes fundados para la predicción e identificación de las consecuencias ambientales. Además, debe explicar las acciones que se llevarán a cabo para minimizar el efecto de la actividad. Mientras que la declaración es un documento bajo juramento en donde se describe la actividad a realizar, para que un organismo competente evalúe el impacto ambiental. El artículo décimo primero de la Ley 19.300 del año 1994, que se transcribe a continuación, define cuando es necesario un EIA:

*“Artículo 11.- Los proyectos o actividades enumerados en el artículo precedente requerirán la elaboración de un Estudio de Impacto Ambiental, si generan o presentan a lo menos uno de los siguientes efectos, características o circunstancias:*

*a) Riesgo para la salud de la población, debido a la cantidad y calidad de efluentes, emisiones o residuos;*

*b) Efectos adversos significativos sobre la cantidad y calidad de los recursos naturales renovables, incluidos el suelo, agua y aire;*



*c) Reasentamiento de comunidades humanas, o alteración significativa de los sistemas de vida y costumbres de grupos humanos;*

*d) Localización en o próxima a poblaciones, recursos y áreas protegidas, sitios prioritarios para la conservación, humedales protegidos, glaciares y áreas con valor para la observación astronómica con fines de investigación científica, susceptibles de ser afectados, así como el valor ambiental del territorio en que se pretende emplazar;*

*e) Alteración significativa, en términos de magnitud o duración, del valor paisajístico o turístico de una zona, y*

*f) Alteración de monumentos, sitios con valor antropológico, arqueológico, histórico y, en general, los pertenecientes al patrimonio cultural.*

*Para los efectos de evaluar el riesgo indicado en la letra a) y los efectos adversos señalados en la letra b), se considerará lo establecido en las normas de calidad ambiental y de emisión vigentes. A falta de tales normas, se utilizarán como referencia las vigentes en los Estados que señale el reglamento.”*

Dentro de los antecedentes que se pueden incluir en la evaluación de impacto ambiental destacan:

- Informe de medio biótico
- Informe y certificado arqueológico
- Informe Paisajístico
- Antecedentes de sonido
- Normativa ambiental para contratos con terceros
- Cálculo de las estimaciones atmosféricas
- Ensayos TCLP Relave: Evaluación de la peligrosidad de una muestra de relave (Toxicity Characteristic Leaching Procedure)

### 3.9. Mantenimiento y mantenibilidad

Una vez que el puente haya entrado en operación debe ser capaz de satisfacer las necesidades y requerimientos para lo cual fue diseñado. Los aspectos fundamentales en la operación de la estructura es la capacidad de mantener un flujo constante del relave, para esto, es necesario una correcta mantención, inspección y monitoreo de la canaleta y el flujo que transporta.

El mantenimiento es el conjunto de actividades que se realizan sobre cualquier estructura con el fin de conservar (preventiva) o devolver (correctiva) características y propiedades para un correcto funcionamiento en operación.

A su vez, la mantenibilidad se define como la probabilidad del sistema de ser mantenido, es decir, qué tan posible es efectuar una correcta faena de mantención en la estructura. Para lograr una correcta mantenibilidad, es necesario identificar y analizar, en el diseño, los aspectos que podrían afectar la ejecución de las futuras tareas de mantención.

Durante el diseño, es necesario tener en cuenta los siguientes puntos:

- Facilidades para faenas de mantención (accesibilidad al área de inspección)
- Rapidez en la identificación del problema (monitoreo)
- Disponibilidad y cercanía de repuestos críticos (almacenaje y stock de respuestas en las cercanías de estructura)
- Reubicar las partes cambiadas (desechar o reutilizar)

Los factores que afectan la mantenibilidad son los siguientes:

- **Factores humanos**

*Tabla 3.36: Factores humanos que afectan la mantenibilidad.*

Aspectos	Descripción
Antropométricos	-Relacionados con las dimensiones y características del cuerpo humano
Sensoriales	-Relacionados con las capacidades sensoriales del ser humano
Fisiológicos	-Impacto que produce el medio ambiente sobre el estrés y la eficiencia de desempeño del ser humano
Psicológicos y cognitivos	-Relacionados con las características mentales del ser humano

**- Logística de apoyo para la mantención**

*Tabla 3.37: Factores debido a logística de mantención que afectan la mantenibilidad.*

Aspectos	Descripción
Relacionados con respuestas	-Disponibilidad de partes y respuestas e información técnica necesaria
Relativos a equipos de prueba y diagnóstico	-Mecanismos que el proyecto considera para diagnóstico de fallas
Relacionados con las instalaciones	-Instalaciones que el diseño considera para mantenimiento
Relacionados con el manejo y transporte	-Transporte para personal y manejo de materiales y equipos
Relacionados con documentación técnica	-Cuándo y cómo se proporciona la documentación técnica
Relativos a recursos computacionales	-Tecnología para el mantenimiento

**- Factores de diseño**

*Tabla 3.38: Factores de diseño que afectan la mantenibilidad.*

Aspectos	Descripción
De confiabilidad	-Monitorio de equipos -Equipos probados -Redundancia -Análisis de sensibilidad -Utilización de materiales compatibles
De accesibilidad	-Acceso fácil y seguro para mantención
De Visibilidad	-Acceso visual a los sistemas durante el mantenimiento
De simplicidad	-Cantidad y estandarización de subsistemas contenidos -Reducción de la inversión en repuestos -Aumento de disponibilidad del sistema
De intercambiabilidad	-Habilidad de un componente de ser reemplazado por otro -Reducción del número de procedimientos de mantención -Reducción de costos de mantención

- **Factores de seguridad y medio ambiente**

*Tabla 3.39: Factores de seguridad y medio ambiente que afectan la mantenibilidad.*

Aspectos	Descripción
Relacionados con la seguridad del diseño	-Factores adecuados de seguridad en el diseño
Relativo a la seguridad de las personas	-Elementos de protección de las personas -Elementos de cierre seguro -Señalética
Relacionados con el medio ambiente	-Protección contra las condiciones ambientales del lugar -Minimizar el impacto sobre la confiabilidad producido por la contaminación -El diseño debe ser tal que los equipos e instalaciones consideradas no afecten el medio ambiente

Los diseños de puentes de acero deben considerar pasarelas de mantención para faenas menores e inspección. También, necesitan un sistema capaz de reemplazar tramos de canaletas debido a cualquier eventualidad dentro de esta, como por ejemplo embanque, desprendimiento de material de revestimiento, caída de objeto extraño, entre otros. Para llevar a cabo esto, se puede elegir entre dos soluciones: grúa portal con rieles o la utilización de un camión grúa que transita a lo largo del puente. La primera alternativa sugiere ventajas sobre la segunda, entre las cuales destacan:

- Reducción de sección transversal del puente, dado que el camión requerido para la mantención debe ser muy grande, lo que se traduce en un ahorro de costos en material del puente
- Mayor confiabilidad ya que existirá un equipo destinado exclusivamente a la mantención de la canaleta y en un momento de mantención no programa, esta llevará en un menor periodo de tiempo
- La carga del puente grúa es simétrica
- Probado con éxito en puentes equivalentes
- No considera riesgo por choque de vehículo

### 3.10. Costos

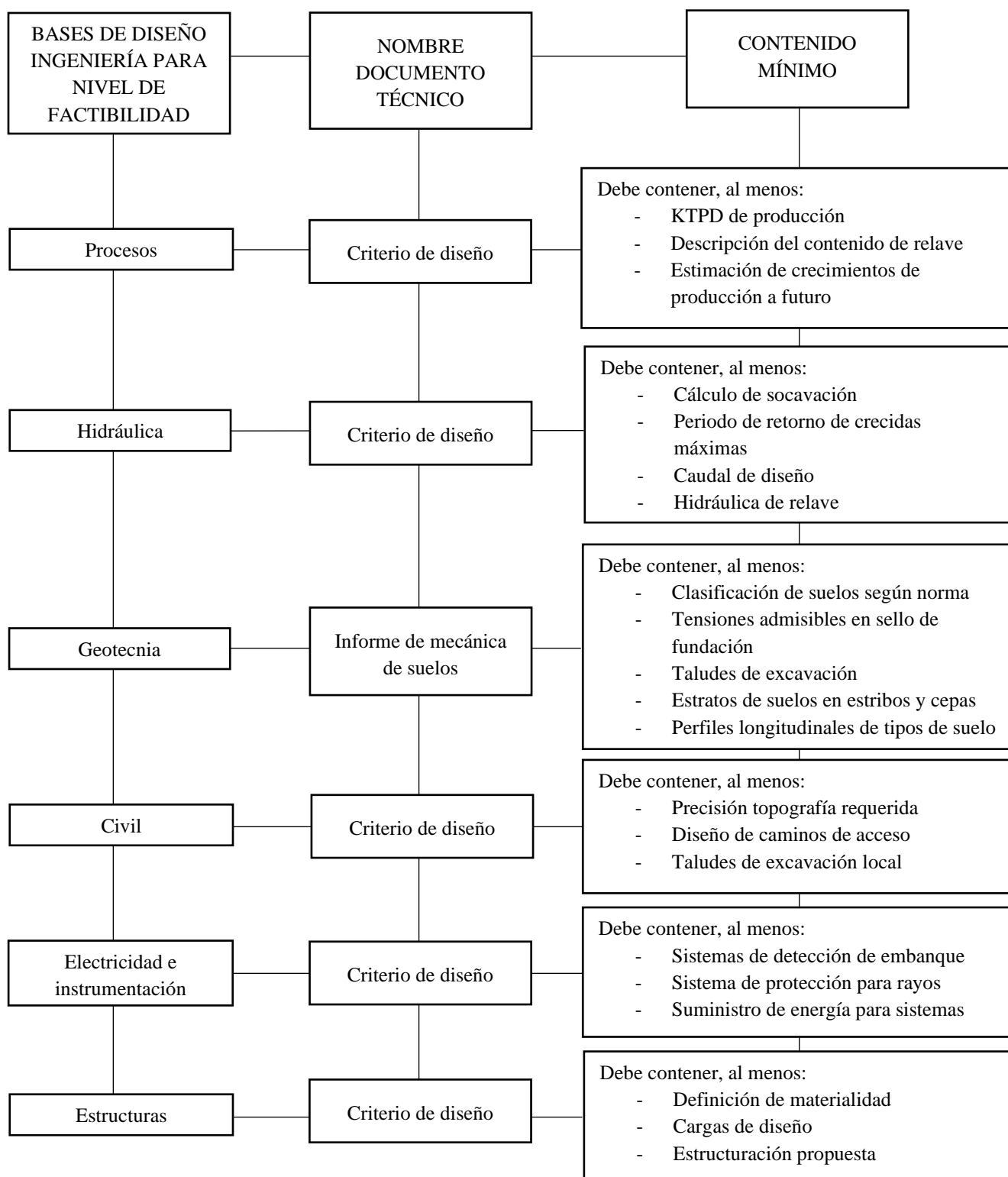
La disciplina de Costos genera las estimaciones de Costo de Capital (CAPEX) con aproximaciones dependiendo del nivel de ingeniería a desarrollar. Las evaluaciones de los riesgos de estimaciones están basadas, principalmente, en el momento económico que tiene la industria minera al momento de desarrollar el proyecto, es por esto que uno de los aspectos fundamentales de todo proyecto es tener controlado los sobrecostos que puedan ocurrir debido al riesgo asociado a la inversión. Así, la variable sobrecosto debe quedar confinada en los rangos que acepta cada nivel de ingeniería.

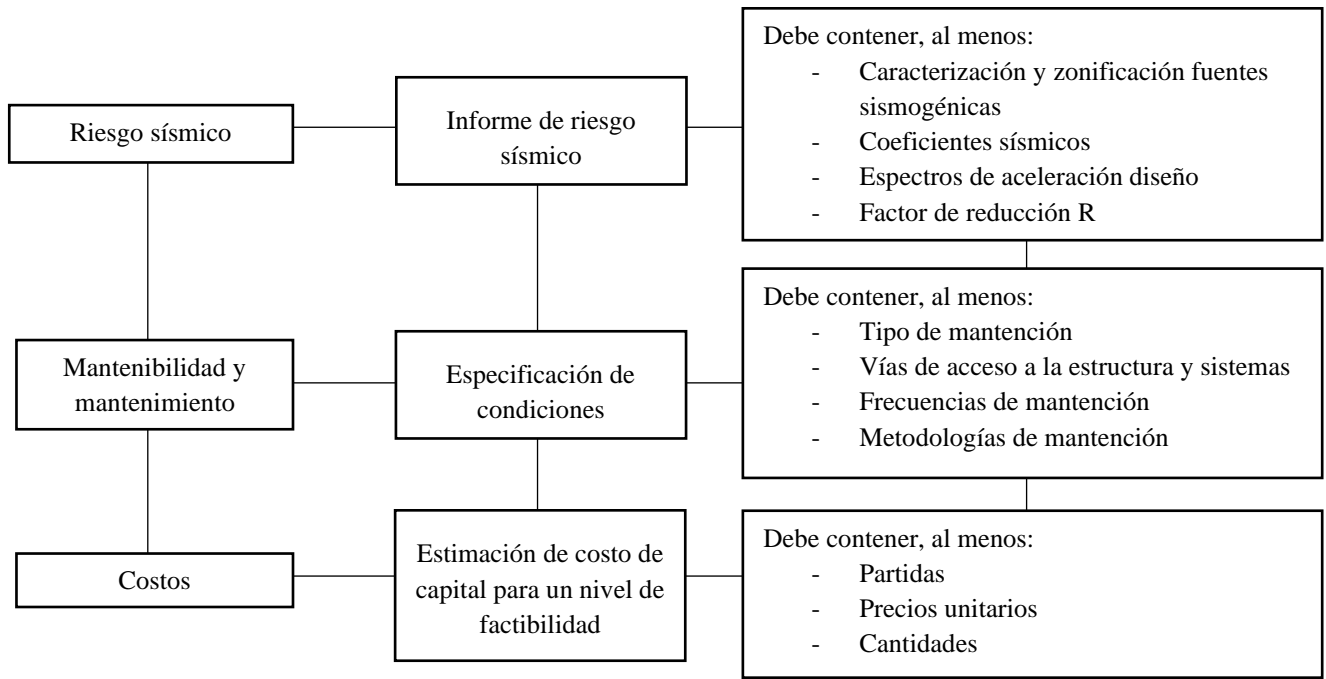
El caso de este estudio del presente trabajo (caso base) está en un nivel de factibilidad, por lo cual, se espera un rango de variabilidad de -10% a -20% y +10% a +30% para el costo de los ítems de infraestructura del proyecto. Existe la probabilidad que la variable de sobrecosto supere los rangos teóricos asociado al nivel de ingeniería, esto se relaciona con mayores tiempos de construcción al nominal. Las causas pueden ser: el tamaño del proyecto, el tipo de proyecto (Brownfield o Greenfield) y la administración de los contratos. En el caso de proyectos de puente, estas variables están mejor definidas y las causas de sobrecostos están asociadas a problemas con calidad de suelo distinta a la indicada en los informes geotécnicos. Cuando el proyecto se ejecuta y se materializan las excavaciones para las cepas centrales y estribos pueden aparecer estratos de mala calidad, saturados con potencial licuefacción o nuevas capas que no reflejan los perfiles estratigráficos definidos en el informe geotécnico.

Los proyectos Brownfield son aquellos en los cuales se aprovechan instalaciones ya existentes y se modifican y/o mejoran por requerimientos del cliente, como por ejemplo la necesidad de reforzar un puente existente debido al aumento de producción de planta. En este tipo de proyectos la variación de los costos depende del método de intervención y los tiempos estimados. La experiencia de Wood en este tipo de proyectos es que la intervención se debe hacer con el puente operando. Es necesario entender que el puente es un elemento más del STR y que dentro de su vida útil, es necesario contar en el diseño de ingeniería con tranques auxiliares relaves arriba del puente, de modo de tener el tiempo y mínima carga (sin relave de operación pasando) para hacer los refuerzos en plazo, calidad y seguridad adecuada. A su vez, los proyectos Greenfield son los proyectos que se realizan desde cero o aquel existente que se cambia en su totalidad.

El caso de puente en estudio se centra en estimar los costos de la infraestructura y deja establecido que el STR se robustece en la medida que se generen ingenierías multidisciplinarias que recojan los distintos requerimientos futuros sobre la operación del sistema.

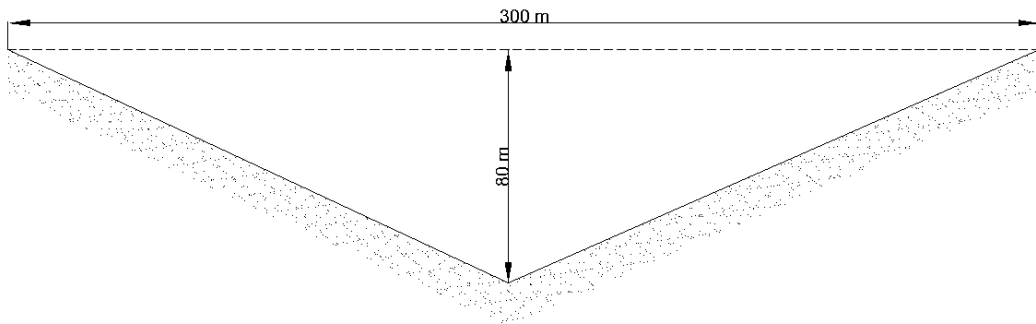
A continuación, se presenta un esquema con el resumen general de los principales parámetros que cada disciplina contempla en las bases de diseño.





## Capítulo 4: Diseños de puentes tipo para un nivel de ingeniería seleccionado

En este capítulo se presentan **tres diseños** de puentes de acero **tipo viga continua** con la finalidad de generar un análisis comparativo técnico y económico de las opciones. Se debe destacar que son diseños tipo que cruzan una quebrada tipo de 300 metros y una altura máxima de quebrada de 80 metros (en el centro), como se muestra en la siguiente figura.



*Figura 4.1: Dimensiones quebrada tipo.*

Como se ha mencionado en los capítulos anteriores, la ingeniería expuesta corresponderá a un estudio de factibilidad, en el cual se entregará un presupuesto con una desviación asociada a un estimado nivel 3. Tratándose de un diseño tipo, se utilizan datos de proyectos similares y se asumen ciertos parámetros y dimensiones.

Respecto a las consideraciones generales del proyecto y condiciones de sitio:

- El puente cruza una quebrada seca tipo V de 300 metros con una profundidad de 80 metros máxima (en el centro). Se consideran cuatro cepas, dos de 40 metros y dos de 70 metros (centrales).
- La estructura está situada en un ambiente con una demanda corrosiva mediana-alta.
- Se considera una vida útil de 50 años.

Respecto a las condiciones de procesos

- La carga asociada al relave se calcula asumiendo una producción de material de 140 ktpd a una concentración de sólidos en operación de 55%.
- Se realiza un cálculo comparativo de 240 ktpd a un mismo nivel de concentración.



#### Respecto a la canaleta de relave

- La canaleta se estructura en acero ASTM A36.
- Las dimensiones de la sección son de 1,4 m x 1,4 m.
- La pendiente es de 0.8% para un correcto transporte de material.
- Los largos de tramo de canaleta quedan limitados por el largo máximo de una plancha de acero comercial, es decir 12 metros.

#### Respecto a los modelos estructurales a analizar y cargas aplicadas sobre estos:

- Se analizan tres diseños con fines de compararlos técnica y económicamente.
- Los dos primeros diseños soportan **una** canaleta metálica, mientras que el tercero, soporta **dos** (una *by-pass*) y posee una parrilla de alto tráfico central para la circulación de un vehículo para mantenciones menores. Los tres cuentan con pasarelas de mantención (ancho mínimo de un metro) y una grúa portal para faenas de mantenimiento mayor (cambio de canaletas).
- Los diseños 1 y 2 tendrán la misma configuración de perfiles, mientras que el diseño 3 se optimizará según corresponda dado que las dimensiones cambian considerablemente.
- Peso sísmico considera carga muerta más 25% de sobrecarga de operación.
- Los apoyos en los extremos serán deslizantes en el modelo y se materializan con apoyos elastómeros en una dirección y disipadores viscoelásticos en la dirección longitudinal ya que permiten absorber deformaciones por temperatura y por sismo longitudinal.
- Los apoyos simples entre viga y cepas serán materializados con rótulas.
- Se utiliza acero ASTM A588 Gr. B (CORTEN) para puente (no requiere mantención por ser anticorrosivo).
- Todos los diseños poseen una tubería de recuperación de aguas soportada por una estructura en voladizo de dos metros de ancho.
- Los perfiles se obtienen de manual ICHA 2010.

#### Respecto a las fundaciones:

- El sello de fundación se encuentra a seis metros desde la cota de terreno natural.
- La estructura se funda sobre roca (granodiorita moderadamente meteorizada) con capacidad de soporte máxima admisible de 100 tonf/m<sup>2</sup> para caso estático y 130 tonf/m<sup>2</sup> para caso sísmico.

## 4.1. Estados de carga de diseño

A continuación, se presentan los estados de carga. Los detalles de cálculos se incluyen en el anexo D.

### 4.1.1. Carga muerta (PP)

- ✓ Peso propio estructura

Se incluye directamente en los modelos. Considera un 15% extra por concepto de conexiones y elementos adicionales.

- ✓ Elementos secundarios

Considera cierres de protección, parrilla (ARS-6) y planchas diamantada ( $e = 6\text{mm}$ ) de piso para faenas de mantención menor. La carga por superficie corresponde a:

$$q_{pp\_piso} = 0,09 \left[ \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

Para el caso de paso vehicular, se utiliza una parrilla de alto tráfico (34 mm x 76 mm) soportada por una estructura metálica compuesta de 3 perfiles longitudinales H200x100x8x5 apoyados transversalmente por un perfil de iguales características cada dos metros.

$$q_{pp\_veh} = 0,13 \left[ \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \right]$$

- ✓ Peso canaleta

Canaleta metálica de dimensiones 1,4 m x 1,4 m cubierta con 5 mm de poliuretano y 5 mm de goma (caucho natural).

$$q_{pp\_CAN} = 0,2 \left[ \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \right]$$

- ✓ Peso relave: condición normal de operación (Coper)

Considera el peso del relave en operación para una producción de 140 ktpd, una pendiente del 0,8% y una rugosidad del material de 0,012. Si bien las condiciones de operación van desde concentraciones de 50% a 60%, para el caso de estudio, se utiliza la carga asociada a una concentración de 55%.

Utilizando las fórmulas expuestas en el punto 3.2.4, se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 4.1: Datos hidráulicos a una producción de 140 ktpd.

Parámetro	Unidad	Valor		
Concentración en peso Cw	%	50%	<b>55%</b>	60%
Producción	ktpd	140	<b>140</b>	140
Peso específico pulpa	t/m <sup>3</sup>	1.47	<b>1.54</b>	1.62
Caudal	m <sup>3</sup> /s	2.21	<b>1.91</b>	1.67
Altura normal	m	0.49	<b>0.44</b>	0.40
<b>Carga lineal</b>	<b>tonf/m</b>	1.00	<b>0.95</b>	0.90
Velocidad media	m/s	3.24	<b>3.11</b>	2.99
Vm/V <sub>lim</sub>	-	1.33	<b>1.31</b>	1.28

Además, para efectos de comparar, se evalúa la carga de relave equivalente a una operación de 240 ktpd. Los datos hidráulicos asociados a este nivel de producción se presentan a continuación:

Tabla 4.2: Datos hidráulicos a una producción de 240 ktpd.

Parámetro	Unidad	Valor		
Concentración en peso Cw	%	50.0%	<b>55.0%</b>	60.0%
Producción	ktpd	240	<b>240</b>	240
Peso específico pulpa	t/m <sup>3</sup>	1.47	<b>1.54</b>	1.62
Caudal	m <sup>3</sup> /s	3.79	<b>3.28</b>	2.86
Altura normal	m	0.72	<b>0.65</b>	0.59
<b>Carga lineal</b>	<b>tonf/m</b>	1.48	<b>1.40</b>	1.33
Velocidad media	m/s	3.74	<b>3.61</b>	3.48
Vm/V <sub>lim</sub>	-	1.39	<b>1.37</b>	1.36

Para concentración de 55%, el aumento de carga de relave en operación se traduce en un 47%, mientras que la altura normal aumenta en un 48%.

✓ Peso relave: condición embancada (Cemb)

En esta condición, la canoa está completamente llena de material, en donde la mitad corresponde a solido sedimentado y la otra mitad a relave en operación normal. Se asume que esta condición ocurre en todo el largo del puente.

$$q_{EMB} = 4,13 \left[ \frac{tonf}{m} \right]$$

- ✓ Peso tubería (TUB)

Tubería de recuperación de aguas de diámetro 20”, espesor de 0,5” y llena de agua.

$$q_{TUB} = 1,12 \left[ \frac{tonf}{m} \right]$$

#### 4.1.2. Sobrecarga (SC)

- ✓ Sobrecarga de operación (SCoper)

Corresponde a la carga de uso en áreas o pasillos destinados al tránsito peatonal y faenas menores de mantención.

$$q_{sc\_oper} = 0,25 \left[ \frac{tonf}{m^2} \right]$$

- ✓ Sobrecarga de mantención (SCman)

Corresponde a la carga de la grúa portal destinada a faenas de mantención mayor (cambio de canaletas). Se considera un valor de 20 tonf para puente de una canoa y 25 tonf para puente de dos canoas. En este último, se considera una camioneta de mantención de 2.8 tonf (0,7 tonf por rueda). Se evalúa la aplicación de la carga en distintas partes del puente.

#### 4.1.3. Carga sísmica (E)

La carga sísmica queda definida para todos los modelos de igual forma. Se utiliza el Manual de Carreteras: Volumen 3 - Edición 2018. Los parámetros a considerar son los siguientes.

Tabla 4.3: Parámetros sísmico.

Parámetro	Valor	Observación
A <sub>0</sub> [g]	0,4	Zona 3 (corrosión mediana-alta)
T1 [s]	0,2	Suelo tipo I (roca)
K2 [-]	0,513	
S [-]	0,9	
K1 [-]	1	CI = 1
R [-]	1,5	AASHTO LRFD

Así, el espectro de diseño resulta de la siguiente forma:

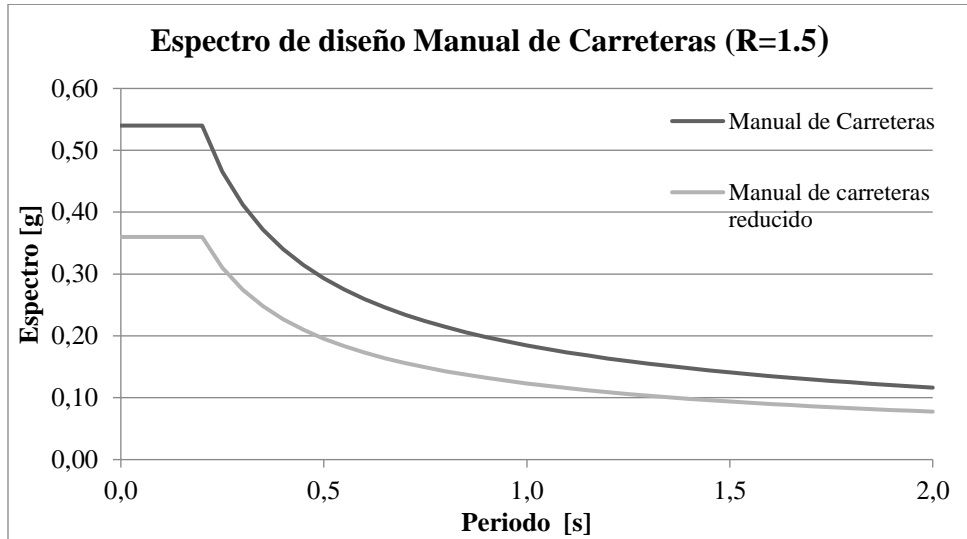


Figura 4.2: Espectro de diseño.

Para efecto de cálculo de esfuerzos, se utiliza el espectro reducido y amplificado por el coeficiente de corte basal mínimo. Mientras que para deformaciones se utiliza el espectro no reducido.

El peso sísmico se calcula considerando carga muestra (en operación) más 25% de sobrecarga. El peso del relave no se considera en el sentido longitudinal.

Para evaluar un prediseño, se utiliza el método del coeficiente sísmico, el cual resulta de un 10% según Ecuación 3.42.

#### 4.1.4. Carga de viento (V)

Para calcular la carga de viento se utiliza la norma NCh 432 Of.2010. Es necesario asumir los siguientes parámetros: se considerará velocidad básica de diseño de 50 m/s, con rugosidad tipo C, es decir, terreno abierto con obstrucciones menores a 9.1 m, exposición tipo C, altura máxima de quebrada de 80 metros hasta la superficie de mantenimiento del puente (donde se apoya la canoa), no se considerarán efectos topográficos y se estima que el periodo fundamental de la estructura es del orden de 1.2 segundos. La relación entre área sólida y área bruta se considerará menor al 20% y amortiguamiento del 5% crítico.

De los cálculos resultan las siguientes presiones según área de contacto con estructura.

$$q_{barlovento} = 0,16 \left[ \frac{tonf}{m^2} \right]$$

$$q_{sotavento} = -0,1 \left[ \frac{tonf}{m^2} \right]$$

La aplicación de la carga se realiza en los nodos de la estructura, tributando la mitad del área de contacto con viento de elementos que llegan al nodo. Además, se considera el área de contacto con la canaleta, lo que genera una carga horizontal en el punto donde se apoya.

El caso de carga de viento será eventual y se establece, además, un caso de viento normal, de ocurrencia diaria, que tendrá una magnitud igual a la **mitad** del viento eventual presentado anteriormente.

#### 4.1.5. Temperatura (T)

La variación de temperatura se determina aceptando que la temperatura de construcción o de montaje de las estructuras fluctúa entre 10 a 15°C y que la estructura puede alcanzar temperaturas que varían en +/- 35°C con respecto a las anteriores.

La estructura se analiza para cambios globales de temperatura de +50°C y -20°C y para gradientes de temperatura entre las caras de la viga y de las torres de +/- 20°C.

#### 4.2. Combinaciones de carga y control de deformaciones

Se utilizan los criterios definidos en el punto 3.7.5.

Tabla 4.4: Combinaciones de carga según tensiones admisibles.

Combinación	PP <sup>(i)</sup>	Coper	Cemb	TUB	SCoper	SCman	Temp	Viento	Sismo	FS
COMB1_A	1,00	1,00		1,00						1,00
COMB1_B	1,00	1,00		1,00	1,00					1,00
COMB1_C	1,00	1,00		1,00	1,00			0,50 <sup>(iii)</sup>		1,00
COMB2 <sup>(ii)</sup>	1,00		1,00	1,00	1,00	1,00		0,25		1,25
COMB3	1,00	1,00		1,00	1,00			1,00		1,33
COMB4 <sup>(iv)</sup>	1,00	1,00		1,00				0,25	1,00	1,33
COMB5	1,00	1,00		1,00			1,00	0,50		1,67

(i) PP incluye peso propio estructura, elementos secundarios y peso canaleta.

(ii) En el modelo se incluyen COMB2\_0, COMB2\_i, COMB2\_ii, COMB2\_iii y COMB2\_iv, las que resultan de considerar distintas posiciones para el puente grúa, de donde 0 corresponde a mitad de tramo 1, i a cepa 1 y así sucesivamente.

(iii) Se considera como carga de viento en operación como la mitad de la carga de viento calculada según NCh432 Of.2010.

(iv) COMB4 se aplica tanto para sismo en X e Y. COMB4\_X incluye un 30% de sismo en Y y viceversa, según especifica el Manual de Carreteras.

En la siguiente tabla se exponen los factores de seguridad al deslizamiento (FSd) y volcamiento (FSv) para evaluar la estabilidad de las fundaciones según método de Tensiones Admisibles (ASD).

*Tabla 4.5: Factores de seguridad para evaluar estabilidad en fundaciones.*

Combinación	FSd	FSv
COMB1_A	2,00	1,50
COMB1_B	2,00	1,50
COMB1_C	2,00	1,50
COMB2	2,00	1,50
COMB3	1,75	1,50
COMB4	1,50	1,25
COMB5	1,30	1,15

Como referencia de otros proyectos, se utilizan los siguientes criterios de deformación para cargas de servicio: PP(oper)+SCoper+SCman.

- Enrejados en su plano de flexión, debido a peso propio más sobrecarga, ambas en operación: 1/700 de la luz del tramo.
- Deformación debido a cargas dinámicas horizontales de viento o sismo: 1/500 de la luz del tramo con respecto al alineamiento de sus puntos extremos.
- Cambio máximo de pendiente de 0,2% para cargas en operación la cual se ajusta en obra para evitar cambios en el flujo.

La deformación debido a peso propio de la estructura se compensa con contraflecha, por tanto, las deformaciones a evaluar **no** consideran peso propio de la estructura.

### 4.3. Prediseño y estructuración propuesta

Al ser una estructura de gran altura, el diseño estructural queda mayoritariamente determinado por fuerzas horizontales debido a carga dinámica, por ende, la estructuración debe privilegiar soluciones simétricas y de comportamiento homogéneo frente a sollicitaciones de sismo y viento. La estructuración del puente debe ser simple y de clara representación en los modelos computacionales.

- Las columnas deben ser dispuestas tal que todas las fuerzas sísmicas sean resistidas por paños arriostrados, en caso contrario, deben ser transmitidas por puntales.
- Los elementos en tracción deben cumplir con las mismas restricciones de esbeltez que se les exige a los elementos en compresión.

Se opta por la solución de viga continua que tiene mejor comportamiento que las vigas discontinuas ante el sismo transversal y longitudinal, pues genera menores deformaciones y mejor traspaso de cargas entre los elementos del puente. Además, la longitud del puente de 300 metros no genera una gran dilatación térmica (aproximadamente 18 cm) en los extremos que obligue a estructurar el puente en tramos discontinuos. También, las juntas de dilatación solo van en los extremos y entre tramos de canaletas hay juntas simples, por esto, esta solución resulta ser menos riesgosa que una solución discontinua.

Previo a realizar el prediseño, es necesario definir la sección de puente. Se analizan tres diseños distintos en base a una sección tipo.

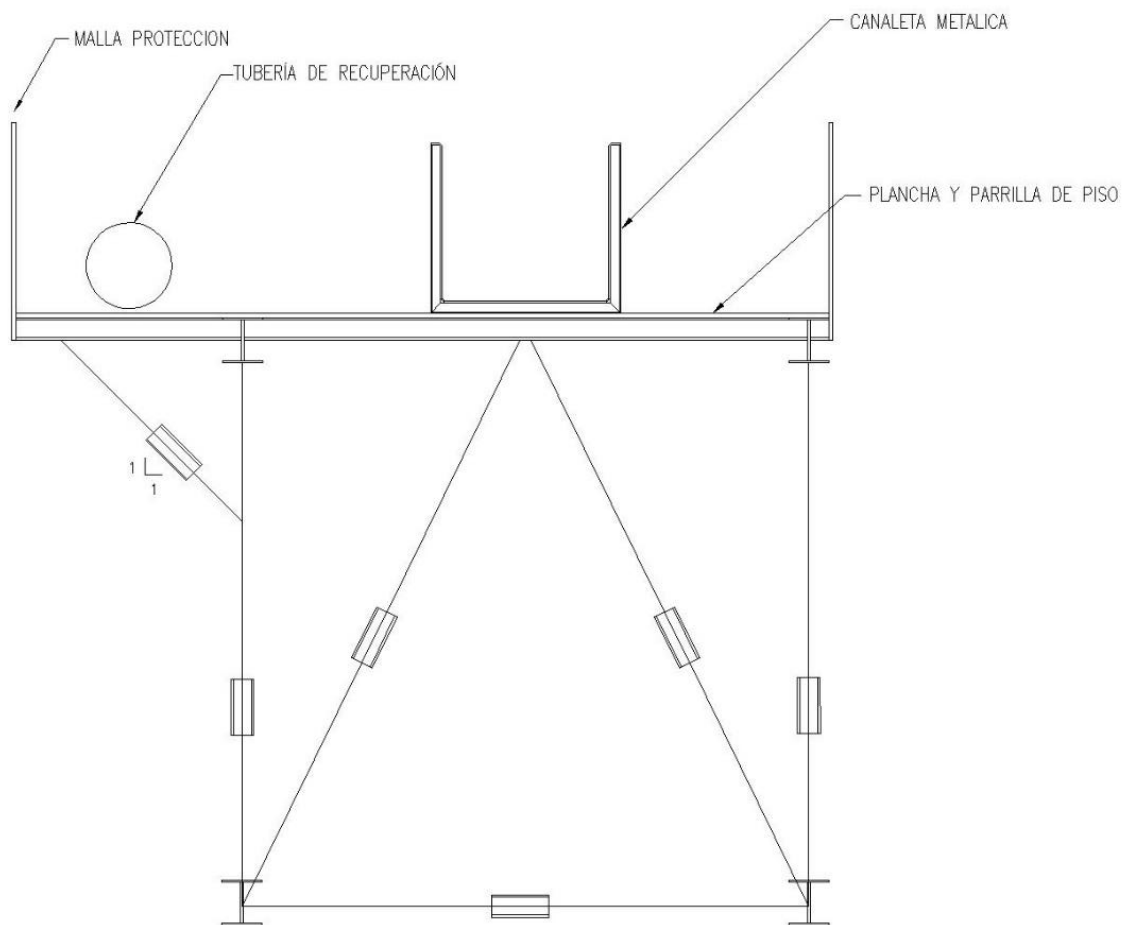
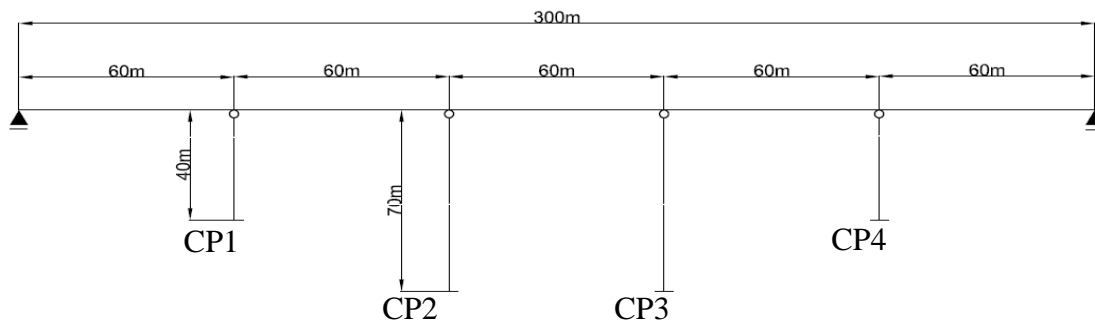


Figura 4.3: Sección tipo de puente de acero para transporte de relave.

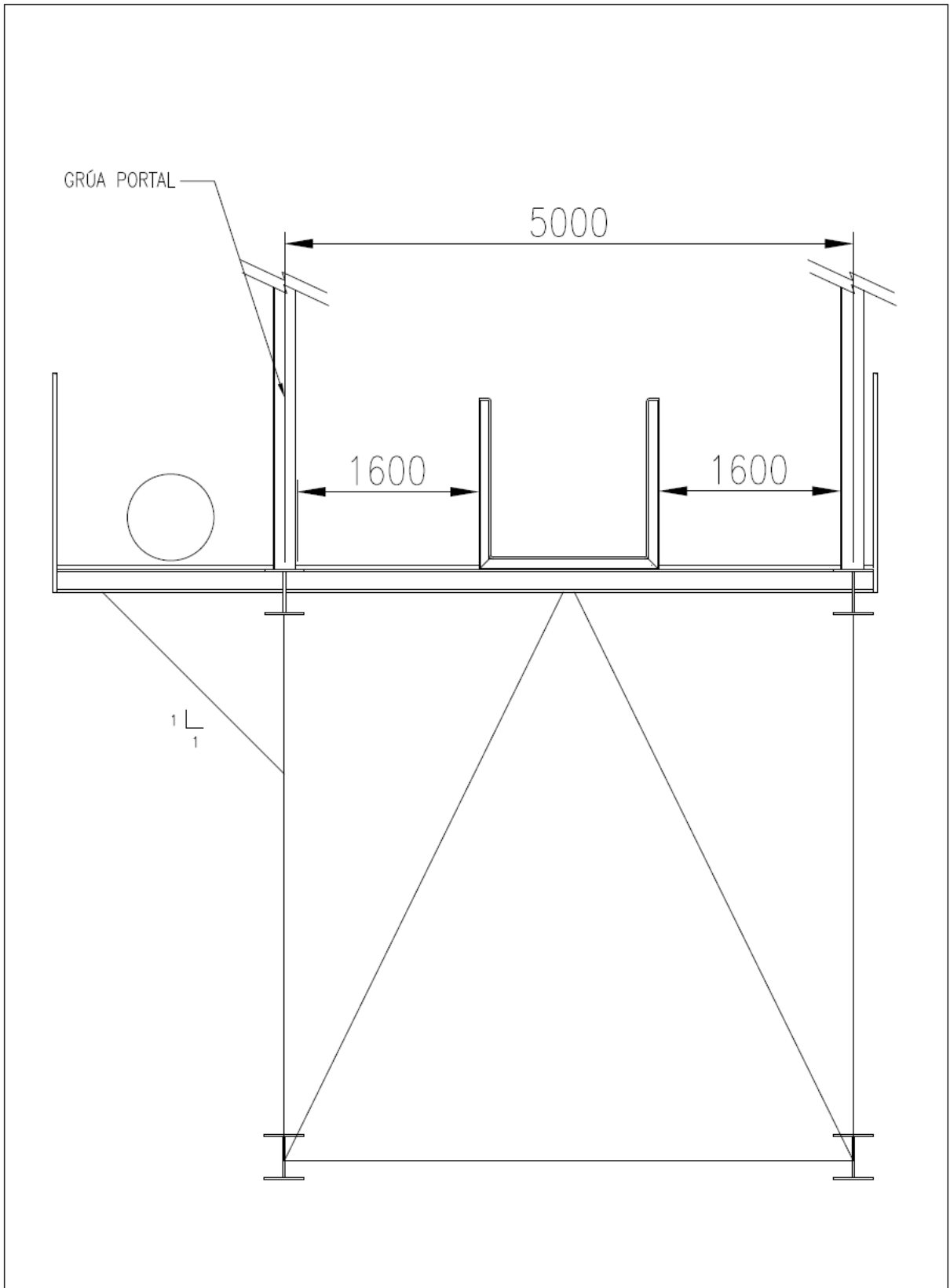


La estructuración global inicial del puente consiste en una viga enrejada continua de 300 metros de cinco tramos libres de 60 metros simplemente apoyadas en cuatro cepas (dos de 40 metros y dos centrales de 70 metros) y apoyos deslizantes en los extremos.



*Figura 4.4: Estructuración global inicial.*

Las secciones de los tres diseños a evaluar y comparar son los siguientes:



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

PLA-M00100-DD20-0001

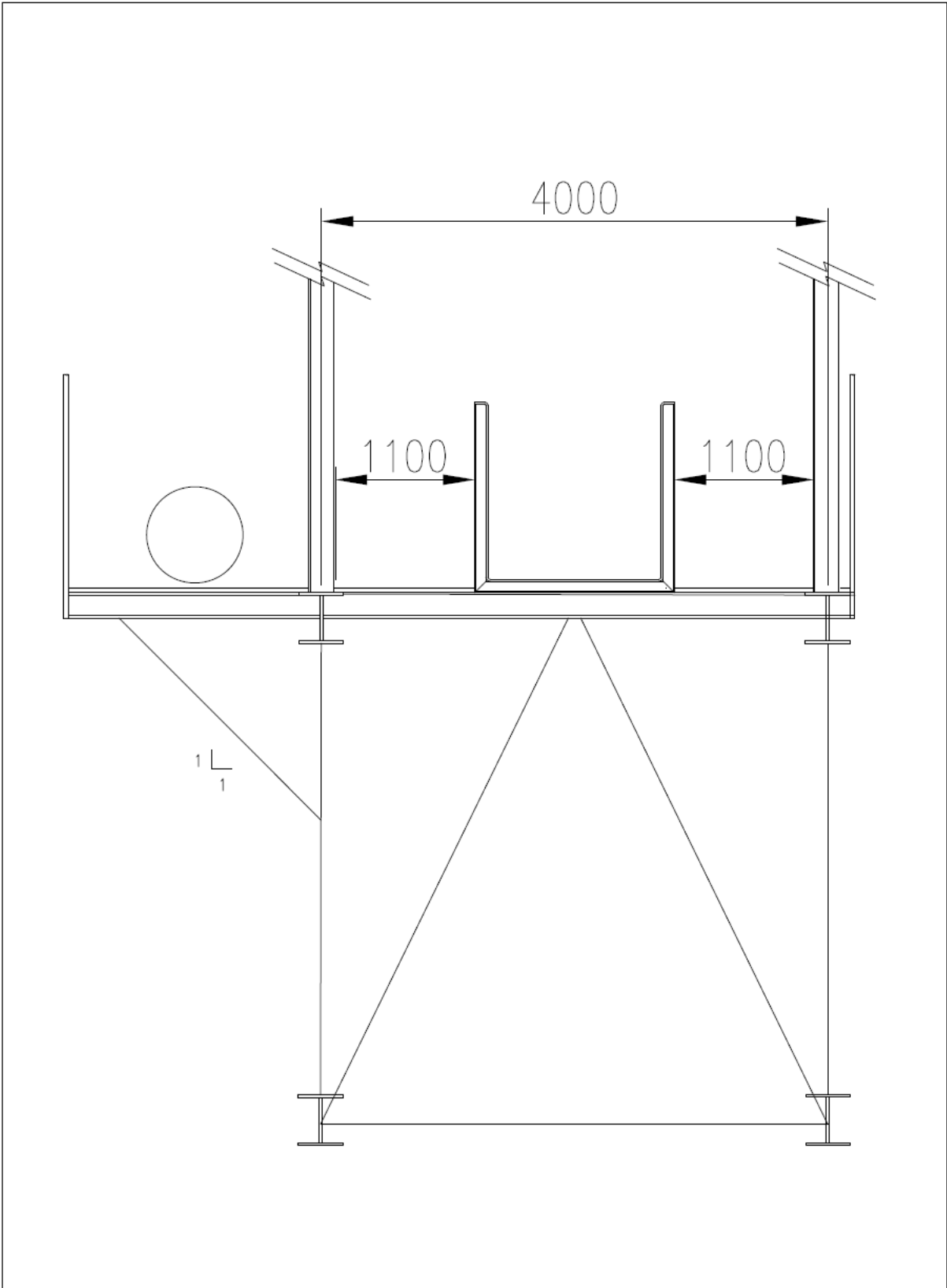
OCTAVIO SILVA TORRES



SECCIÓN PUENTE DISEÑO 1

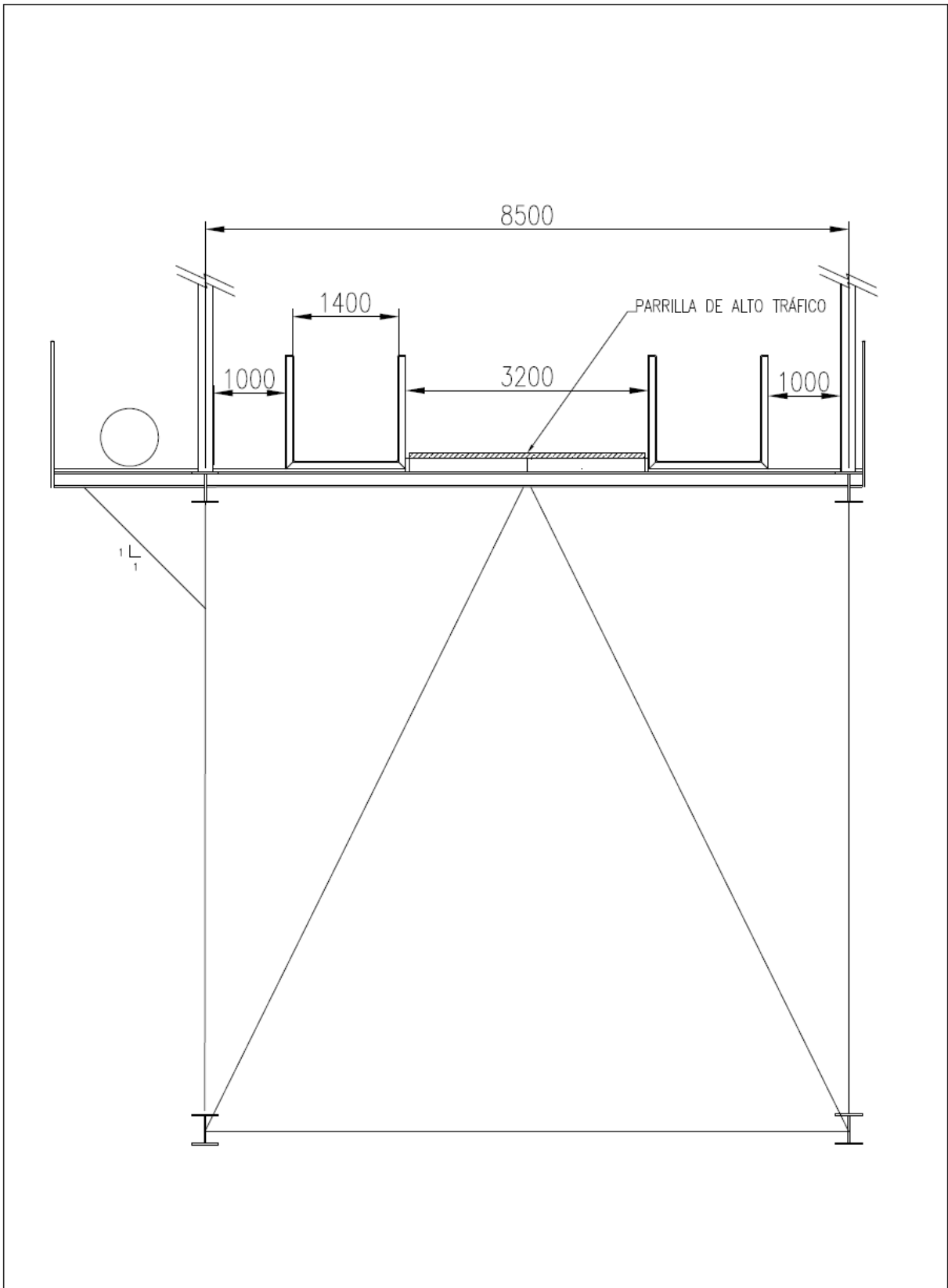
REVISIÓN A	15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO
REVISIÓN 0	15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO



ESCALA 1:50



 UNIVERSIDAD DE CHILE FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS MATEMÁTICAS DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL	PLA-M00100-DD20-0001	SECCIÓN PUENTE DISEÑO 2		
	OCTAVIO SILVA TORRES	REVISIÓN A 15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO	



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

PLA-M00100-DD20-0001  
 OCTAVIO SILVA TORRES

SECCIÓN PUENTE DISEÑO 3

REVISIÓN A	15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO
REVISIÓN 0	15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO

**wood.**

ESCALA 1:75

Las características de cada diseño se especifican a continuación.

Tabla 4.6: Características de modelos.

Diseño	N° canoas	Ancho sección	Distancia entre secciones	Paso vehicular	Ancho pasarelas
	-	m	m	-	m
1	1	5	5.0	No	1.6
2	1	4	5.0	No	1.1
3	2	8.5	6.5	Si	1.0

El predimensionamiento de elementos consiste en un **cálculo manual** asumiendo lo siguiente:

- Los esfuerzos de la viga se calculan como viga simplemente apoyada y se evalúa la ubicación más desfavorable de la grúa portal y camioneta de mantención (esta última para diseño 3). Se obtiene utilizando un modelo simple en el programa computacional SAP2000. Los diagramas se pueden encontrar en el anexo A.
- Para la viga se considera combinación de carga: PP(Cemb)+SC y para la cepas se incluye carga sísmica en ambos ejes horizontales (x e y).
- La carga sísmica se incluye de manera estática utilizando el método de coeficiente sísmico. No se considera equipo de mantención (grúa portal) sobre la estructura al mismo tiempo que la ocurrencia del sismo.
- En el prediseño, la altura de la sección es igual al ancho.
- La carga sísmica longitudinal no incluye el peso del relave dado que el fluido no transmite esfuerzos de corte. En la dirección longitudinal, se asume que el 100% el relave es impulsivo, es decir, se mueve solidaria con la canaleta por efecto del sismo, solicitando la estructura horizontalmente.
- Se considera que la tensión máxima admisible en tracción es del 60% de la fluencia y, como criterio inicial, se asume que la resistencia a la compresión es del 30% de la fluencia dado que se penaliza por efectos de pandeo.
- Límites de compacidad de ala y alma según tabla B4.1 de NCh 427/1 Of.2016.
- Para diseño 1 y 2 se asume una carga distribuida debido a peso propio de la estructura de 1 tonf/m y para diseño 3 de 2 tonf/m.
- Por causa de compatibilidad de deformaciones y alta rigidez, las cepas cortas resisten completamente el sismo longitudinal.

- Los esfuerzos de las cepas se estiman como si fuera una viga en voladizo con una carga en el extremo superior (sismo), considerando el peso propio y 25% de sobrecarga, como se muestra en la siguiente figura. La fuerza vertical se obtiene a partir de la tributación de peso y sobrecarga equivalente a un vano de viga, además, la fuerza sísmica horizontal incluye la tributación de la mitad del peso propio de la torre asumiendo un peso lineal como se detalla en las memorias de cálculo especificadas en el anexo E.

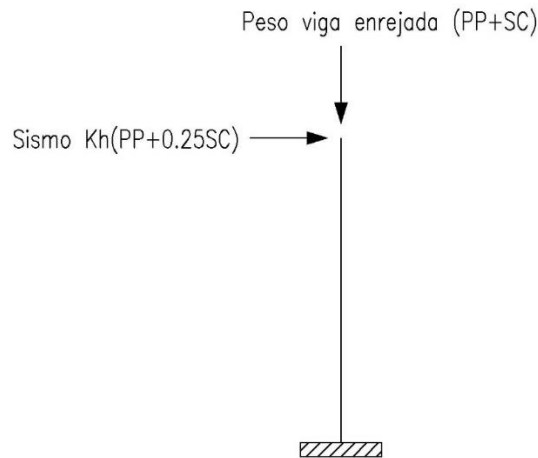


Figura 4.5: Modelo simplificado de cepa.

Como resultado del prediseño se espera obtener:

- Área requerida de sección de: cordones principales, montantes, diagonales de viga y columnas de cepa corta y larga.
- Separación de columnas en la base de las cepas.

La carga distribuida linealmente en condición embancada, más sobrecarga de operación y de mantenimiento (grúa portal) para cada modelo, se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 4.7: Cargas utilizadas en prediseño.

	Condición de embanque	
	q (PP+SCoper)	P (SCman)
Diseño	tonf/m	tonf
1	8,8	20
2	8,6	20
3	9,8	27,8

Luego de verificar esfuerzos y deformaciones se concluye que la estructuración global expuesta en la Figura 4.4 no es óptima debido a que los momentos y deformaciones en las cepas y tramos extremos son muy grandes. Se desplazan las cepas extremas diez metros

hacia el estribo más cercano y las cepas centrales cinco metros en el mismo sentido, generando una mejor distribución de los momentos, pero concentrando una gran deformación en el tramo central. Como solución, se mantienen los apoyos rotulados en las dos cepas más cercanas a los estribos (CP1 y CP4), mientras que en las dos cepas centrales (CP2 y CP3) se generan nodos, es decir, se cambia el apoyo simple por un apoyo continuo soldado, lo que genera una mejor distribución de esfuerzos entre la viga y la cepa y restringe el giro de la viga, disminuyendo considerablemente la deformación del tramo central.

Finalmente, los perfiles de referencia para partir los modelos 3D son los siguientes:

Tabla 4.8: Perfiles prediseño 1, 2 y 3.

Elemento	Peso lineal	H	B	tf	tw	AREA	Ix	Iy	bf/2tf	h/tw	Compacidad	
											Ala	Alma
	kgf/m	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm <sup>4</sup>	-	-		
Cordón superior	214	400	400	28	14	272	82391	29875	7.1	24.6	COMPACTA	COMPACTA
Cordón inferior	214	400	400	28	14	272	82391	29875	7.1	24.6	COMPACTA	COMPACTA
Montantes	155	350	350	22	14	197	44825	15728	8.0	21.9	COMPACTA	COMPACTA
Diagonales verticales	102	250	250	20	14	129	14339	5213	6.3	15.0	COMPACTA	COMPACTA
Columna principal h=40m	129	300	300	24	8	164	28559	10801	6.3	31.5	COMPACTA	COMPACTA
Columna principal h=70m	129	300	300	24	8	164	28559	10801	6.3	31.5	COMPACTA	COMPACTA

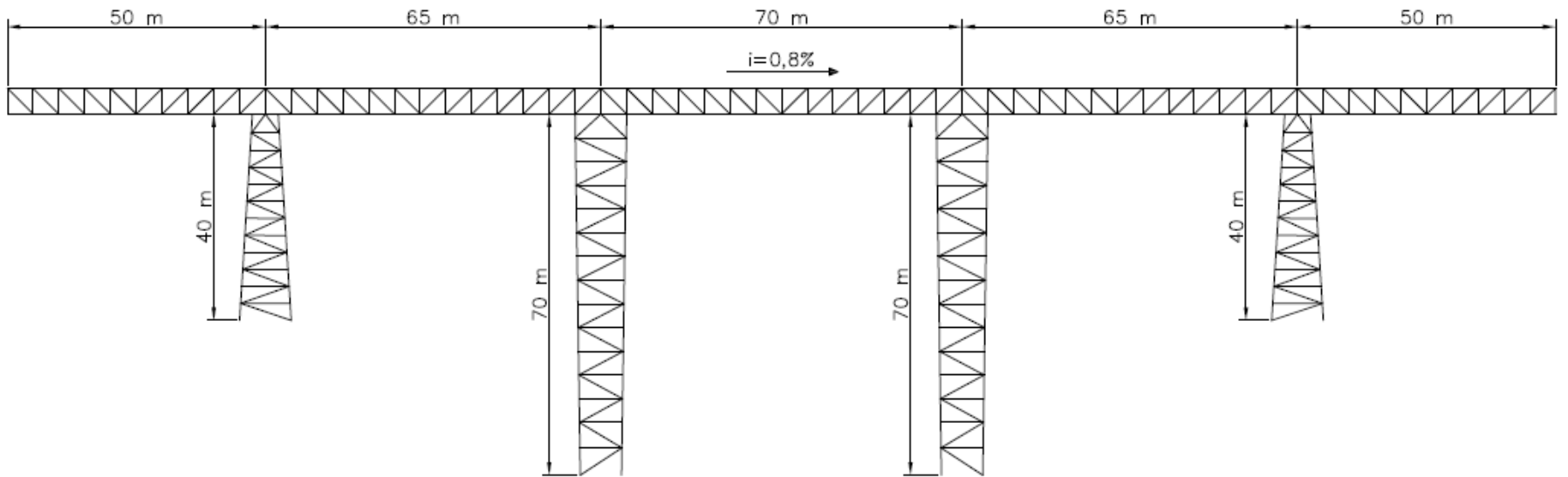
Las distancias entre las columnas en la base de las cepas para soportar cargas horizontales son:

Tabla 4.9: Distancia entre columnas.

Diseño	CP1-CP4		CP2-CP3	
	Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
	m	m	m	m
1	10	10	18	8
2	10	10	18	8
3	10	11	18	9

La distancia requerida entre las columnas de las cepas centrales en la dirección transversal es muy grande, por tanto, la solución estructural para ahorrar material, resistir el momento solicitante y limitar el largo de los elementos diagonales y horizontales es separar la torre enrejada en dos como se muestra en los esquemas del punto 4.4.2.

La estructuración propuesta global final se presenta en el plano a continuación.



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

PLA-M00100-DD20-0001

OCTAVIO SILVA TORRES

ELEVACIÓN PUENTE

REVISIÓN A	15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO
REVISIÓN 0	15/01/2020	REVISÓ FERNANDO MOYANO



ESCALA 1:1250



Con el fin de limitar las dimensiones de los perfiles de cordones principales de la viga, se compararán dos soluciones:

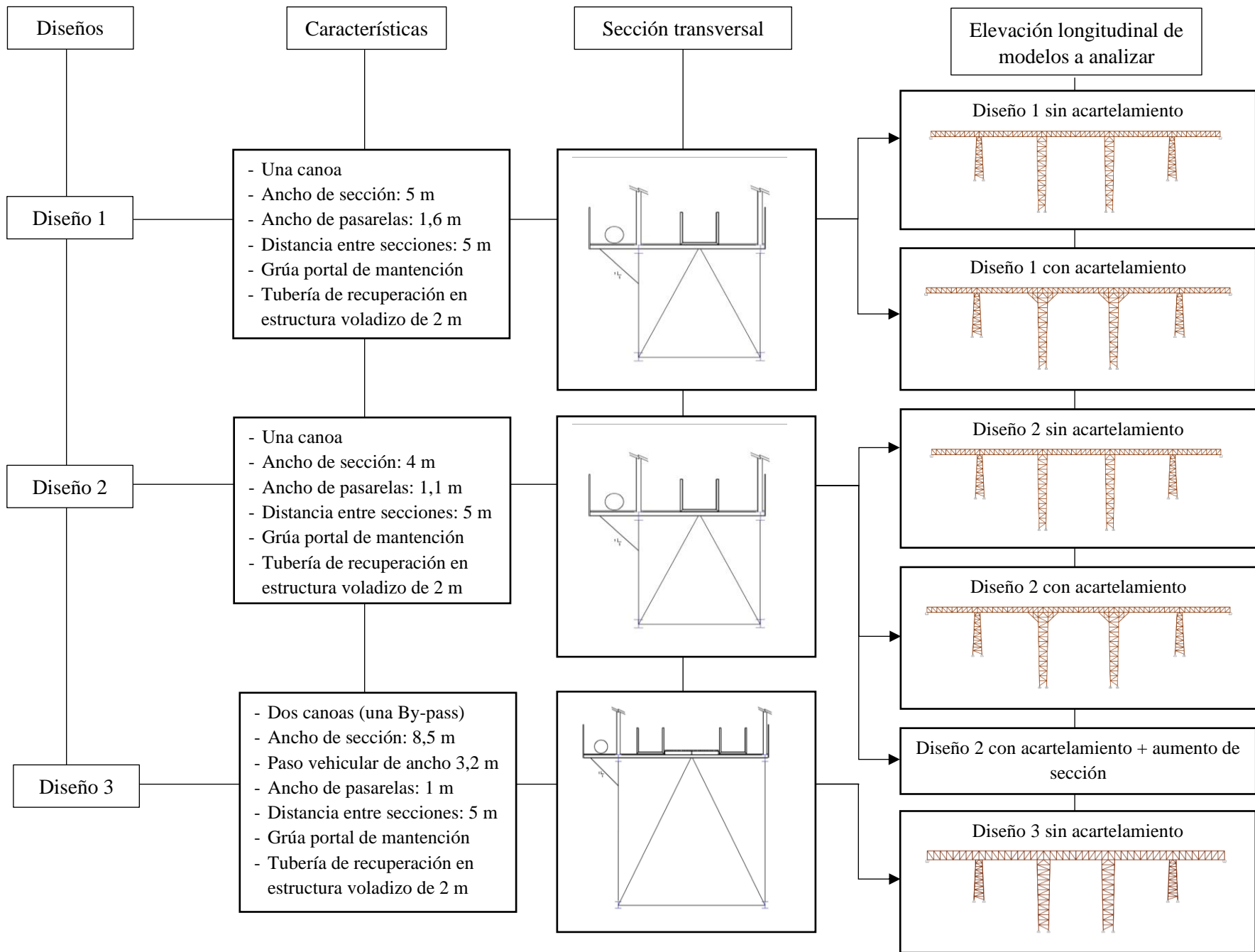
- a) Aumento de altura de sección de viga y, por ende, la inercia en el eje principal de flexión, de manera de disminuir las solicitaciones en los cordones principales.
- b) Incorporación de **acartelamientos** en las cepas centrales, aumentando la inercia de sección en los nodos que son altamente solicitados.

Los esquemas de ambas soluciones para los diseños se incluyen en el punto siguiente.

Luego de realizado el prediseño, se analizarán a continuación las siguientes alternativas para el diseño de puente de relave:

- Diseño 1: Ancho de sección de 5 metros, una canoa y se analiza alternativa de acartelamiento versus aumentar altura sección.
- Diseño 2: Ancho de sección de 4 metros, una canoa y se analiza alternativa de acartelamiento versus aumentar altura sección. También, se compara la alternativa de acartelar en conjunto con aumentar sección, pudiendo optimizar las dimensiones y, por ende, pesos de algunos perfiles.
- Diseño 3: Ancho de sección de 8,5 metros, dos canoas, paso vehicular y no se analiza alternativa de acartelamiento.

A continuación, se presenta el siguiente esquema para graficar las tres alternativas indicadas:



#### 4.4. Modelo tridimensional

Para verificar el diseño estructural, se utiliza el software de cálculo estructural SAP2000, en el cual se realizan los modelos de los tres diseños previamente descritos.

##### 4.4.1. Cargas

En la siguiente figura se muestran los puntos signados con los números uno al cinco donde se aplican las cargas para los diseños 1 y 2.

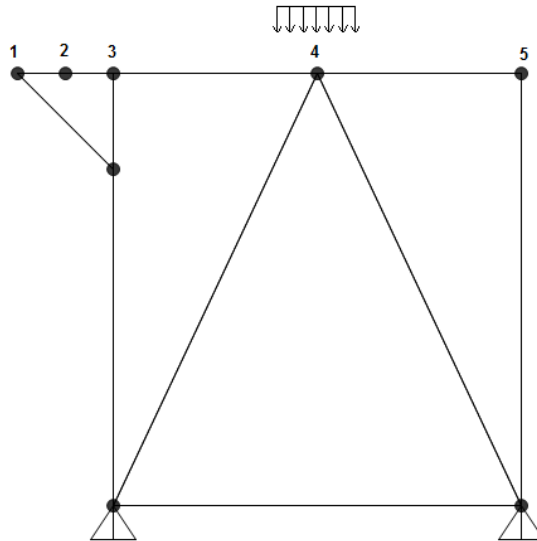


Figura 4.6: Puntos de aplicación de cargas diseño 1 y 2.

De donde, la aplicación de cargas se realiza en los nodos, exceptuando el caso de cargas respectivas a la canoa (peso canoa y relave), la cual se distribuye en su ancho, como se muestra en la figura anterior. La tributación de cargas se realiza por ancho y distancia entre secciones ( $L=5\text{m}$ ). El resultado de las cargas se presenta en las siguientes tablas.

Tabla 4.10: Carga muestra y sobrecarga sobre diseño 1.

Carga	Patrón de carga	Unidad	Punto de aplicación				
			1	2	3	4	5
Carga muerta	Elementos secundarios	tonf	0,53	-	1,00	1,13	0,64
	Peso propio canoa	tonf/m	-	-	-	0,71	-
	Peso relave operación normal	tonf/m	-	-	-	3,23	-
	Peso relave canoa embancada	tonf/m	-	-	-	14,76	-
	Tubería de recuperación	tonf	-	5,62	-	-	-
Sobrecarga	Sobrecarga operación	tonf	0,93	-	2,00	1,06	2,25
	Sobrecarga mantenimiento*	tonf	-	-	10,00	-	10,00

\*Sobrecarga de mantenimiento es la grúa portal

Tabla 4.11: Carga muestra y sobrecarga sobre diseño 2.

Carga	Patrón de carga	Unidad	Punto de aplicación				
			1	2	3	4	5
Peso propio	Elementos secundarios	tonf	0,53	-	0,9	0,9	0,53
	Peso propio canoa	tonf/m	-	-	-	0,71	-
	Peso relave operación normal	tonf/m	-	-	-	3,23	-
	Peso relave canoa embancada	tonf/m	-	-	-	14,76	-
	Tubería de recuperación	tonf	-	5,62	-	-	-
Sobrecarga	Sobrecarga operación	tonf	0,93	-	1,68	0,75	1,63
	Sobrecarga mantenimiento	tonf	-	-	10,00	-	10,00

Para el caso del diseño 3, la tributación se realiza para una distancia mayor entre secciones ( $L=6,5m$ ). La aplicación de cargas se realiza de la siguiente manera.

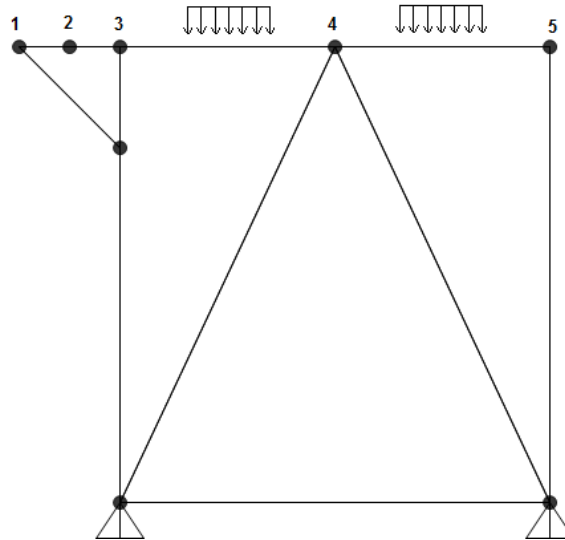


Figura 4.7: Puntos de aplicación de cargas diseño 3

Tabla 4.12: Carga muestra y sobrecarga sobre diseño 3.

Carga	Patrón de carga	Unidad	Punto de aplicación						
			1	2	3	3.1	4	4.1	5
Muerta	Elementos secundarios	tonf	0,68	-	1,83	-	2,57	-	1,34
	Peso propio canoa	tonf/m	-	-	-	0,91	-	0,91	-
	Peso relave operación normal	tonf/m	-	-	-	4,20	-	-	-
	Peso relave canoa embancada	tonf/m	-	-	-	19,18	-	-	-
	Tubería de recuperación	tonf	-	7,3	-	-	-	-	-
	Vehículo de mantención	tonf	-	-	-	-	2,80	-	-
Sobrecarga	Sobrecarga operación	tonf	0,4	-	2,03	-	5,20	-	1,63
	Sobrecarga mantenimiento	tonf	-	-	12,50	-	-	-	12,50

Además, se incluyen las cargas de sismo, viento y temperatura descritas en el punto 4.1 y detalladas en el anexo D.

#### 4.4.2. Esquemas, dimensiones y perfiles

A continuación, se presentan esquemas de los diseños 1 y 2 para las opciones con y sin acartelamiento. En el modelo, x es longitudinal e y es transversal.

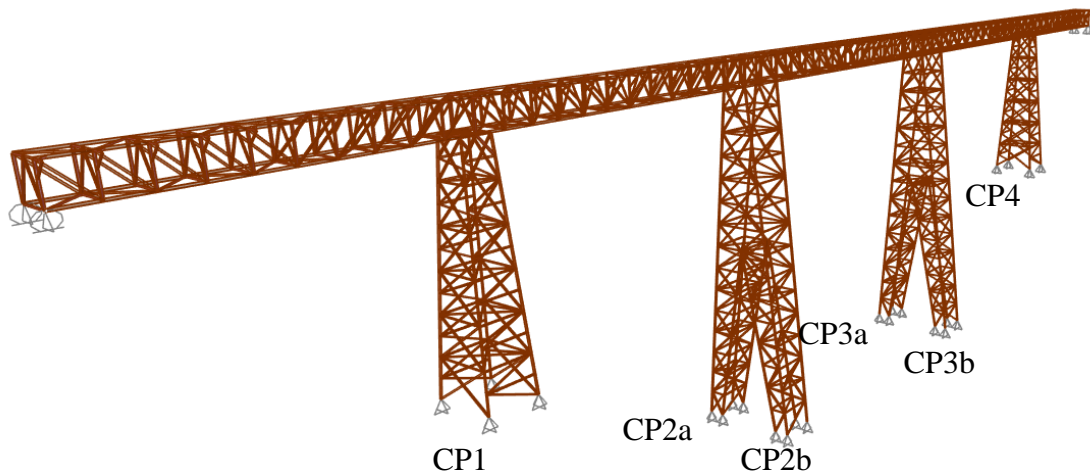


Figura 4.8: Vista 3D modelo puente diseño 1 y 2 sin acartelamiento

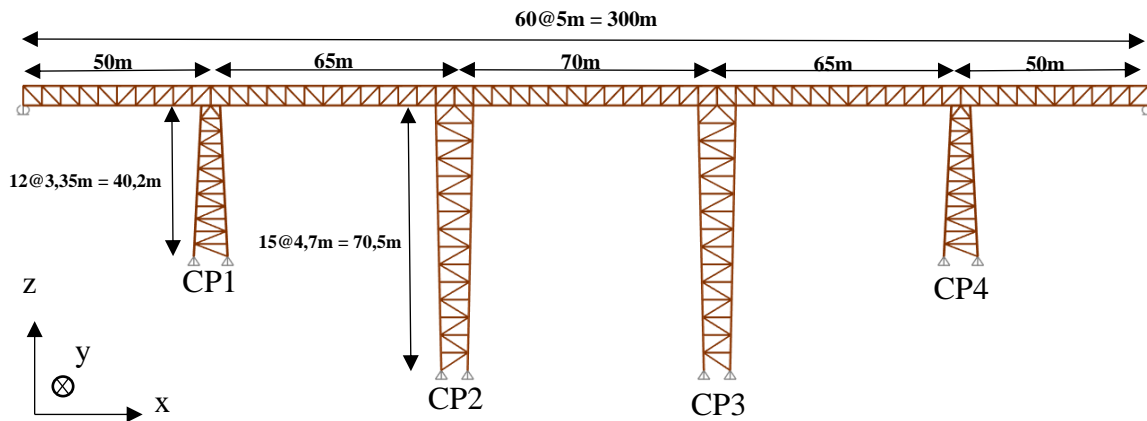


Figura 4.9: Vista 2D modelo puente diseño 1 y 2 sin acartelamiento (elevación lateral).

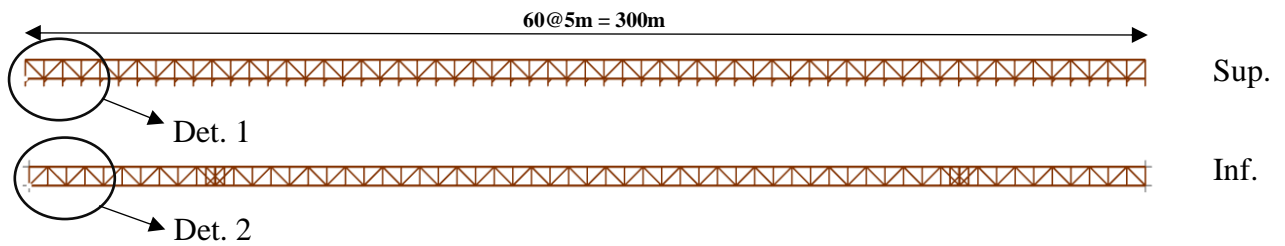


Figura 4.10: Planta cordones principales diseño 1 y 2.

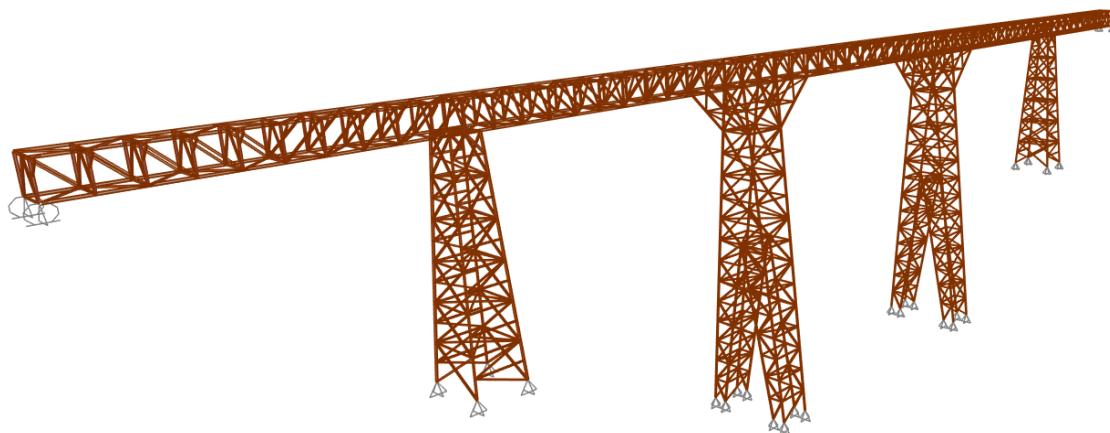


Figura 4.11: Vista 3D modelo puente diseño 1 y 2 con acartelamiento

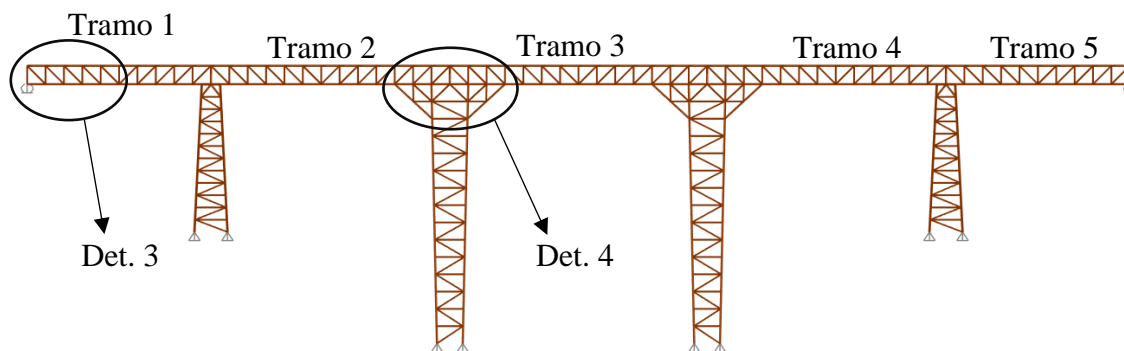


Figura 4.12: Vista 2D modelo puente diseño 1 y 2 con acartelamiento (elevación).

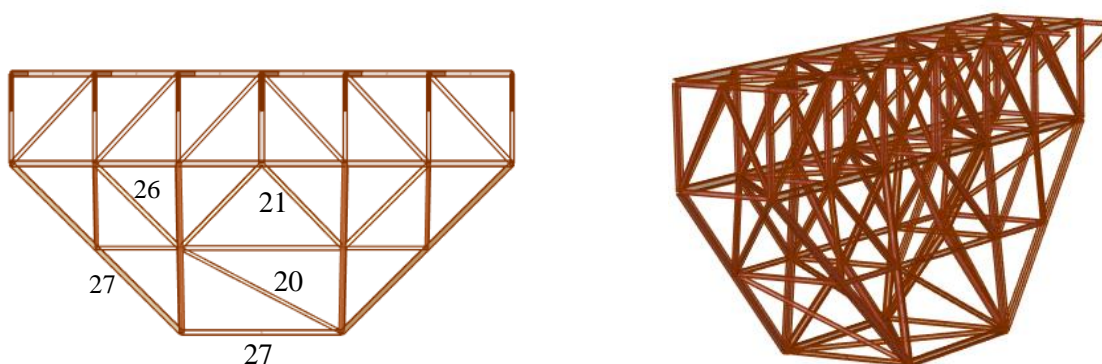


Figura 4.13: Detalle 2D y 3D de acartelamiento (Det. 4).

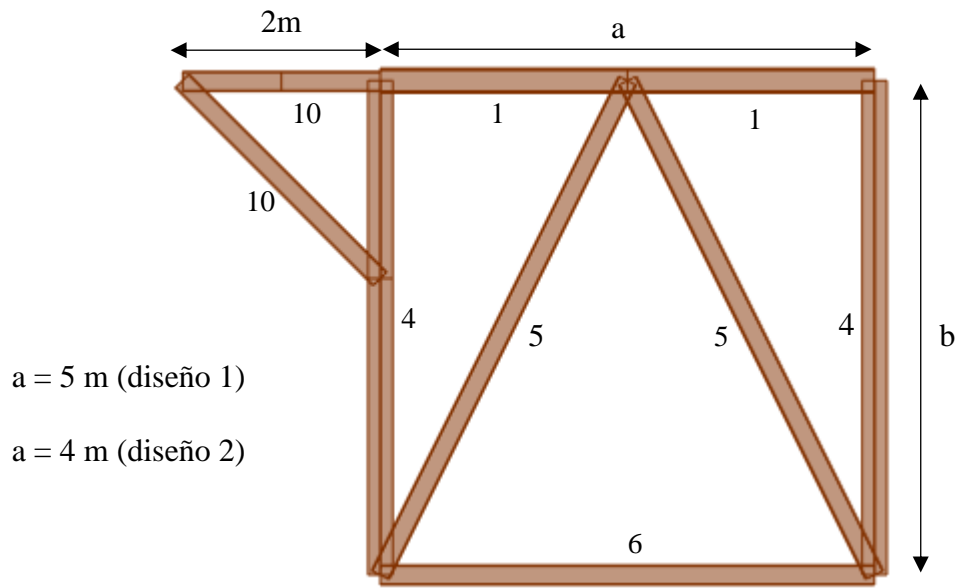


Figura 4.14: Sección diseño 1 y 2.

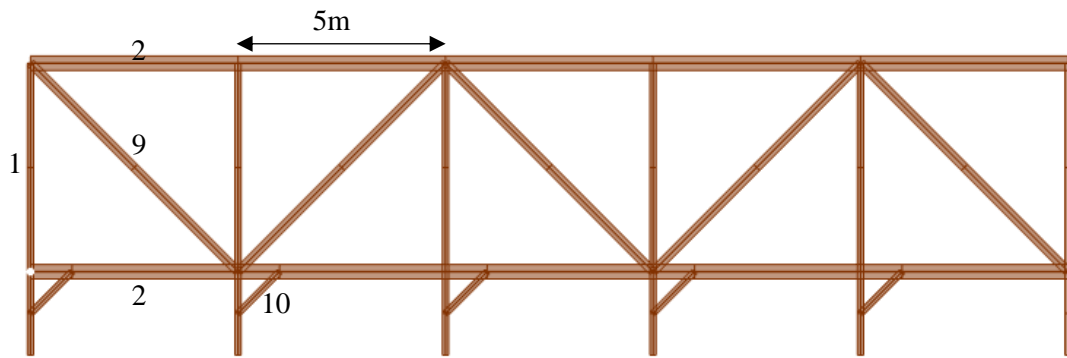


Figura 4.15: Detalle planta cordón superior (Det. 1).

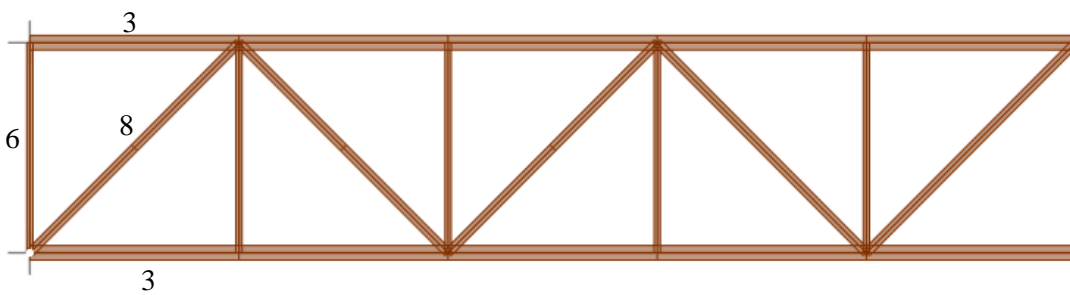
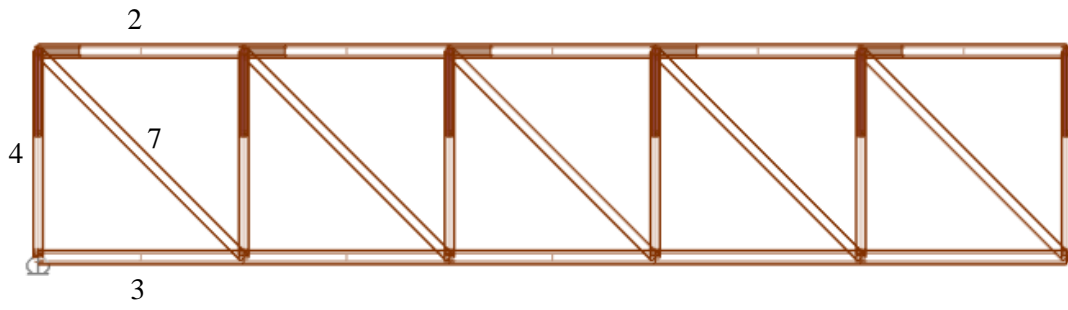


Figura 4.16: Detalle planta cordón inferior (Det. 2).





*Figura 4.17: Elevación viga enrejada (Det. 3).*

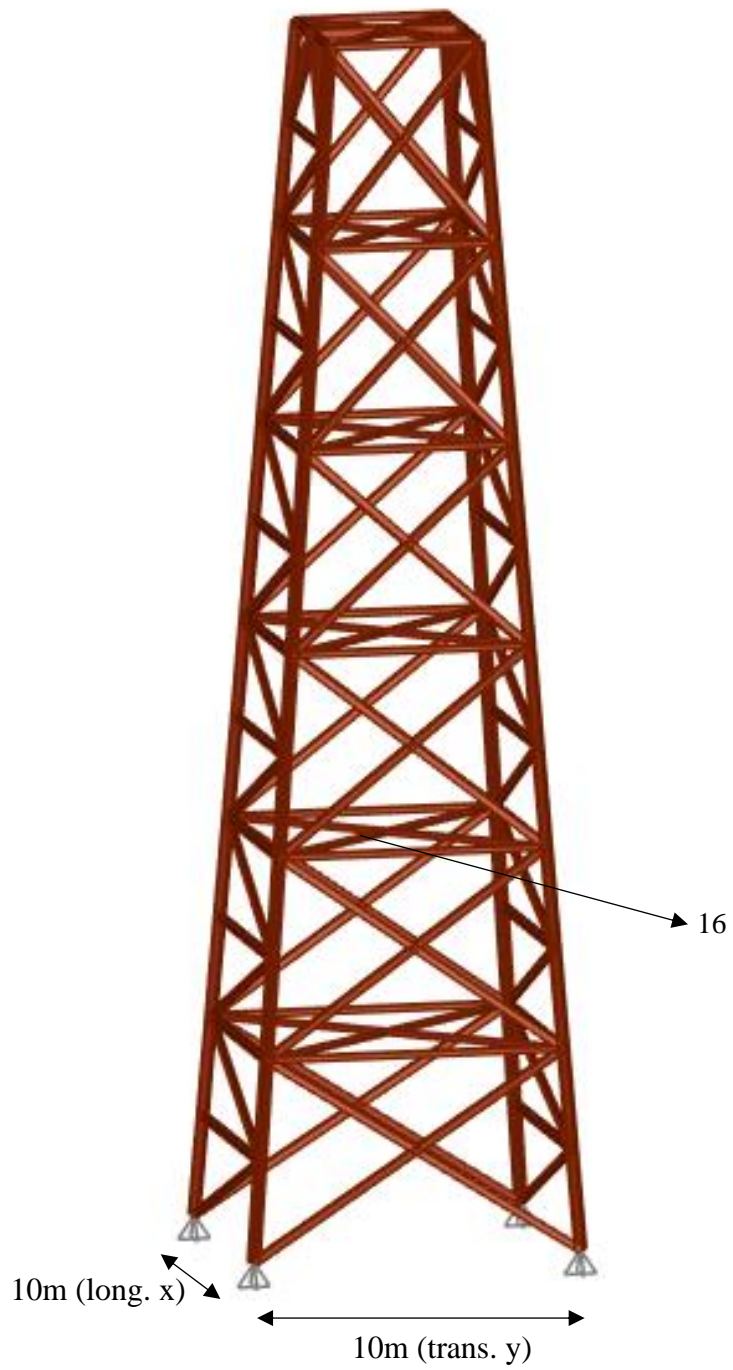


Figura 4.18: Ceba 1 y 4 tridimensional (CP1-CP4).

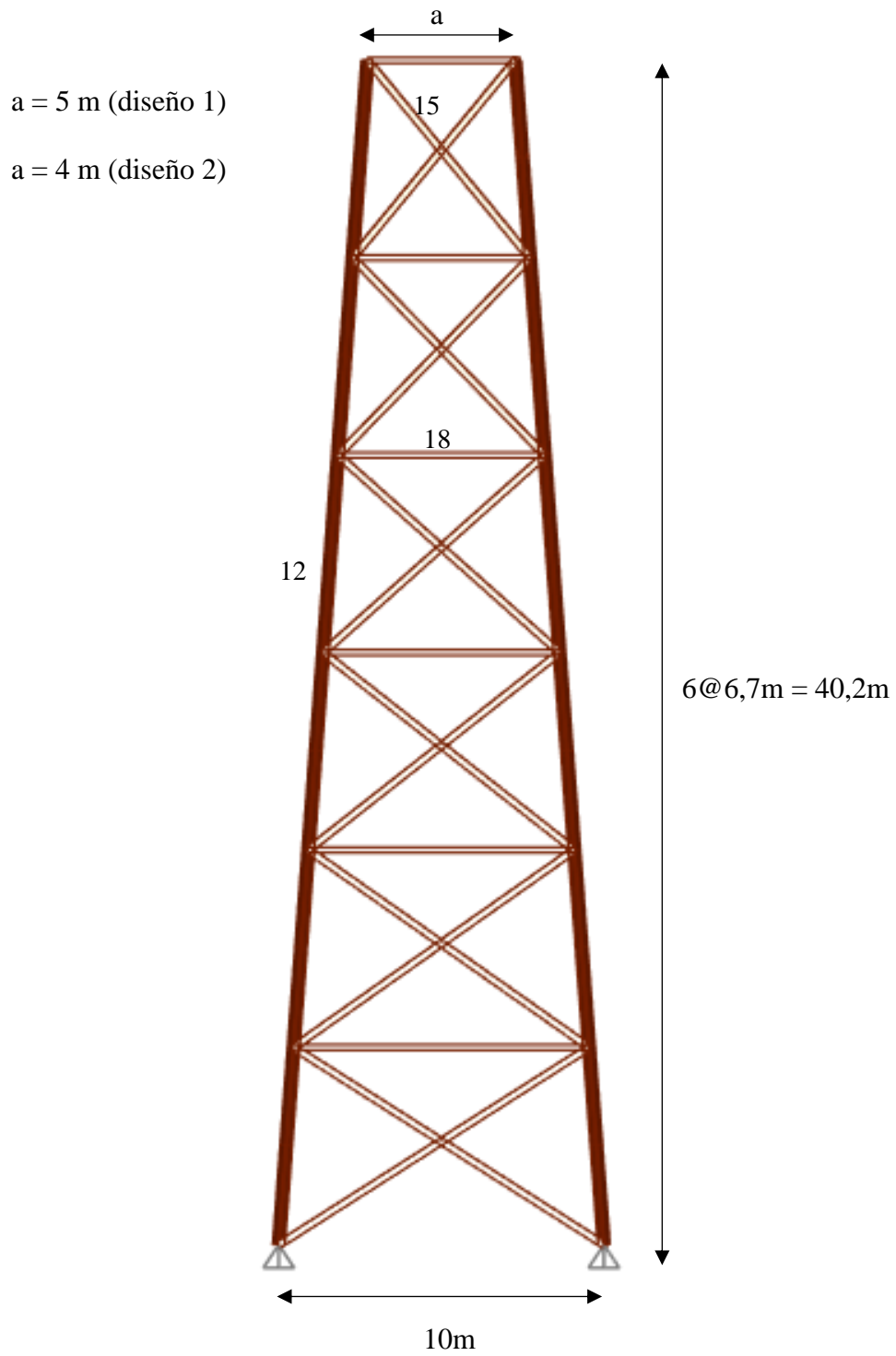


Figura 4.19: Cepa 1 y 4 sección transversal.

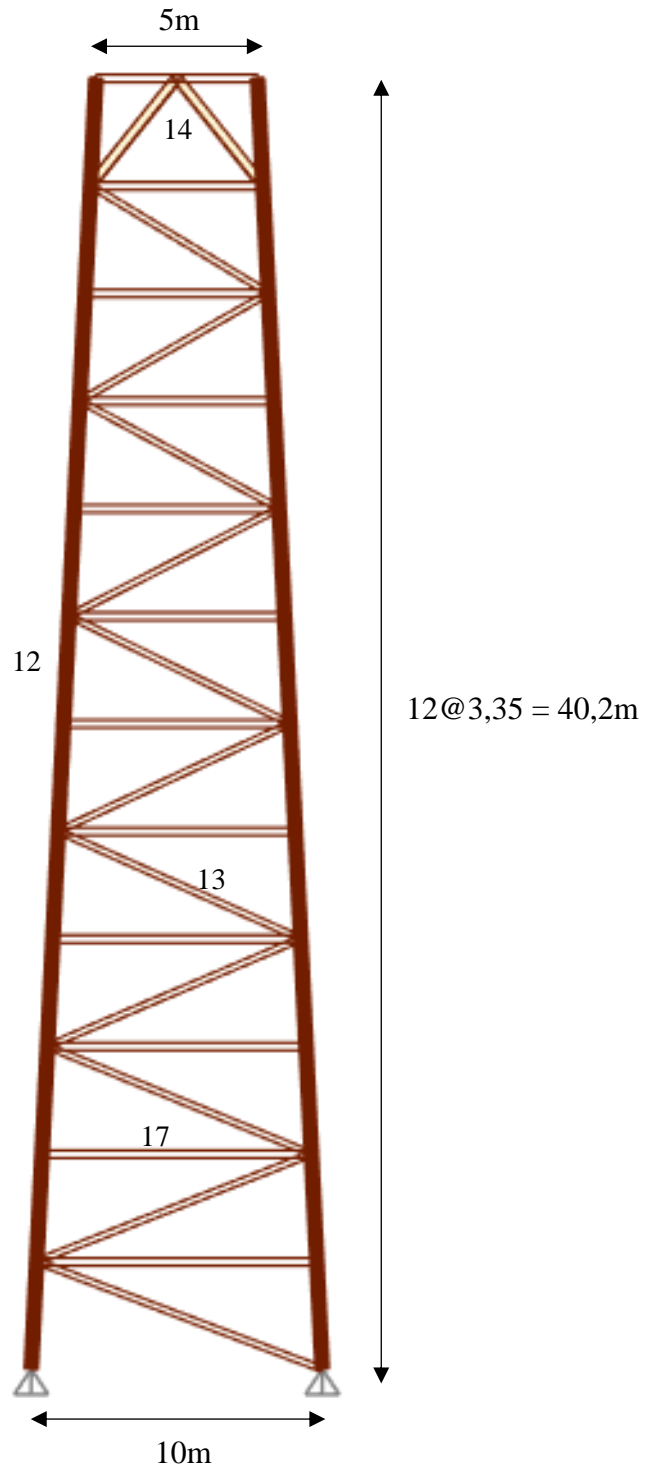
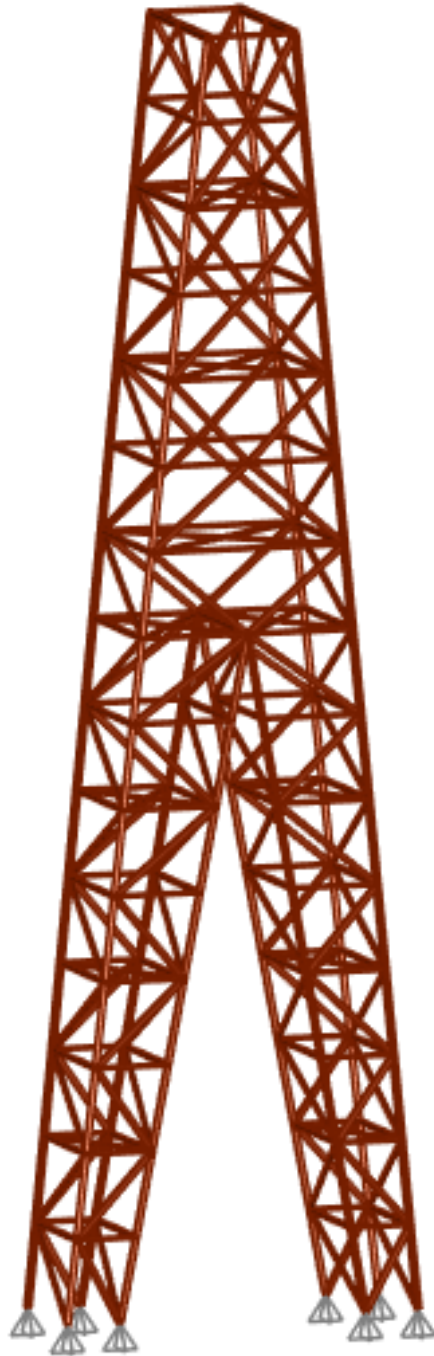


Figura 4.20: Ceba 1 y 4 sección longitudinal.



*Figura 4.21: Ceba 2 y 3 tridimensional (CP2-CP3).*

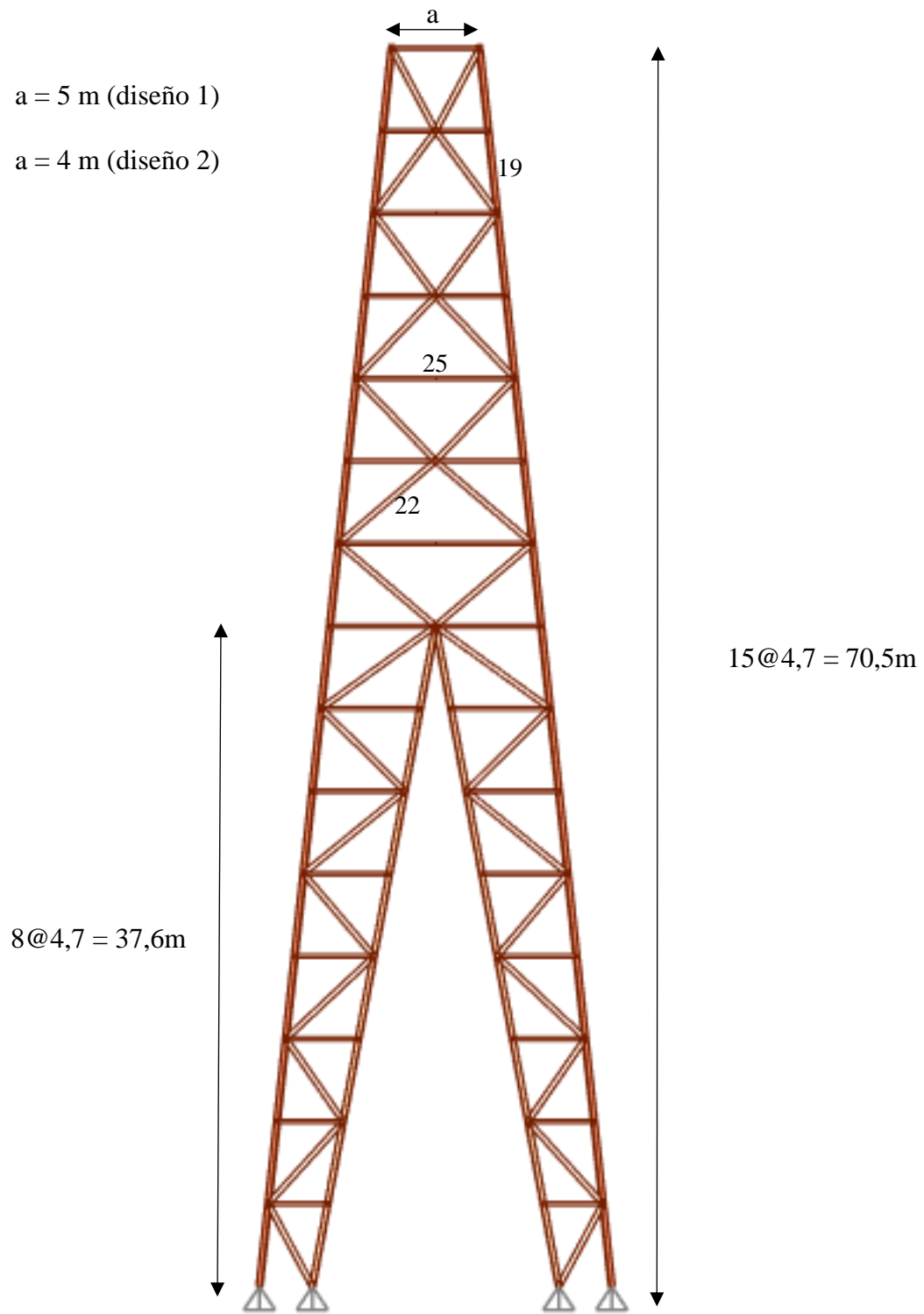


Figura 4.22: Cepa 2 y 3 sección transversal.

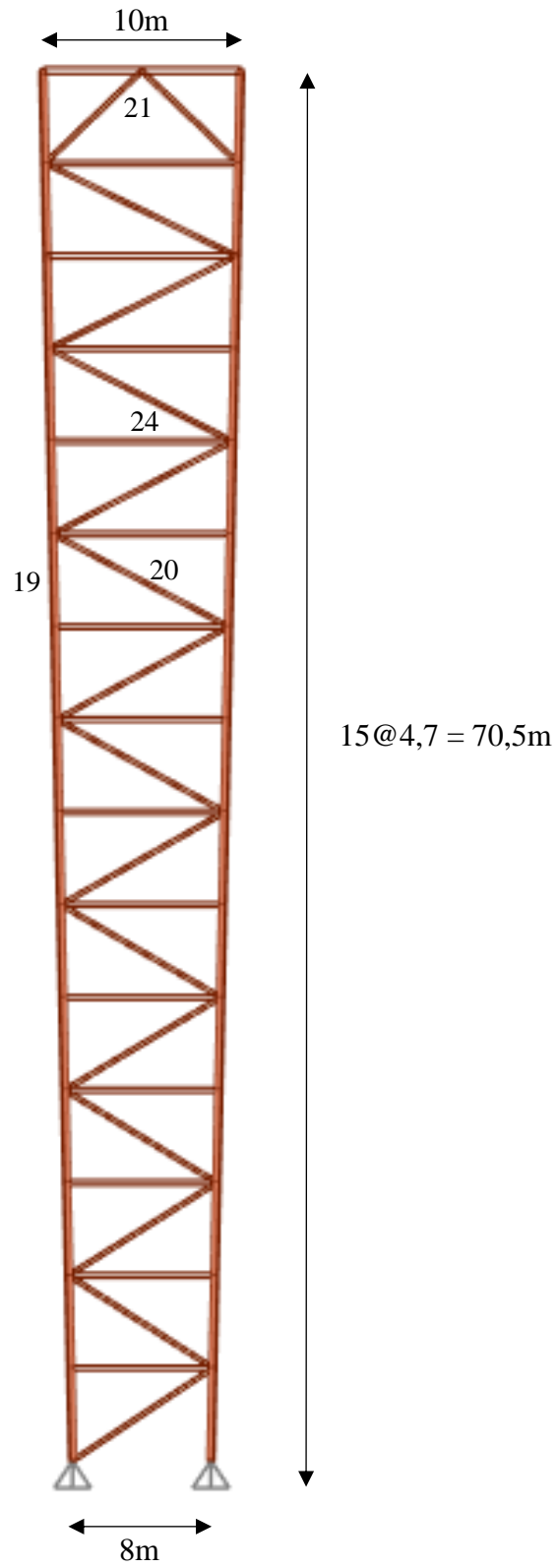


Figura 4.23: Ceba 2 y 3 sección longitudinal (externa).

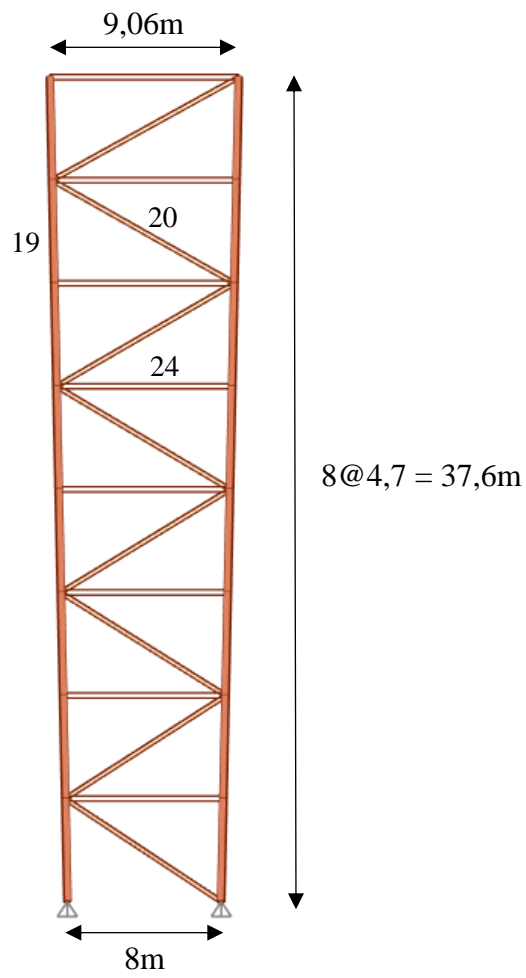


Figura 4.24: Ceba 2 y 3 sección longitudinal (interna).



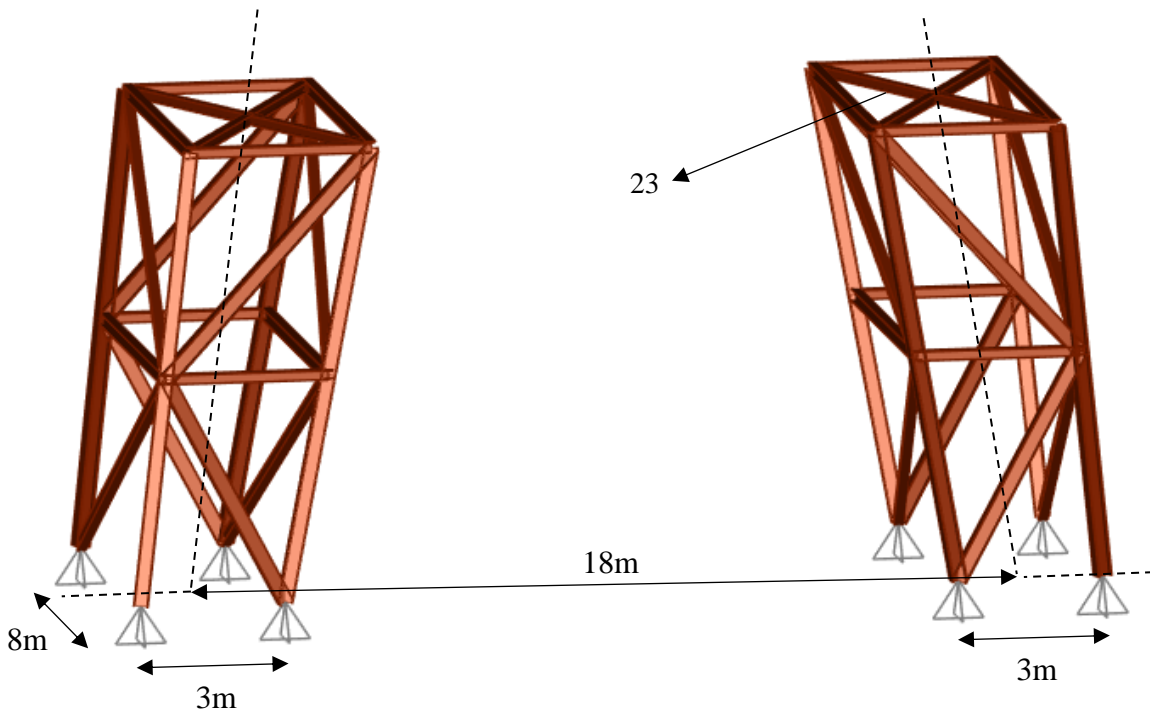


Figura 4.25: Detalle de base (CP2-CP3).

Los perfiles enumerados en los esquemas del 1 al 27 se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 4.13: Elementos de modelos de viga enrejada.

Número	Nomenclatura modelo	Elemento
1	HS1	Viga de apoyo canaleta sección
2	HL23s	Cordón superior
3	HL45i	Cordón inferior
4	VS67	Montantes
5	DVS89	Diagonales de apoyo canaleta
6	HS10	Viga horizontal inferior
7	DVL11	Diagonales verticales
8	DHL13i	Diagonales horizontales inferiores
9	DHL14s	Diagonales horizontales superiores
10	PTUB	Soporte tubería
11	VS67_AP	Montantes en apoyos

Tabla 4.14: Elementos de modelos de cepa 1 y 4.

Número	Nomenclatura modelo	Elemento
12	TC	Columna principal
13	TDLi	Diagonal longitudinal
14	TDLs	Diagonal longitudinal
15	TDS	Diagonal transversal
16	THD	Diagonal horizontal
17	THL	Horizontal longitudinal
18	THS	Horizontal transversal

Tabla 4.15: Elementos de modelos de cepa 2 y 3.

Número	Nomenclatura modelo	Elemento
19	TC70	Columna principal
20	TDLi70	Diagonal longitudinal
21	TDLs70	Diagonal longitudinal
22	TDS70	Diagonal transversal
23	THD70	Diagonal horizontal
24	THL70	Horizontal longitudinal
25	THS70	Horizontal transversal
26	DT_sop	Diagonales de acartelamiento
27	DT2_sop	Diagonales de acartelamiento

La dimensión **b** (altura de sección) se especifica en el capítulo de resultados.

El diseño 3 (doble canoa) es de similares características, pero las dimensiones cambian debido a que la distancia entre secciones aumenta de 5 metros a 6,5 metros para efectos de conservar el ángulo de las diagonales de la viga dentro del rango entre 30° y 60°. Para este diseño **no** se considera acartelamiento en las cepas centrales, dado que, al aumentar la distancia entre las secciones, la solución acartelada resulta desproporcionada, por cuyo motivo, solo se considera aumentar la sección de viga si fuese requerido.

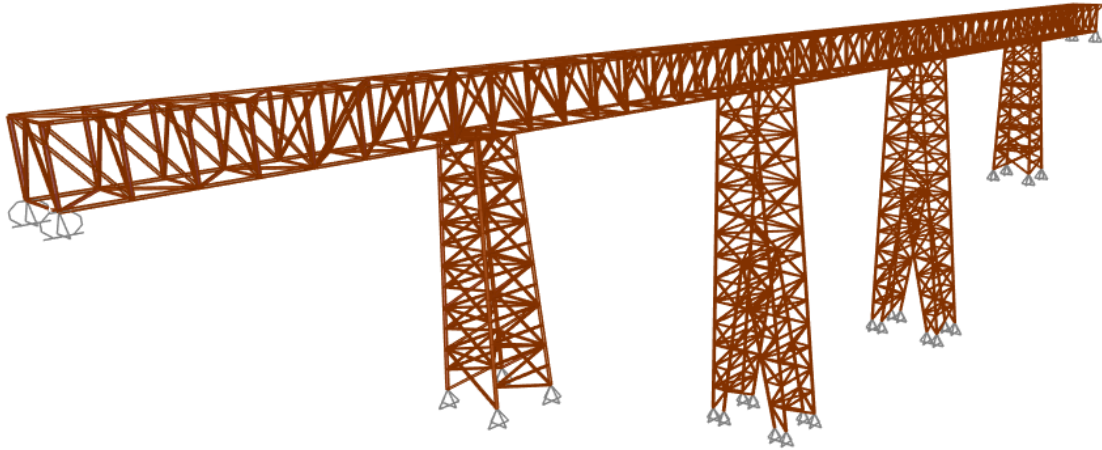


Figura 4.26: Vista 3D modelo puente diseño 3.

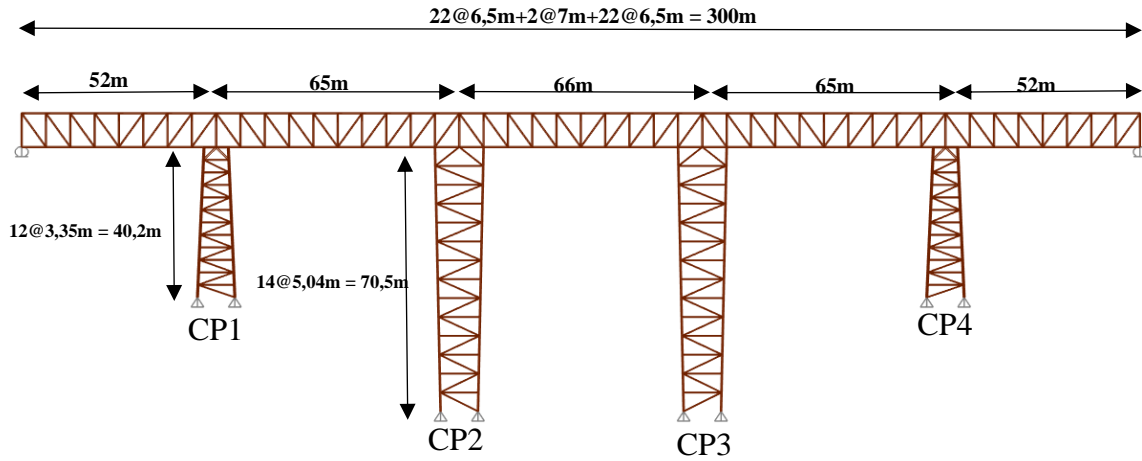


Figura 4.27: Vista 2D modelo puente diseño 3 (elevación lateral).

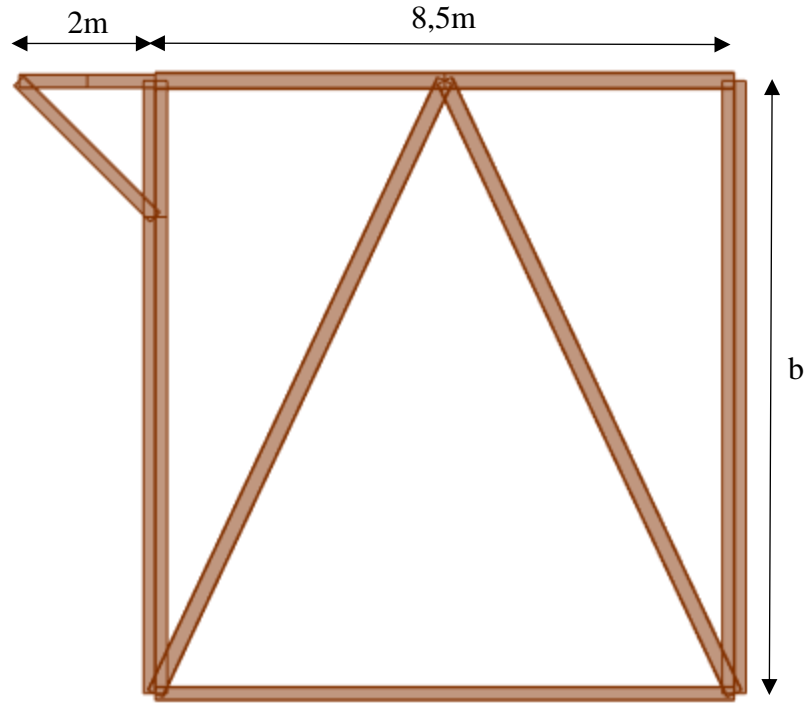


Figura 4.28: Sección diseño 3.

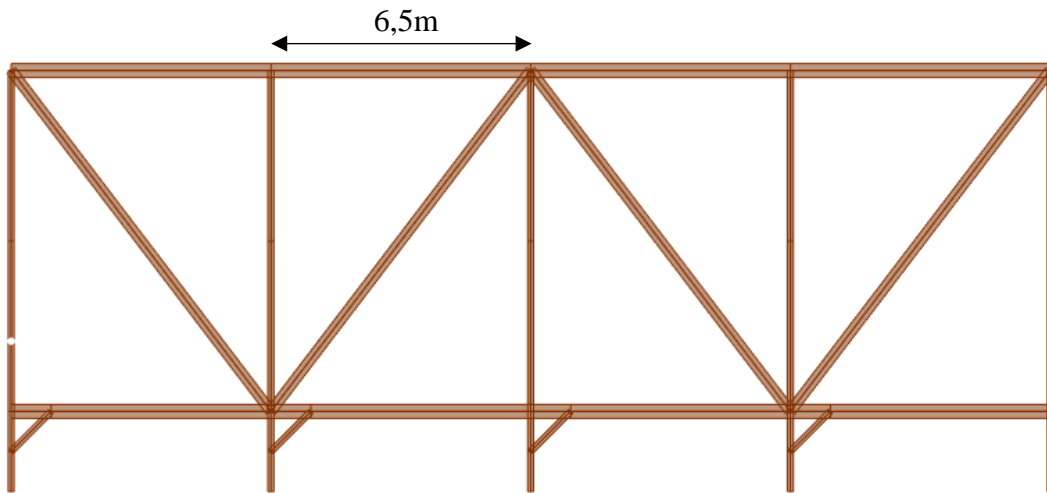
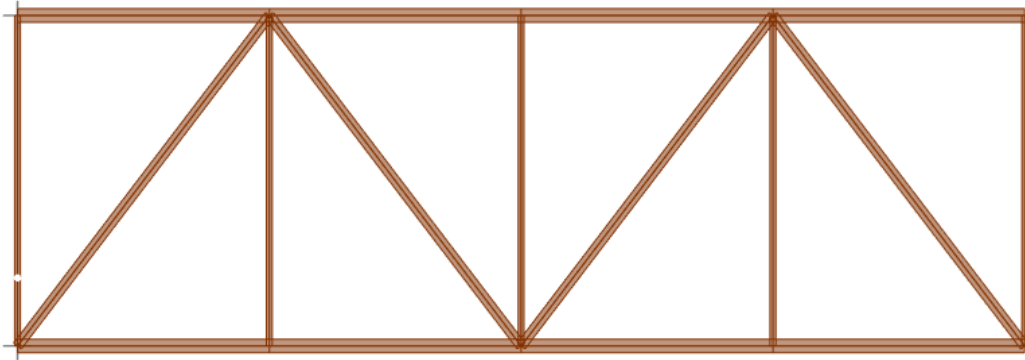
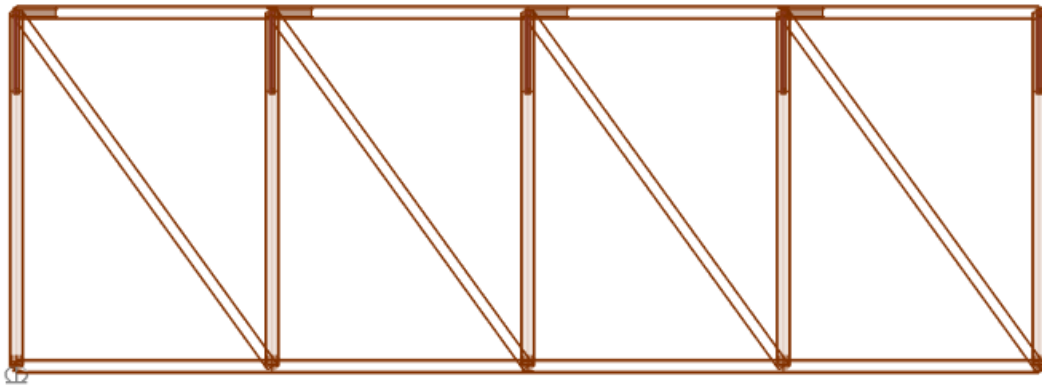


Figura 4.29: Detalle planta cordón superior (mitad tramo 1).



*Figura 4.30: Detalle planta cordón inferior (mitad tramo 1).*



*Figura 4.31: Elevación viga enrejada (mitad tramo 1).*



*Figura 4.32: Cepa 1 y 4 tridimensional (CP1-CP4).*

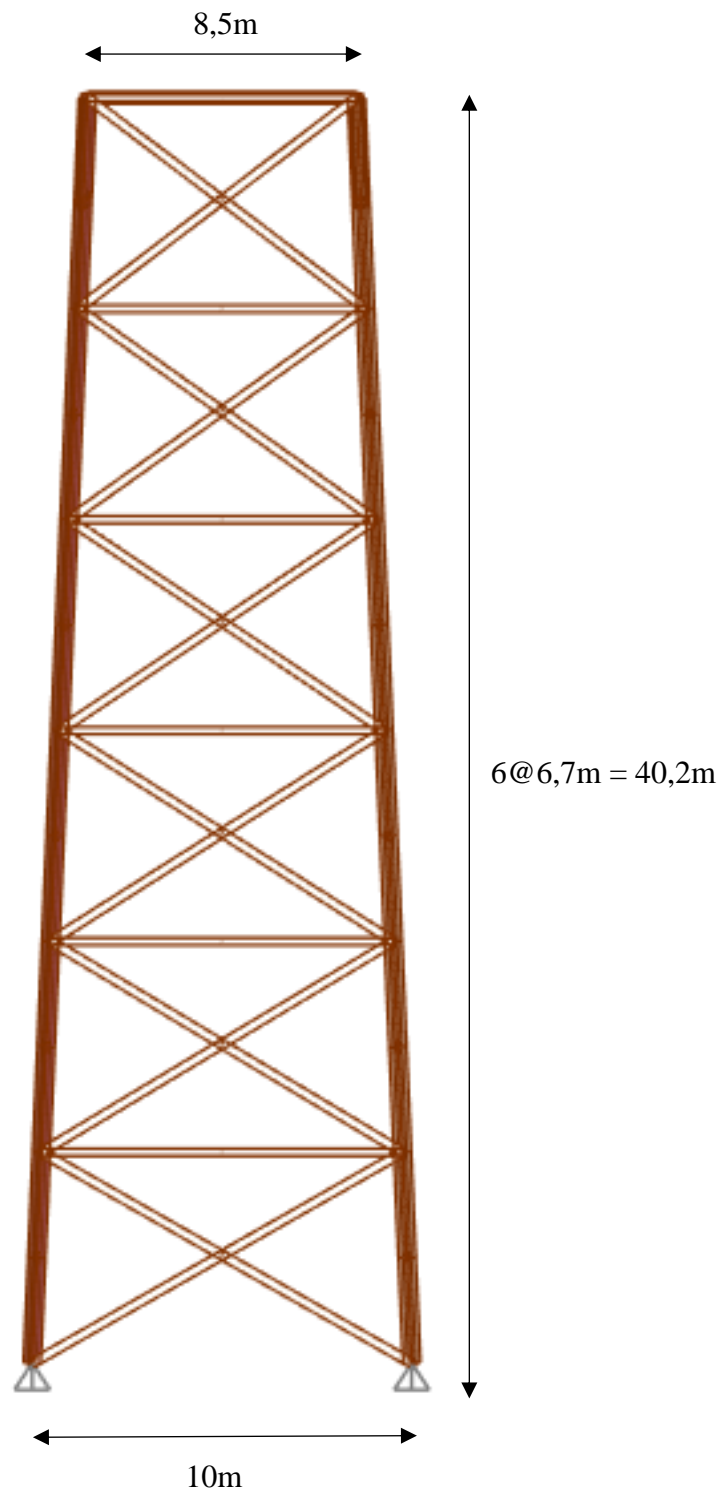


Figura 4.33: Ceba 1 y 4 sección transversal.

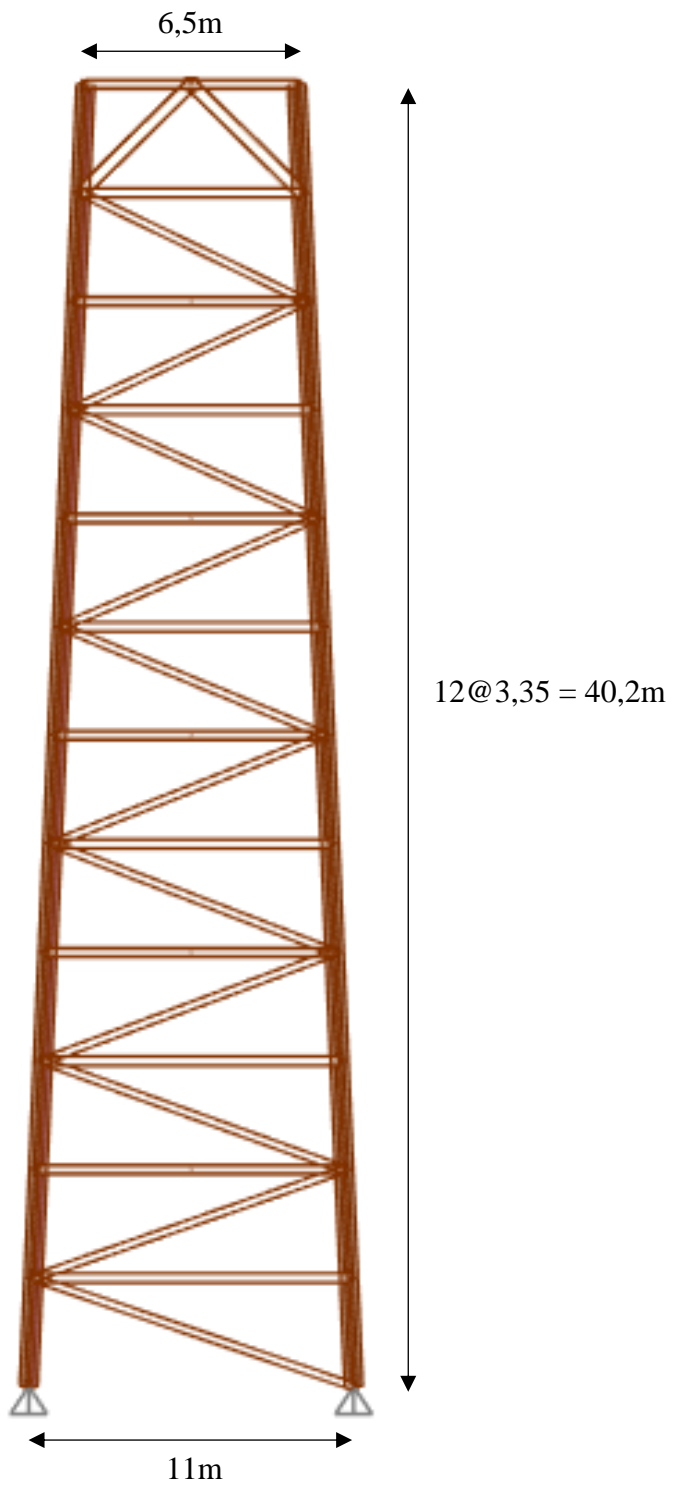
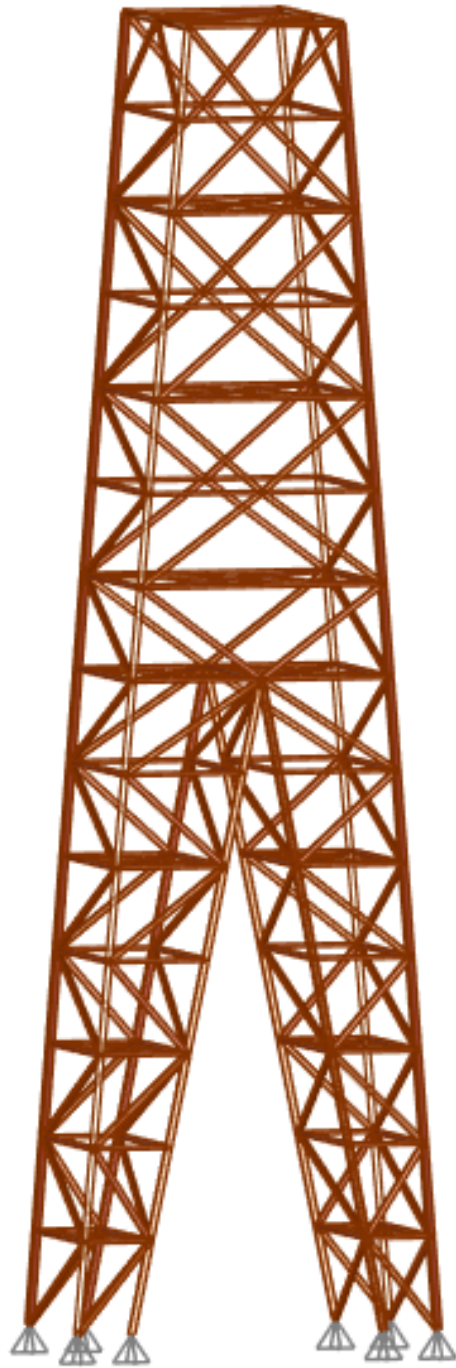


Figura 4.34: Ceba 1 y 4 sección longitudinal.





*Figura 4.35: Ceba 2 y 3 tridimensional (CP2-CP3).*

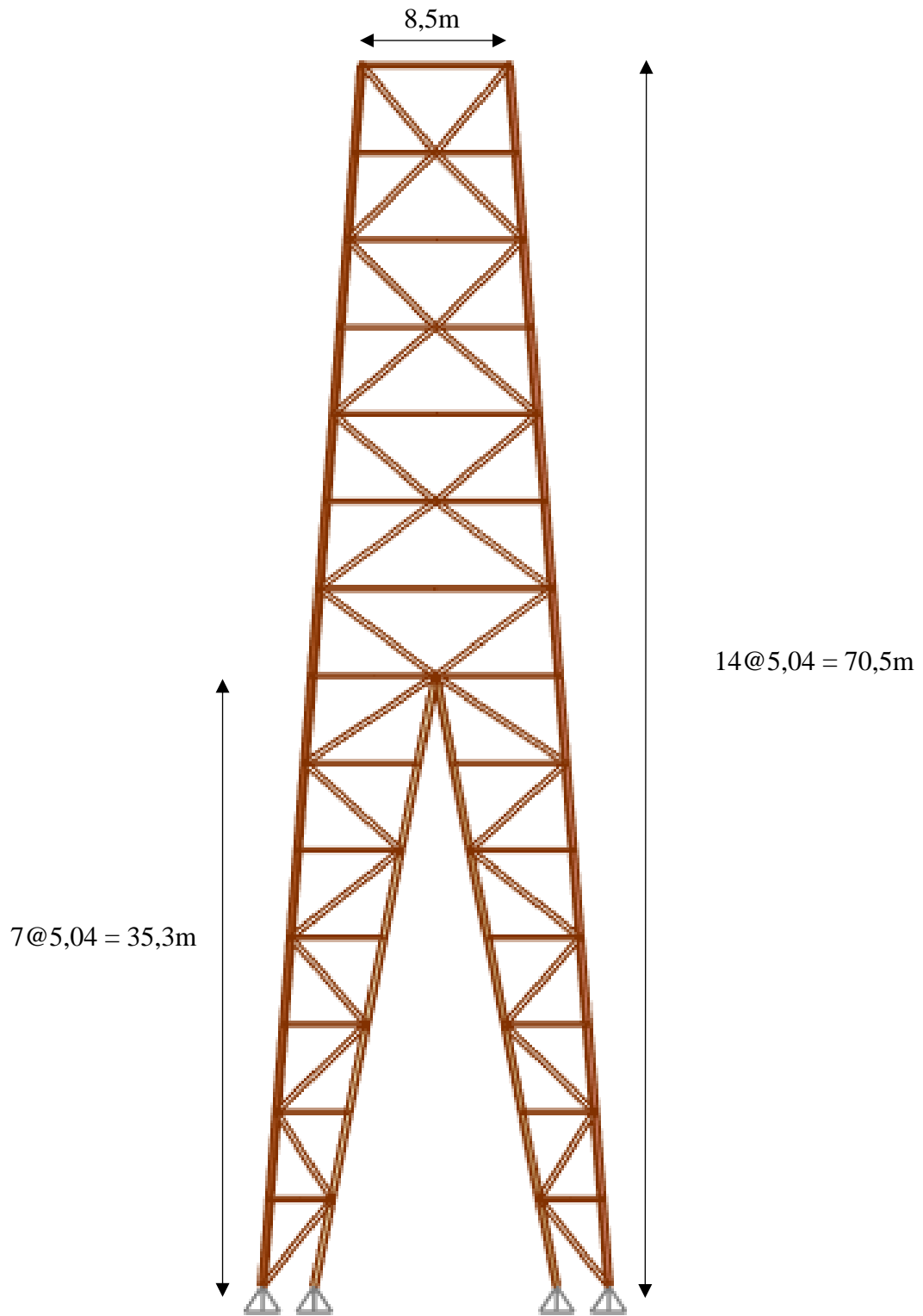


Figura 4.36: Cepa 2 y 3 sección transversal.

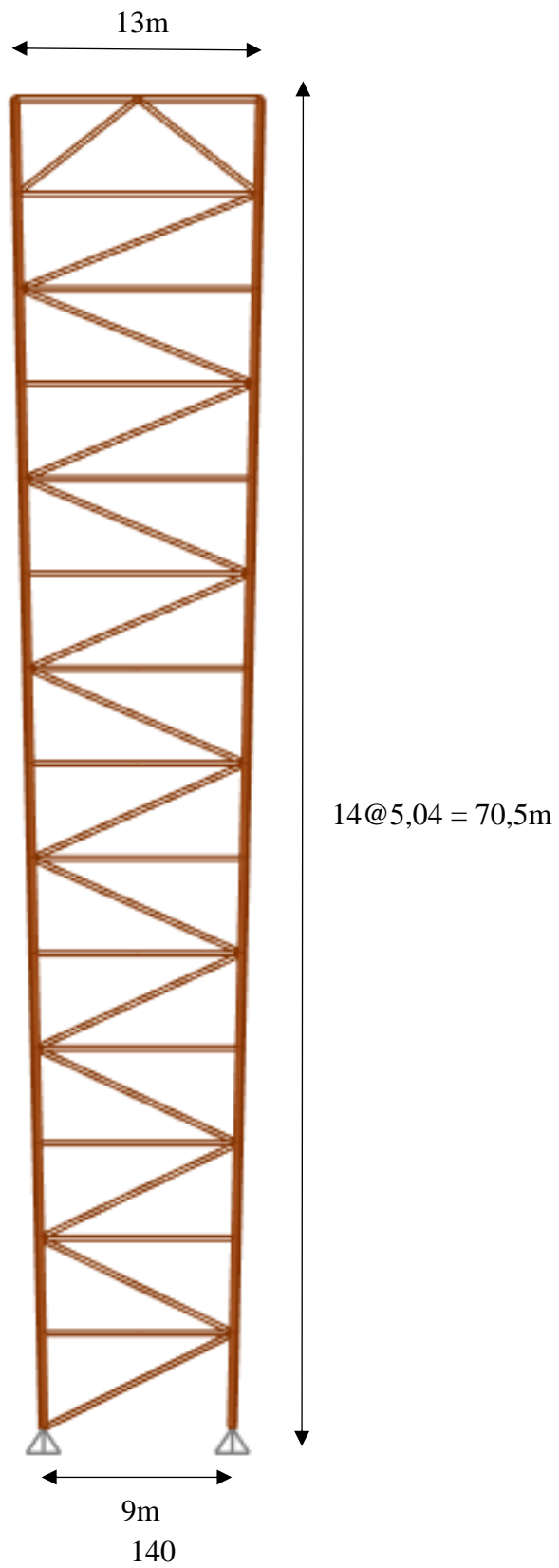


Figura 4.37: Ceba 2 y 3 sección longitudinal (externa).

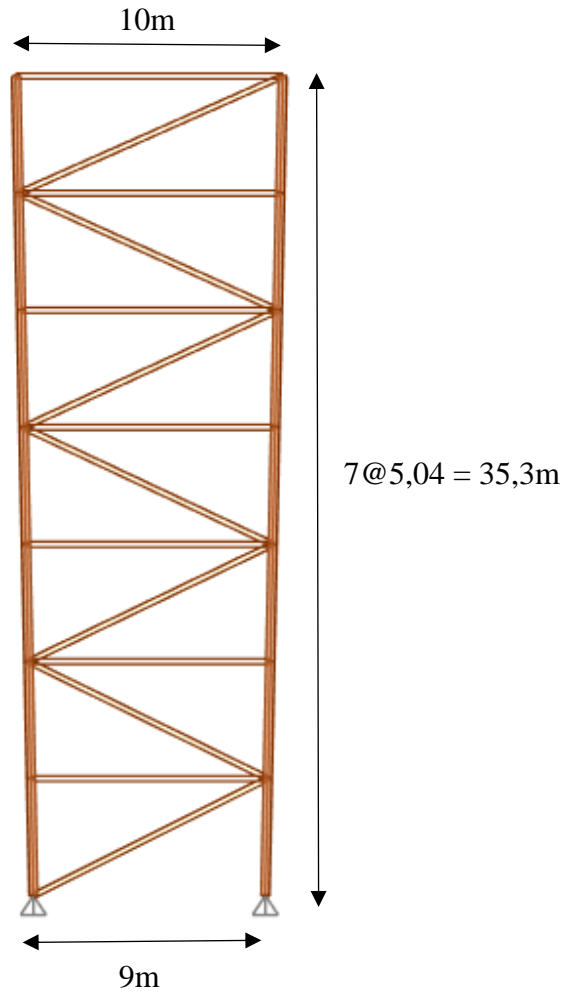
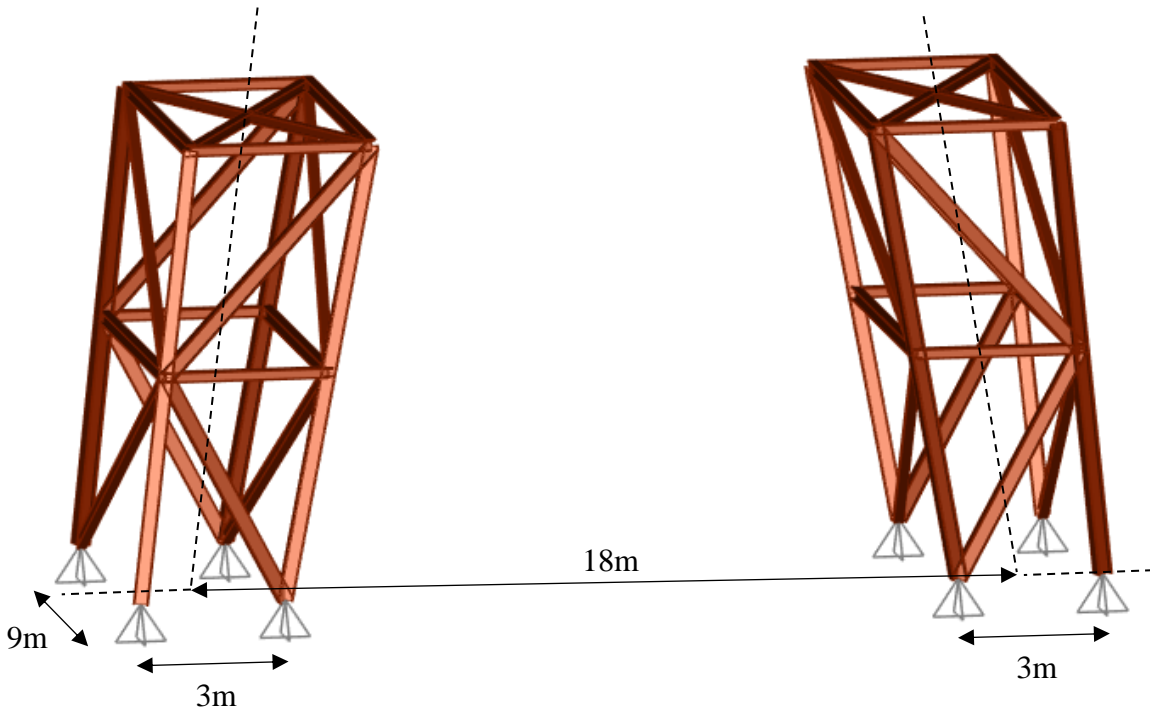


Figura 4.38: Ceba 2 y 3 sección longitudinal (interna).



*Figura 4.39: Detalle de base (CP2-CP3).*

## Capítulo 5: Resultados

En este capítulo se presentan los resultados de los modelos estructurales de los diseños 1, 2 y 3 y los presupuestos asociados a cada alternativa.

Las dimensiones finales de las secciones para cada diseño y opción se presentan a continuación.

Tabla 5.1: Dimensiones de sección.

Diseño	Acartelamiento	Ancho sección [m]	Alto sección (b) [m]
1	Si	5	5
	No	5	5,3
2	Si	4	5
	No	4	6
	Si*	4	6
3	No	8,5	9

(\*) Se añade una opción más para efectos de comparar: aumento de sección con acartelamiento en cepas centrales y disminución de dimensiones de perfiles en diseño 2.

La altura de sección resulta de limitar la dimensión de cordones superiores e inferiores de la viga principal del puente a 350 mm de alto con el fin de evitar una desproporcionalidad en los perfiles de la estructura.

### 5.1. Parámetros dinámicos

Para mover, como mínimo, el 90% de la masa en los dos ejes ortogonales, se necesitan 60 modos de vibrar para los diseños 1 y 2, mientras que para el diseño 3 se requieren 94. Del análisis modal espectral, se obtienen los siguientes resultados:

Tabla 5.2: Parámetros dinámicos.

Dis- eño	Acartela- miento	Peso sísmico trans. [tonf]	Peso sísmico long. [tonf]	Corte basal mínimo trans. [tonf]	Corte basal mínimo long. [tonf]	Eje longitudinal (x)			Eje transversal (y)		
						Corte basal [tonf]	Periodo [s]	Masa [%]	Corte basal [tonf]	Periodo [s]	Masa [%]
1	Si	1916	1631	138	117	145	1.52	88	115	1.68	60
	No	1901	1616	137	116	139	1.57	87	111	1.68	59
2	Si	1844	1559	133	112	142	1.54	88	103	1.77	58
	No	1845	1560	133	112	138	1.58	87	102	1.83	45
3	No	2684	2399	193	173	219	1.59	87	160	1.85	62

El sismo en la dirección transversal se amplifica por  $Q_{mín}/Q_y$  para verificar esfuerzos y deformaciones.

## 5.2. Perfiles, esfuerzos y deformaciones

Los perfiles de cada modelo verifican las siguientes condiciones.

- Límite de deformaciones por carga operacional y dinámicas descritas en el punto 4.2.
- Se verifican los esfuerzos según AISC 360-16 por método de Tensiones Admisibles para combinaciones de carga descritas en el punto 4.2. Al ser una estructura enrejada, se verifican principalmente esfuerzos de compresión y tracción.
- Se utilizan solo elementos compactos tanto en ala como alma. Los límites de compacidad de ala y alma se calculan según tabla B4.1 de NCh 427/1 Of.2016.
- Se limita la relación largo de pandeo y radio de giro en un valor máximo de 200 según especifica el Capítulo E de AISC 360-16 ( $L_c/r \leq 200$ ). Al ser una estructura enrejada, el modelo de análisis de cada elemento queda rotulado en ambos extremos, por tanto, la longitud de pandeo resulta  $L_c = k \cdot L_e = L_e$  con  $L_e$  largo del elemento.

Los detalles geométricos, solicitaciones, factores de seguridad de cada perfil y deformaciones se pueden encontrar en el anexo B.

Para el **diseño 1**, los pesos de viga enrejada y cepas se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 5.3: Pesos por estructuras diseño 1.

Acartelamiento	Peso viga	Peso cepas cortas	Pesos cepas largas	Total
	tonf	tonf	tonf	tonf
No	457	146	354	957
Si	447	146	378	972

Cabe destacar que estos pesos consideran un 15% extra por conexiones. Cada estructura representa el siguiente porcentaje respecto al peso total del puente.

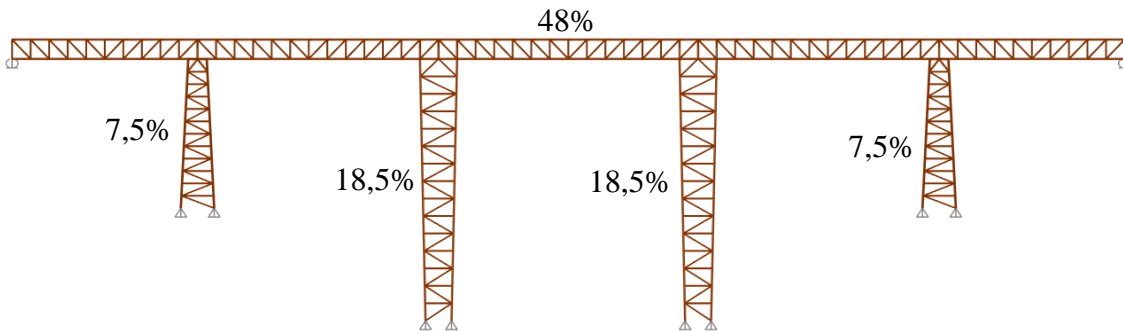


Figura 5.1: Porcentaje en peso de cada estructura del puente sin acartelamiento (diseño 1).

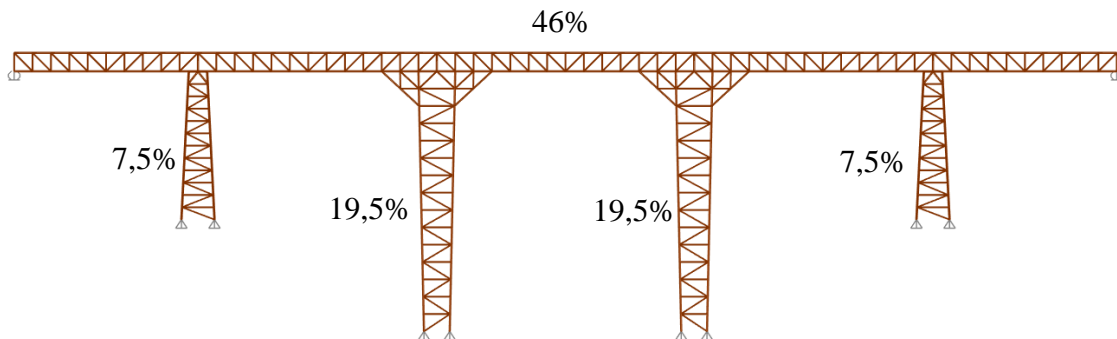


Figura 5.2: Porcentaje en peso de cada estructura del puente con acartelamiento (diseño 1).



Para el **diseño 2**, se analizan tres modelos. El tercer modelo se realiza para efectos comparativos y considera aumento de sección y acartelamiento. Los pesos de viga enrejada y cepas se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 5.4: Pesos por estructuras diseño 2.

Acartelamiento	Peso viga tonf	Peso cepas cortas tonf	Pesos cepas largas tonf	Total tonf	Peso lineal tonf/m
No	463	146	354	963	1.85
Si	438	146	378	962	1.85
Si*	408	146	378	934	1.79

(\*) Diseño con aumento de sección y acartelamiento.

Cabe destacar que estos pesos consideran un 15% extra por conexiones. Cada estructura representa el siguiente porcentaje respecto al peso total del puente.

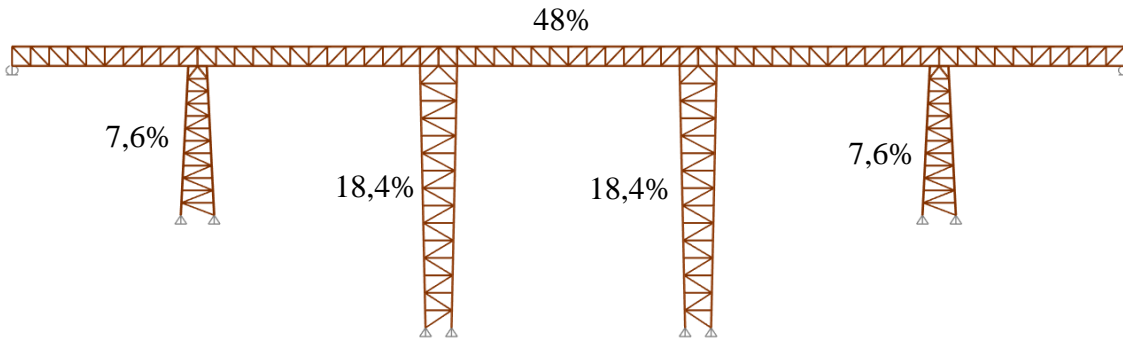


Figura 5.3: Porcentaje en peso de cada estructura del puente sin acartelamiento (diseño 2).

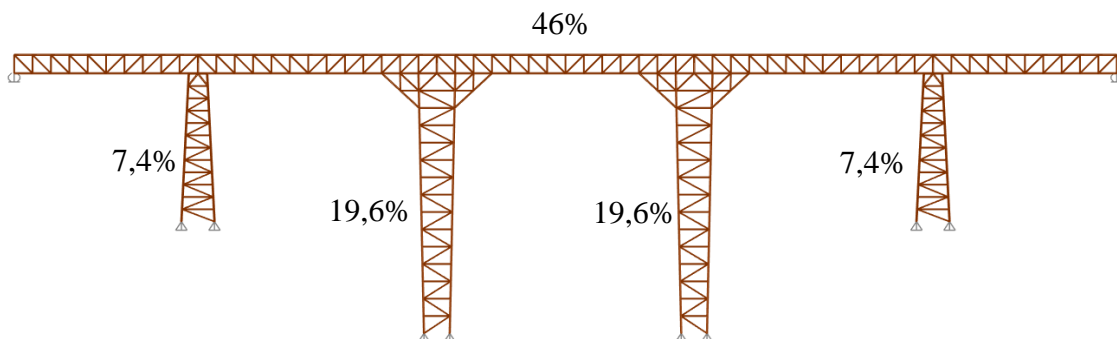


Figura 5.4: Porcentaje en peso de cada estructura del puente con acartelamiento (diseño 2).

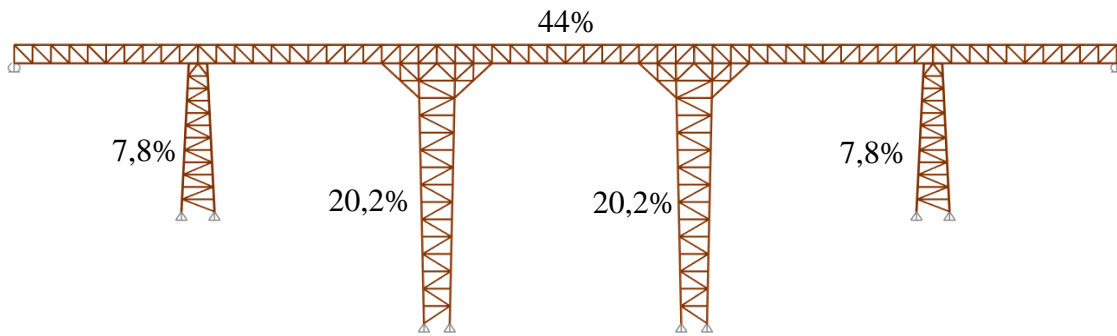


Figura 5.5: Porcentaje en peso de cada estructura del puente con acartelamiento y aumento sección (diseño 2).

El **diseño 3** no considera la opción de acartelamiento debido a que el acartelamiento resulta muy desproporcionado respecto a la longitud de vigas entre cepas. Los pesos de viga enrejada y cepas se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 5.5: Pesos por estructuras diseño 3.

Peso viga	Peso cepas cortas	Pesos cepas largas	Total	Peso lineal
tonf	tonf	tonf	tonf	tonf/m
727	219	537	1482	2.85

Cabe destacar que estos pesos consideran un 15% extra por conexiones. Cada estructura representa el siguiente porcentaje respecto al peso total del puente.

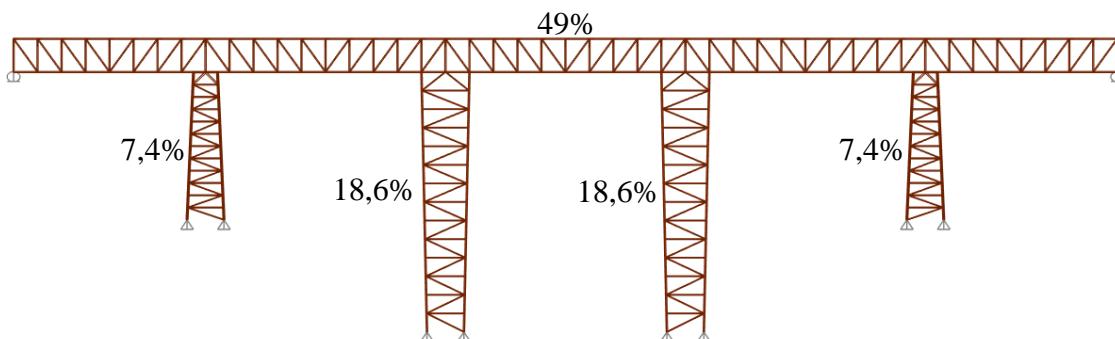


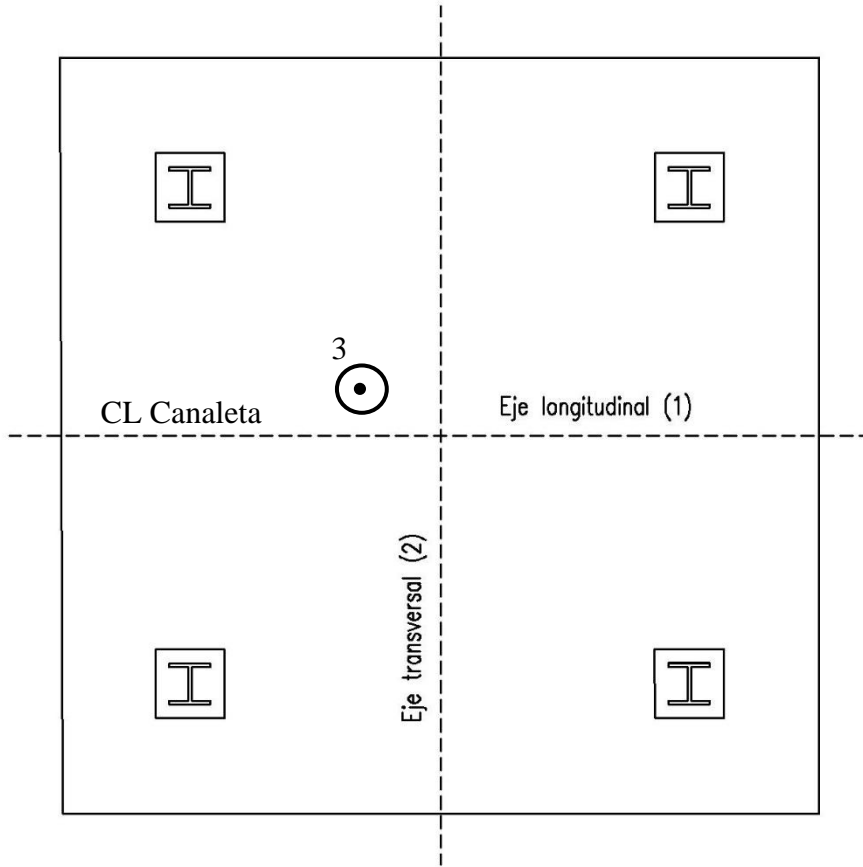
Figura 5.6: Porcentaje en peso de cada estructura del puente (diseño 3).

### 5.3. Fundaciones

Las consideraciones para el diseño de fundaciones son las siguientes:

- El sello de fundación está a **seis** metros y es horizontal.
- No hay presencia de lecho de río, por ende, no hay socavación general ni local producto de algún escurrimiento.
- Se funda sobre roca (granodiorita moderadamente meteorizada) con capacidad de soporte máxima admisible de 100 tonf/m<sup>2</sup> para caso estático y 130 tonf/m<sup>2</sup> para caso sísmico.
- Sobre la fundación se dispone de un relleno de peso específico referencial de 1,8 tonf/m<sup>3</sup>.
- Se utiliza hormigón G30 reforzado con barras de acero A630-420H
- Los pedestales de hormigón verifican punzonamiento. El ancho y largo se dimensiona considerando una distancia de a lo menos 250 mm desde la cara del perfil al extremo del pedestal.
- Se considera las mismas fundaciones para diseños 1 y 2 debido a la similitud en las cargas y pesos de la estructura. Se utiliza las cargas más desfavorables de los modelos mencionados en los subcapítulos anteriores.
- Al ser una estructura simétrica geoméricamente y de cargas simétricas, se diseñan las fundaciones para la condición de cargas más desfavorables entre cepas 1 y 4 y cepas 2 y 3.
- No se diseña la armadura de la fundación.

La convención de ejes de fundación se rige según el siguiente esquema.



*Figura 5.7: Planta tipo fundaciones y ejes locales.*

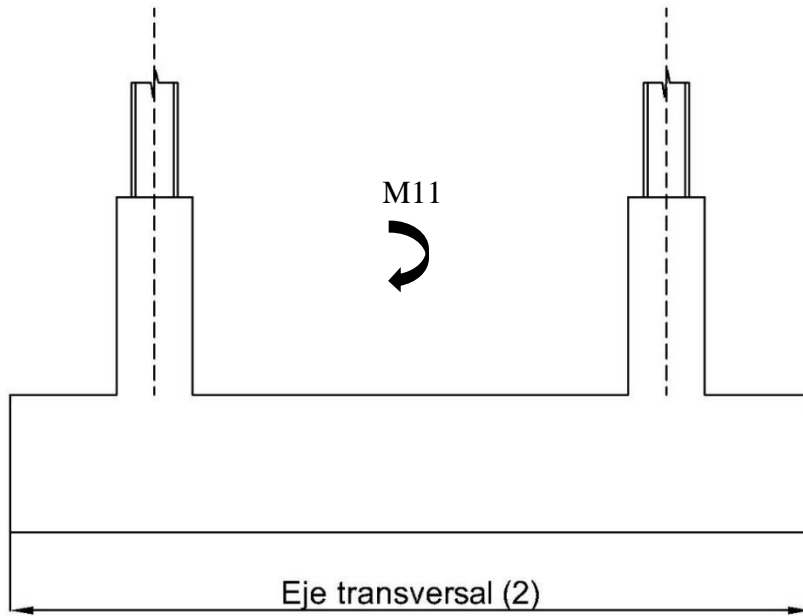


Figura 5.8: Elevación tipo fundaciones (eje transversal, no escalado).

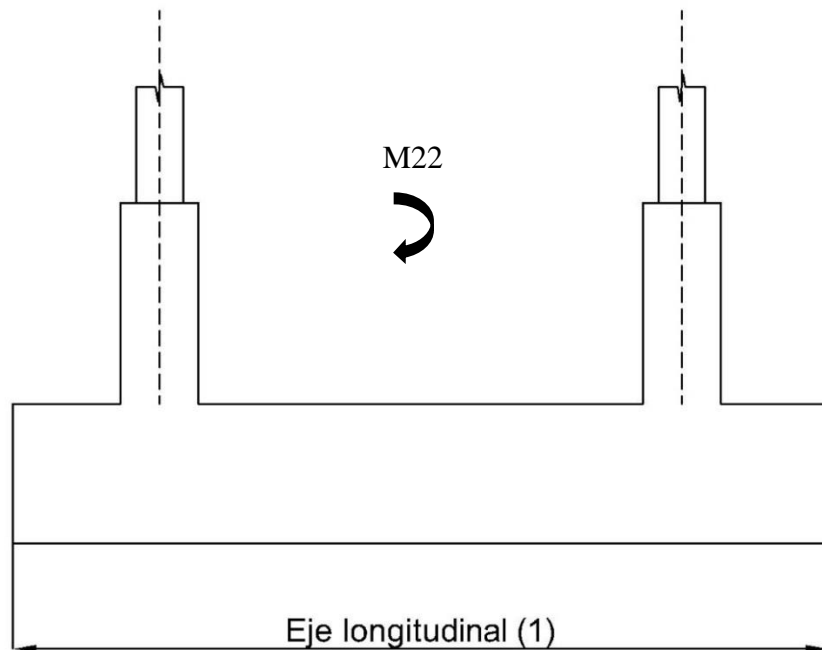


Figura 5.9: Elevación tipo fundaciones (eje longitudinal, no escalado).

Los ejes locales 1, 2 y 3 coinciden con los ejes globales X, Y y Z respectivamente. Los momentos  $M_{11}$  corresponde a giros en torno a eje 1, es decir, en dirección 2. Análogamente para  $M_{22}$ .

Para estimar las dimensiones de la fundación se verifican los siguientes criterios:

### 5.3.1. Estabilidad

Para evaluar la estabilidad de la fundación, se debe calcular la relación entre esfuerzo resistente y esfuerzo solicitante y comparar con los factores de seguridad límites al deslizamiento y volcamiento según corresponda. Los factores de seguridad límite por combinación se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 5.6: Factores de seguridad para evaluar estabilidad en fundaciones.

Combinación	FSd	FSv
COMB1_A	2,00	1,50
COMB1_B	2,00	1,50
COMB1_C	2,00	1,50
COMB2	2,00	1,50
COMB3	1,75	1,50
COMB4	1,50	1,25
COMB5	1,30	1,15

El factor de seguridad real al volcamiento se calcula según:

$$FSv = \frac{F_3 \cdot \left(\frac{L}{2}\right)}{M_v}$$

Ecuación 5.1: Factor de seguridad al volcamiento.

De donde F3 es la fuerza solicitante vertical sobre el sello que incluye el peso propio de la fundación y del relleno sobre esta, Mv momento solicitante en sello de fundación y L es la dimensión de la fundación en la dirección de análisis. Se deben verificar las dos direcciones ortogonales.

El factor de seguridad real al deslizamiento esta dado por:

$$FSd = \frac{F_d}{F_r}$$

Ecuación 5.2: Factor de seguridad al deslizamiento.

$$F_d = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$$

Ecuación 5.3: Fuerza deslizando solicitante en sello de fundación.

$$F_r = \mu \cdot F_3$$

Ecuación 5.4: Fuerza deslizando solicitante en sello de fundación.

De donde  $F_d$  es la fuerza solicitante en la dirección paralela al sello de fundación y se calcula como la resultante de las fuerzas de corte en 1 y 2 de ejes locales ( $F_1$  y  $F_2$  respectivamente),  $F_r$  es la fuerza resistente,  $\mu$  es el coeficiente de roce entre roca y hormigón equivalente a 0,5. Las solicitaciones y resultados se presentan en el anexo C.

### 5.3.2. Área comprimida y tensión admisible

Se debe verificar que el área en compresión en ambos ejes de fundación sea mayor al 80% y que las tensiones máximas sobre el sello sean menores a la admisible de la roca. La tensión admisible de la roca es de 100 tonf/m<sup>2</sup> para caso estático y 130 tonf/m<sup>2</sup> para caso sísmico. Dependiendo del valor de la excentricidad ( $e$ ) de la carga sobre la fundación las tensiones en el sello, en el sentido de análisis de la dimensión  $L$ , se calculan de la siguiente forma:

- Zapata rectangular sin tracciones:  $e = \frac{M_v}{F_3} \leq L/6$

$$\sigma_{m\acute{a}x,m\acute{i}n} = \frac{F_3}{A} \pm \frac{M_v}{W}$$

*Ecuación 5.5: Tensión en suelo para fundaciones en compresión.*

De donde  $A$  es el área igual a  $L \cdot B$ .

- Zapata rectangular con tracciones:  $e = \frac{M_v}{F_3} \leq L/6$

$$\sigma = \frac{2 \cdot F_3}{3 \cdot B \cdot \left(\frac{L}{2} - e\right)}$$

*Ecuación 5.6: Tensión en suelo para fundaciones con tracciones.*

Y el para verificar área en compresión en el sentido de  $L$ , se debe verificar que:

$$3 \cdot B \cdot \left(\frac{L}{2} - e\right) \geq 0,8 \cdot A$$

*Ecuación 5.7: Condición de área mínima en compresión.*

### 5.3.3. Punzonamiento

El análisis de punzonamiento asume la existencia de cono de falla como se muestra en la siguiente figura.

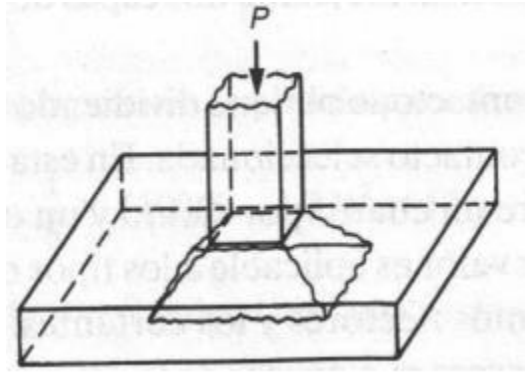


Figura 5.10: Cono de punzonamiento.

El perímetro del rectángulo generado en la base se conoce como perímetro de zona crítica.

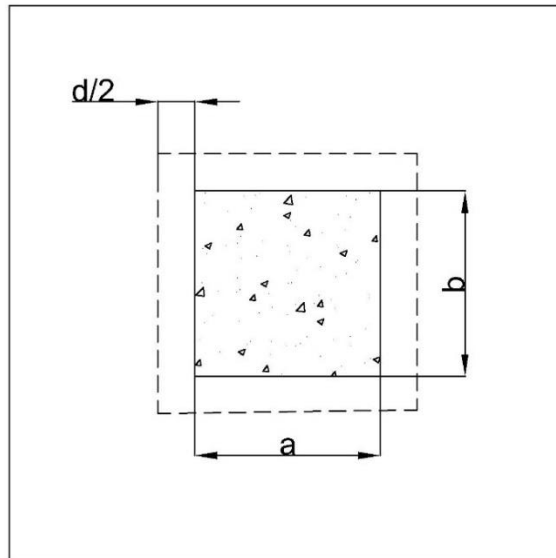


Figura 5.11: Vista en planta de perímetro crítico de punzonamiento.

$$b_o = 2 \cdot (a + b) + 4 \cdot d$$

Ecuación 5.8: Perímetro zona crítica.

De donde **a** y **b** corresponden a las dimensiones del pilar y **d** a la altura disponible de refuerzo de tracción. La capacidad de corte por punzonamiento resulta ser el mínimo entre las siguientes ecuaciones:

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot b_o \cdot d$$

Ecuación 5.9: Capacidad de corte al punzonamiento I.



$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \sqrt{f'c'} \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot b_o \cdot d$$

*Ecuación 5.10: Capacidad de corte al punzonamiento 2.*

$$V_c = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{\alpha_s \cdot d}{2b_o}\right) \cdot \sqrt{f'c'} \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot b_o \cdot d$$

*Ecuación 5.11: Capacidad de corte al punzonamiento 3.*

De donde  $\lambda_s$  y  $\lambda$  tienen relación con el tipo de agregado, para agregado normal de hormigón toman el valor de 1,  $\beta$  es la relación entre a y b con “a” la dimensión más grande y  $\alpha_s$  toma el valor de 20 cuando el pilar está en una esquina de la fundación.

#### 5.4. Resultados fundaciones

Al considerar punzonamiento, la distancia mínima del borde del pedestal al borde de la fundación es de  $d/2$  (debido al perímetro de zona crítica), lo cual condiciona la dimensión final de la fundación. Finalmente, Los pedestales quedan dispuestos a 1,25 metros del borde de la fundación. Por fundación son cuatro pedestales de 0,9m x 0,9m x 4m que equivalen a 3,2 m<sup>3</sup> por pedestal y 13 m<sup>3</sup> los cuatro pedestales por dado de fundación.

Las dimensiones de las fundaciones para los distintos diseños se presentan a continuación. Los volúmenes finales no incluyen el peso de los pedestales.

*Tabla 5.7: Dimensiones de fundaciones diseño 1 y 2.*

	Largo (trans.)	Ancho (long.)	Alto	Volumen	Superficie	Peso
	m	m	m	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	tonf
CP1	13.4	13.4	2	359	180	898
CP2a	6.4	11.4	2	146	73	365
CP2b	6.4	11.4	2	146	73	365
CP3a	6.4	11.4	2	146	73	365
CP3b	6.4	11.4	2	146	73	365
CP4	13.4	13.4	2	359	180	898
			TOTAL	1302	651	3255

Tabla 5.8: Dimensiones de fundaciones diseño 3.

	Largo (trans.)	Ancho (long.)	Alto	Volumen	Superficie	Peso
	m	m	m	m <sup>3</sup>	m <sup>2</sup>	tonf
CP1	13.4	14.4	2	386	193	965
CP2a	6.4	12.4	2	159	79	397
CP2b	6.4	12.4	2	159	79	397
CP3a	6.4	12.4	2	159	79	397
CP3b	6.4	12.4	2	159	79	397
CP4	13.4	14.4	2	386	193	965
			TOTAL	1407	703	3517

Considerando que los pedestales son iguales (0,9m x 0,9m x 4m) y que la distancia libre hasta la armadura de tracción de la fundación es  $d = 0,8 \cdot h$  con h altura de fundación, para todos los diseños se obtiene la misma capacidad al corte por punzonamiento.

$$V_c = 4338 \text{ [tonf]}$$

## 5.5. Estribos

Las dimensiones de los estribos se obtienen de referencia de proyectos similares. Los estribos consisten en tres muros de contención de espesor variable, uno frontal y dos muros alas a  $30^\circ$  como se muestra en los siguientes esquemas.

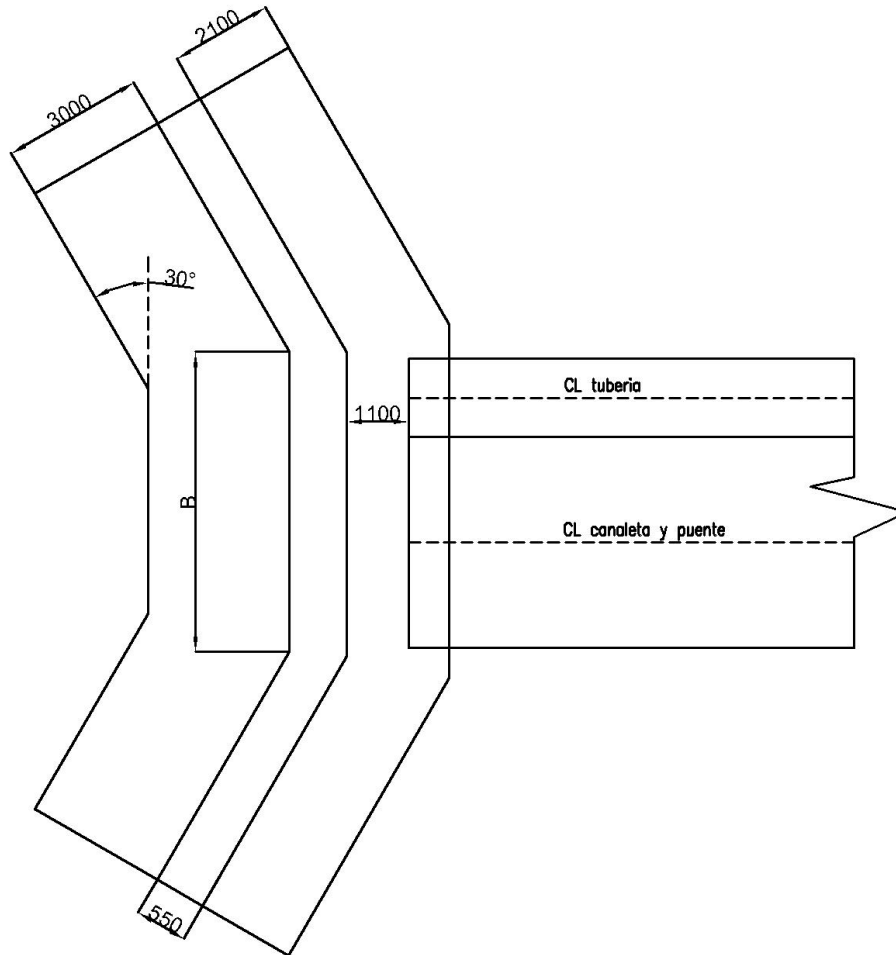


Figura 5.12: Planta de muros de estribos.

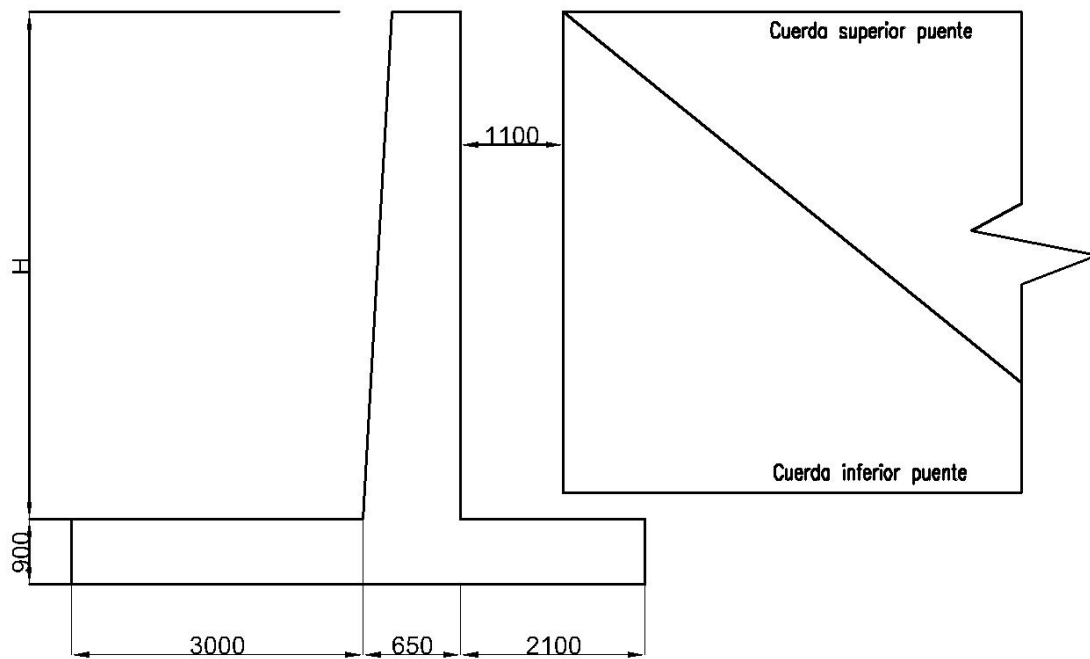


Figura 5.13: Elevación estribos.

Las dimensiones H y B son iguales al alto y ancho de la viga enrejada del puente. La cubicación de hormigón para cada diseño se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 5.9: Cubicación de estribos según diseño.

Diseño	Acartelamiento	Volumen [m <sup>3</sup> ]
1	Si	146
	No	149
2	Si	138
	No	147
	Si*	147
3	No	218

## 5.6. Excavaciones

Las consideraciones para el cálculo de los metros cúbicos de excavación se esquematizan en la siguiente figura.

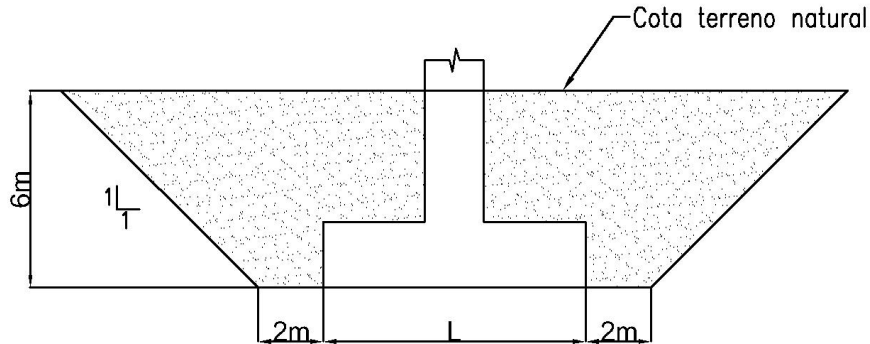


Figura 5.14: Esquema de cálculo de excavaciones.

El 80% superior será excavación en suelo normal y 20% final en roca y el volumen del relleno estructural requerido es igual a los metros cúbicos excavados menos los metros cúbicos de fundación y pedestales.

El volumen de una pirámide truncada se calcula como sigue:

$$V = \frac{h}{3} \cdot (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) \quad \text{Ecuación 5.12: Volumen pirámide truncada.}$$

De donde h es la altura de la pirámide truncada y  $A_1$  y  $A_2$  son las áreas de las superficies horizontales inferior y superior. Los resultados son los que se indican a continuación:

Tabla 5.10: Movimiento de tierras diseño 1 y 2.

	Vol. Fundación	Volumen excavación	Vol. exc. suelo	Vol. exc. roca	Volumen relleno req.
	m3	m3	m3	m3	m3
CP1	359	3357	2686	671	2920
CP2a	146	2175	1740	435	1951
CP2b	146	2175	1740	435	1951
CP3a	146	2175	1740	435	1951
CP3b	146	2175	1740	435	1951
CP4	359	3357	2686	671	2920
		<b>TOTAL</b>	12331	3083	13644

Tabla 5.11: Movimiento de tierras diseño 3.

	Vol. Fundación	Volumen excavación	Vol. exc. suelo	Vol. exc. roca	Volumen relleno req.
	m3	m3	m3	m3	m3
CP1	386	3480	2784	696	3016
CP2a	159	2274	1819	455	2037
CP2b	159	2274	1819	455	2037
CP3a	159	2274	1819	455	2037
CP3b	159	2274	1819	455	2037
CP4	386	3480	2784	696	3016
		TOTAL	12843	3211	14180

## 5.7. Costos

El presupuesto de cada opción analizada se calcula a partir de la cantidad requerida de cada ítem y de su precio unitario de costo directo (PUCD) entregados por la empresa Wood.

- El costo se presenta en unidades de dólar estadounidense con un tipo de cambio igual a 1 US\$ equivalente a 725 CLP.
- Los pesos de perfiles consideran 15% extra por conexiones.
- Se incluye el costo asociado a la solución entregada por TERMODINÁMICA LTDA. para monitorear el flujo de relave.
- El puente de una canoa considera un camino de servicio paralelo al puente, mientras que el de dos canoas tiene una parrilla de alto tráfico para tránsito de vehículos de mantención.

Los diseños evaluados son:

- Diseño 1: Ancho de sección de 5 metros, una canoa y se analiza alternativa de acartelamiento versus aumentar altura sección.
- Diseño 2: Ancho de sección de 4 metros, una canoa y se analiza alternativa de acartelamiento versus aumentar altura sección. También, se compara la alternativa de acartelar en conjunto con aumentar sección, pudiendo optimizar las dimensiones y, por ende, pesos, de algunos perfiles.
- Diseño 3: Ancho de sección de 8,5 metros, dos canoas, paso vehicular y no se analiza alternativa de acartelamiento.

Tabla 5.12: Presupuesto diseño 1 (con acartelamiento).

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	PUCD	Precio total
			Ud.	US\$ / Ud.	US\$
<b>1</b>	<b>Superestructura</b>				4.979.593
<b>1.1</b>	<b>Viga enrejada</b>				3.069.158
<b>1.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	447530		3.069.158
1.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
1.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	111831	8,58	959.510
1.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	45158	7,02	317.012
1.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	290541	6,17	1.792.636
<b>1.2</b>	<b>Elementos secundarios</b>				1.290.533
1.2.1	Cierres de protección	<b>ml</b>	600	10,96	6.576
1.2.2	Parrilla de piso (ARS-6)	<b>kgf</b>	67200	8,98	603.456
1.2.3	Plancha diamantada (e=6mm)	<b>kgf</b>	79128	8,6	680.501
<b>1.3</b>	<b>Canaleta metálica</b>				619.903
1.3.1	Acero ASTM A36	<b>kgf</b>	59346	4,47	265.277
1.3.2	Recubrimiento de poliuretano (5mm)	<b>m2</b>	1260	40,14	50.576
1.3.3	Recubrimiento de goma (5mm)	<b>m2</b>	1260	156,56	197.266
1.3.4	Grúa portal para mantención (Cap. 5 Ton)	<b>Ud</b>	1	106784	106.784
<b>2</b>	<b>Subestructura</b>				6.115.180
<b>2.1</b>	<b>Torres enrejadas</b>				3.845.611
<b>2.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	523763		3.845.611
2.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
2.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	217447	8,58	1.865.692
2.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	105820	7,02	742.855
2.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	200497	6,17	1.237.064
2.2	Fundaciones	<b>m3</b>	1302	1369,12	1.782.485
2.3	Pedestales	<b>m3</b>	78	2133,76	166.433
2.4	Estribos	<b>m3</b>	<b>146</b>	2196,24	320.651
<b>3</b>	<b>Movimiento de tierras</b>				648.734
3.1	Excavación en terreno común	<b>m3</b>	12331	13,42	165.486
3.2	Excavación en roca	<b>m3</b>	3083	28,55	88.014
3.3	Relleno estructural	<b>m3</b>	13644	24,13	329.234
3.4	Camino	<b>ml</b>	600	110	66.000
<b>4</b>	<b>Instrumentación</b>	-	-	-	82.069
				<b>TOTAL</b>	<b>11.825.576</b>



Tabla 5.13: Presupuesto diseño 1 (sin acartelamiento).

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	PUCD	Precio total
			Ud.	US\$ / Ud.	US\$
<b>1</b>	<b>Superestructura</b>				5.036.730
<b>1.1</b>	<b>Viga enrejada</b>				3.126.295
<b>1.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	456498		3.126.295
1.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
1.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	112959	8,58	969.188
1.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	44081	7,02	309.448
1.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	299458	6,17	1.847.658
<b>1.2</b>	<b>Elementos secundarios</b>				1.290.533
1.2.1	Cierres de protección	<b>ml</b>	600	10,96	6.576
1.2.2	Parrila de piso (ARS-6)	<b>kgf</b>	67200	8,98	603.456
1.2.3	Plancha diamantada (e=6mm)	<b>kgf</b>	79128	8,6	680.501
<b>1.3</b>	<b>Canaleta metálica</b>				619.903
1.3.1	Acero ASTM A36	<b>kgf</b>	59346	4,47	265.277
1.3.2	Recubrimiento de poliuretano (5mm)	<b>m2</b>	1260	40,14	50.576
1.3.3	Recubrimiento de goma (5mm)	<b>m2</b>	1260	156,56	197.266
1.3.4	Grúa portal para mantención (Cap. 5 Ton)	<b>Ud</b>	1	106784	106.784
<b>2</b>	<b>Subestructura</b>				5.969130
<b>2.1</b>	<b>Torres enrejadas</b>				3.692.972
<b>2.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	499631		3.692.972
2.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
2.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	217447	8,58	1.865.692
2.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	101413	7,02	711.917
2.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	180772	6,17	1.115.362
2.2	Fundaciones	<b>m3</b>	1302	1369,12	1.782.485
2.2	Pedestales	<b>m3</b>	78	2133,76	166.433
2.3	Estribos	<b>m3</b>	149	2196,24	327.240
<b>3</b>	<b>Movimiento de tierras</b>				648.734
3.1	Excavación en terreno común	<b>m3</b>	12331	13,42	165.486
3.2	Excavación en roca	<b>m3</b>	3083	28,55	88.014
3.3	Relleno estructural	<b>m3</b>	13644	24,13	329.234
3.4	Camino	<b>ml</b>	600	110	66.000
<b>4</b>	<b>Instrumentación</b>	-	-	-	82.069
<b>TOTAL</b>					11.736.663

Tabla 5.14: Presupuesto diseño 2 (con acartelamiento).

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	PUCD	Precio total
			Ud.	US\$ / Ud.	US\$
<b>1</b>	<b>Superestructura</b>				4.666.876
<b>1.1</b>	<b>Viga enrejada</b>				2.985.719
<b>1.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	437805		2.985.719
1.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
1.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	102106	8,58	876.071
1.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	45158	7,02	317.012
1.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	290541	6,17	1.792.636
<b>1.2</b>	<b>Elementos secundarios</b>				1.061.255
1.2.1	Cierres de protección	<b>ml</b>	600	10,96	6.576
1.2.2	Parrila de piso (ARS-6)	<b>kgf</b>	55200	8,98	495.696
1.2.3	Plancha diamantada (e=6mm)	<b>kgf</b>	64998	8,6	558.983
<b>1.3</b>	<b>Canaleta metálica</b>				619.903
1.3.1	Acero ASTM A36	<b>kgf</b>	59346	4,47	265.277
1.3.2	Recubrimiento de poliuretano (5mm)	<b>m2</b>	1260	40,14	50.576
1.3.3	Recubrimiento de goma (5mm)	<b>m2</b>	1260	156,56	197.266
1.3.4	Grúa portal para mantención (Cap. 5 Ton)	<b>Ud</b>	1	106784	106.784
<b>2</b>	<b>Subestructura</b>				6.097.610
<b>2.1</b>	<b>Torres enrejadas</b>				3.845.611
<b>2.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	523763		3.845.611
2.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
2.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	217447	8,58	1.865.692
2.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	105820	7,02	742.855
2.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	200497	6,17	1.237.064
2.2	Fundaciones	<b>m3</b>	1302	1369,12	1.782.485
2.3	Pedestales	<b>m3</b>	78	2133,76	166.433
2.4	Estribos	<b>m3</b>	138	2196,24	303.081
<b>3</b>	<b>Movimiento de tierras</b>				648.743
3.1	Excavación en terreno común	<b>m3</b>	12331	13,42	165.486
3.2	Excavación en roca	<b>m3</b>	3083	28,55	88.014
3.3	Relleno estructural	<b>m3</b>	13644	24,13	329.234
3.4	Camino	<b>ml</b>	600	110	66.000
<b>4</b>	<b>Instrumentación</b>	-	-	-	82.069
<b>TOTAL</b>					11.495.289

Tabla 5.15: Presupuesto diseño 2 (sin acartelamiento).

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	PUCD	Precio total
			Ud.	US\$ / Ud.	US\$
<b>1</b>	<b>Superestructura</b>				4.836.426
<b>1.1</b>	<b>Viga enrejada</b>				3.155.269
<b>1.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	462627		3.155.269
1.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
1.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	108408	8,58	930.141
1.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	46584	7,02	327.023
1.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	307634	6,17	1.898.105
<b>1.2</b>	<b>Elementos secundarios</b>				1.061.255
1.2.1	Cierres de protección	<b>ml</b>	600	10,96	6.576
1.2.2	Parrila de piso (ARS-6)	<b>kgf</b>	55200	8,98	495.696
1.2.3	Plancha diamantada (e=6mm)	<b>kgf</b>	64998	8,6	558.983
<b>1.3</b>	<b>Canaleta metálica</b>				619.903
1.3.1	Acero ASTM A36	<b>kgf</b>	59346	4,47	265.277
1.3.2	Recubrimiento de poliuretano (5mm)	<b>m2</b>	1260	40,14	50.576
1.3.3	Recubrimiento de goma (5mm)	<b>m2</b>	1260	156,56	197.266
1.3.4	Grúa portal para mantención (Cap. 5 Ton)	<b>Ud</b>	1	106784	106.784
<b>2</b>	<b>Subestructura</b>				5.964.737
<b>2.1</b>	<b>Torres enrejadas</b>				3.692.972
<b>2.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	499631		3.692.972
2.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
2.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	217447	8,58	1.865.692
2.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	101413	7,02	711.917
2.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	180772	6,17	1.115.362
2.2	Fundaciones	<b>m3</b>	1302	1369,12	1.782.485
2.3	Pedestales	<b>m3</b>	78	2133,76	166.433
2.4	Estribos	<b>m3</b>	147	2196,24	322.847
<b>3</b>	<b>Movimiento de tierras</b>				648.734
3.1	Excavación en terreno común	<b>m3</b>	12331	13,42	165.486
3.2	Excavación en roca	<b>m3</b>	3083	28,55	88.014
3.3	Relleno estructural	<b>m3</b>	13644	24,13	329.234
3.4	Camino	<b>ml</b>	600	110	66.000
<b>4</b>	<b>Instrumentación</b>	-	-	-	82.069
				<b>TOTAL</b>	11.531.966

Tabla 5.16: Presupuesto diseño 2 (con acartelamiento y aumento de sección).

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	PUCD	Precio total
			Ud.	US\$ / Ud.	US\$
<b>1</b>	<b>Superestructura</b>				4.502.212
<b>1.1</b>	<b>Viga enrejada</b>				2.821.055
<b>1.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	408647		2.821.055
1.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
1.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	107929	8,58	926.029
1.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	46584	7,02	327.023
1.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	254133	6,17	1.568.003
<b>1.2</b>	<b>Elementos secundarios</b>				1.061.255
1.2.1	Cierres de protección	<b>ml</b>	600	10,96	6.576
1.2.2	Parrila de piso (ARS-6)	<b>kgf</b>	55200	8,98	495.696
1.2.3	Plancha diamantada (e=6mm)	<b>kgf</b>	64998	8,6	558.983
<b>1.3</b>	<b>Canaleta metálica</b>				619.903
1.3.1	Acero ASTM A36	<b>kgf</b>	59346	4,47	265.277
1.3.2	Recubrimiento de poliuretano (5mm)	<b>m2</b>	1260	40,14	50.576
1.3.3	Recubrimiento de goma (5mm)	<b>m2</b>	1260	156,56	197.266
1.3.4	Grúa portal para mantención (Cap. 5 Ton)	<b>Ud</b>	1	106784	106.784
<b>2</b>	<b>Subestructura</b>				6.117.377
<b>2.1</b>	<b>Torres enrejadas</b>				3.845.611
<b>2.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	523763		3.845.611
2.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
2.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	217447	8,58	1.865.692
2.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	105820	7,02	742.855
2.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	200497	6,17	1.237.064
2.2	Fundaciones	<b>m3</b>	1302	1369,12	1.782.485
2.3	Pedestales	<b>m3</b>	78	2133,76	166.433
2.4	Estribos	<b>m3</b>	147	2196,24	322.847
<b>3</b>	<b>Movimiento de tierras</b>				648.734
3.1	Excavación en terreno común	<b>m3</b>	12331	13,42	165.486
3.2	Excavación en roca	<b>m3</b>	3083	28,55	88.014
3.3	Relleno estructural	<b>m3</b>	13644	24,13	329.234
3.4	Camino	<b>ml</b>	600	110	66.000
<b>4</b>	<b>Instrumentación</b>	-	-	-	82.069
				<b>TOTAL</b>	<b>11.350.391</b>

Tabla 5.17: Presupuesto diseño 3.

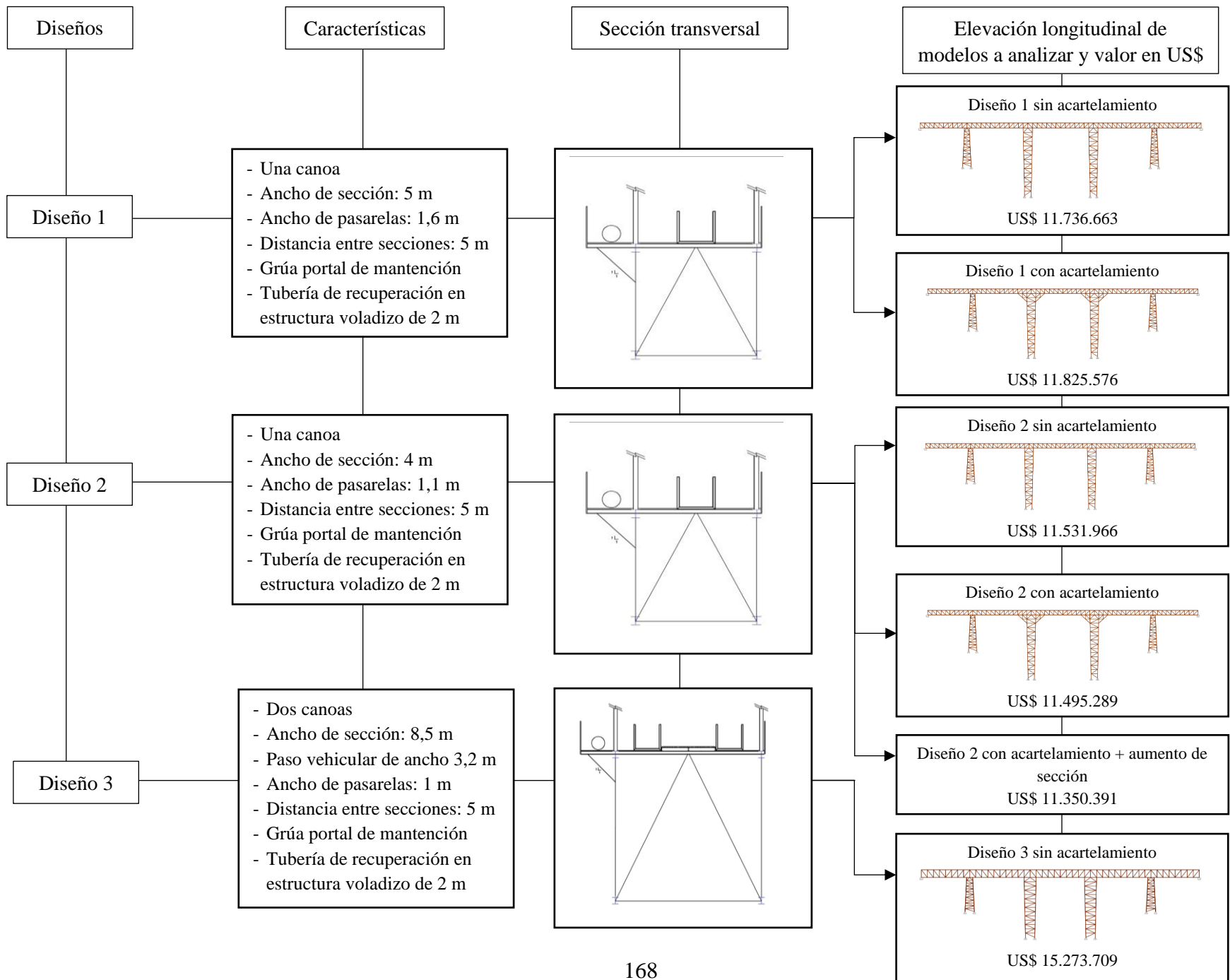
Item	Descripción	Unidad	Cantidad	PUCD	Precio total
			Ud.	US\$ / Ud.	US\$
<b>1</b>	<b>Superestructura</b>				7.025.161
<b>1.1</b>	<b>Viga enrejada</b>				4.718.462
<b>1.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	726508		4.718.462
1.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
1.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	24363	8,58	209.038
1.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	208458	7,02	1.463.378
1.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	493687	6,17	3.046.046
<b>1.2</b>	<b>Elementos secundarios</b>				1.686.797
1.2.1	Cierres de protección	<b>kgf</b>	9000	10,96	98.640
1.2.2	Parrila de piso (ARS-6)	<b>kgf</b>	48000	8,98	431.040
1.2.3	Plancha diamantada (e=6mm)	<b>kgf</b>	56520	8,6	486.072
1.2.4	Perfil de apoyo parrilla de alto trafico	<b>kgf</b>	27360	8,19	224.078
1.2.5	Parrilla de alto tráfico (34mm x 76mm)	<b>m2</b>	960	465,59	446.966
<b>1.3</b>	<b>Canaleta metálica</b>				619.903
1.3.1	Acero ASTM A36	<b>kgf</b>	59346	4,47	265.277
1.3.2	Recubrimiento de poliuretano (5mm)	<b>m2</b>	1260	40,14	50.576
1.3.3	Recubrimiento de goma (5mm)	<b>m2</b>	1260	156,56	197.266
1.3.4	Grúa portal para mantención (Cap. 5 Ton)	<b>Ud</b>	1	106784	106.784
<b>2</b>	<b>Subestructura</b>				7.573.217
<b>2.1</b>	<b>Torres enrejadas</b>				5.002.035
<b>2.1.1</b>	<b>Acero estructural ASTM A588 Gr. B</b>	<b>kgf</b>	755771		5.002.035
2.1.1.1	Estructura liviana (hasta 30 kg/m)	<b>kgf</b>	0	9,46	0
2.1.1.2	Estructura mediana (30 - 60 kg/m)	<b>kgf</b>	88334	8,58	757.908
2.1.1.3	Estructura pesada (60 - 90 kg/m)	<b>kgf</b>	148282	7,02	1.040.937
2.1.1.4	Estructura extrapesada (sobre 90 kg/m)	<b>kgf</b>	519155	6,17	3.203.189
2.2	Fundaciones	<b>m3</b>	1407	1369,12	1.925.968
2.3	Pedestales	<b>m3</b>	78	2133,76	166.433
2.4	Estribos	<b>m3</b>	218	2196,24	478.780
<b>3</b>	<b>Movimiento de tierras</b>				593.262
3.1	Excavación en terreno común	<b>m3</b>	12843	13,42	172.358
3.2	Excavación en roca	<b>m3</b>	3211	28,55	91.670
3.3	Relleno estructural	<b>m3</b>	13644	24,13	329.234
<b>4</b>	<b>Instrumentación</b>	-	-	-	82.069
				<b>TOTAL</b>	<b>15.273.709</b>

Además, se evalúa la condición en que el puente haya sido estructurado en acero ASTM A36 considerando galvanizado más pinturas (duplex) como método de protección ante la corrosión. Esta solución considera una mantención cada 10 años y se utilizan los precios unitarios entregados por la empresa WOOD como referencia.

La tensión de fluencia del acero ASTM A36 es de 250 MPa, es decir, un 28% más baja que el acero ASTM A588 (345 MPa). Por lo tanto, las estructuras de acero A36 resultan más pesadas que en acero A588, por ende, es necesario recalcular los pesos de las estructuras. Para los diseños 1 y 2, resulta un aumento de peso del 16% y disminución de deformación del 20% en promedio. Para el caso del diseño 3 el aumento de peso resulta en un 18% y las deformaciones disminuyen en un 19% promedio.

En puentes de una canoa, el cambio de acero A588 Gr.B a A36 significa un aumento del **20%** en el costo total de las partidas expuestas en las tablas de presupuesto. En el puente de dos canoas, este aumento es del **22%**.

A continuación, se presenta esquema resumen de los diseños evaluados, que incluye los costos de cada solución:



La siguiente tabla muestra los costos promedios de las opciones por diseño.

Tabla 5.18: Resumen diseños.

Diseño	Costo [US\$]
1	11.781.123
2	11.459.215
3	15.273.709

Para efectos de dimensionar el tamaño de un proyecto de puente para transporte de relave en la industria minera, en términos de costos, este se compara con los costos de estructuras asociadas a una planta de procesos de 60-80 ktpd. En la siguiente tabla se presenta qué porcentaje corresponde el costo del puente frente a los costos asociados a la planta.

Tabla 5.19: Porcentajes de peso en costo de diseños 1, 2 y 3 respecto a estructuras asociadas a actividades de una planta de procesos de 60-80 ktpd.

Planta Proceso 60-80 Ktpd	Valores ref. [US\$]	Puente diseño 1	Puente diseño 2	Puente diseño 3
Espesamiento Relaves Alta Densidad	25.000.000	47%	46%	61%
Planta de cal	4.000.000	295%	286%	382%
Espesamiento relaves	8.000.000	147%	143%	191%
Espesamiento concentrado de cobre	2.500.000	471%	458%	611%
Molienda SAG	55.000.000	21%	21%	28%
Molienda de bolas	35.000.000	34%	33%	44%
Clasificación	110.000.000	11%	10%	14%
Circuitos Pebbles	3.000.000	393%	382%	509%
Flotación Primaria	18.000.000	65%	64%	85%
Remolienda concentrado de cobre	11.000.000	107%	104%	139%
Flotación limpieza	11.000.000	107%	104%	139%
Taller Camiones	10.000.000	118%	115%	153%
Acopio Mineral	3.000.000	393%	382%	509%
<b>TOTAL (*)</b>	<b>313.500.000</b>	<b>4%</b>	<b>4%</b>	<b>5%</b>

(\*) Este total es la suma de las estructuras y actividades expuestas en la tabla, no corresponde al costo total de una planta de procesos.



## 5.8. Resumen general

A continuación, se presentan las siguientes tablas que resumen los diseños presentados en capítulos y subcapítulos anteriores.

Tabla 5.20: Resumen diseños.

Diseño	Acartelamiento	Ancho sección [m]	Alto sección [m]	Canoas [Un.]	Paso vehicular	Peso total acero [tonf]	Peso por metro [tonf/m] <sup>(1)</sup>	Holgura de relave en operación [%]
1	Si	5	5	1	No	972	1.87	128%
	No	5	5.3	1	No	957	1.84	92%
2	Si	4	5	1	No	963	1.85	132%
	No	4	6	1	No	962	1.85	95%
	Si <sup>(2)</sup>	4	6	1	No	934	1.80	118%
3	No	8.5	9	2	Si	1482	2.85	103%

(1) Relación entre peso total de la estructura y el largo de viga y torres.

(2) Diseño que considera aumento de sección y acartelamiento.

La holgura de relave en operación representa el porcentaje de aumento que debe tener la carga  $C_{oper}$  para que la combinación I de carga operacional controle sobre la combinación de carga que contempla el embancamiento.

- **Cargas distribuidas**

Tabla 5.21: Cargas distribuidas según diseño.

Diseño	Embanque	Operación
	q (PP+SCop)	q (PP+SCop)
	tonf/m	tonf/m
1	8,8	5,6
2	8,5	5,3
3	9,9	6,7

- **Factores de utilización promedio**

Tabla 5.22: Factores de utilización promedio según diseño.

Diseño	Acartelamiento	FU promedio [%]
1	Si	65
	No	62
2	Si	62
	No	60
	Si*	63
3	No	70

- **Distribución de pesos**

Tabla 5.23: Distribución de pesos por elemento.

Diseño	Acartelamiento	Porcentaje en peso de elementos de puente		
		Torres h=40m	Torres h=70m	Viga
1	Si	15%	39%	46%
	No	15%	37%	48%
2	Si	15%	39%	46%
	No	15%	37%	48%
	Si*	16%	40%	44%
3	No	15%	36%	49%

- **Costo de puente**

Tabla 5.24: Resumen de costos.

Diseño	Acartelamiento	Costo [US\$]	Costo promedio [US\$]
1	Si	11.825.576	11.781.120
	No	11.736.663	
2	Si	11.495.289	11.459.215
	No	11.531.966	
	Si*	11.350.391	
3	No	15.273.709	15.273.709

(\*) Opción que incluye acartelar y aumentar altura de sección.

- **Distribución de costos**

Tabla 5.25: Distribución de costos.

Diseño	Acartelamiento	Superestructura			Subestructura			Movimiento de tierras
		Viga enrejada	Elementos secundarios	Canaleta	Torres	Fundaciones	Estribos	
1	Si	26%	11%	5%	33%	16%	3%	6%
	No	27%	11%	5%	31%	17%	3%	6%
2	Si	26%	10%	5%	33%	17%	3%	6%
	No	28%	9%	5%	32%	17%	3%	6%
	Si*	26%	9%	5%	34%	17%	3%	6%
3	No	31%	11%	4%	33%	14%	3%	4%

## Conclusiones y recomendaciones

Una vez terminado el presente trabajo y en base a los modelos expuestos, es posible formular las siguientes conclusiones y recomendaciones:

En relación con los proyectos de ingeniería, en general, se debe tener en cuenta que:

- El éxito de una obra no solo implica un buen diseño estructural, sino que también deben ser considerados otros parámetros que condicionan el diseño y construcción, como, por ejemplo: disponibilidad y cercanía de material, mano de obra y maquinaria, transporte de personal y materiales, métodos constructivos. Durante el diseño, se debe tener en cuenta los puntos expuestos anteriormente, para evitar contratiempos (pérdida de tiempo y dinero) a medida que se avanza en las etapas de ingeniería.
- Los proyectos deben considerar la mantenibilidad de sus estructuras como un punto fundamental en el diseño, respondiendo a todos los factores descritos en el punto 3.9, dado que todas las estructuras y procesos necesitan de constante mantención para operar en óptimas condiciones. Además, ante una eventualidad crítica, se debe tener un correcto acceso para la mantención, minimizando el tiempo de detención de la producción.

De manera global, respecto a los diseños presentes en este trabajo se concluye que:

- En caso de que el puente deba cruzar un lecho de río, se recomienda evaluar la opción de cepas diagonales, si es que la topografía y mecánica de suelo lo permiten, con el fin minimizar el efecto de la socavación en las cepas del puente.
- Al ser una estructura de gran altura, el diseño estructural queda mayoritariamente determinado por fuerzas horizontales debido a carga dinámica, por ende, la estructuración debe privilegiar soluciones simétricas y de comportamiento homogéneo frente a sollicitaciones de sismo y viento. La estructuración del puente debe ser simple y de clara representación en los modelos computacionales.
- Los factores de utilización se podrían optimizar utilizando perfiles especiales.
- Cuando la dilatación térmica lo permita, se recomienda la estructuración de puente tipo viga continua por el mejor comportamiento ante sollicitaciones dinámicas de tipo sísmico o viento, ya que logra una mejor distribución de esfuerzos y, además, se reducen las deformaciones de manera considerable respecto a un puente de tramos discontinuos.
- La dimensión de 5 metros de altura de sección resulta ser la mínima para limitar la dimensión de los perfiles de cordones principales a máximo 350 mm de alto,

independiente del acartelamiento en las cepas centrales. En caso de una altura menor, el acartelamiento requerido sería de dimensiones desproporcionadas.

- Reemplazar los apoyos simples por nudos continuos es más óptimo en el diseño estructural debido a que logra una mejor distribución de esfuerzos entre las vigas y las cepas y disminuye las deformaciones por el aumento de rigidez, pero a su vez, suma dificultades para la etapa constructiva, dado que el nudo debe ser soldado. En cambio, cuando la unión se modela como un apoyo fijo, este se materializa como una rótula, que es más simple de montar.
- Ninguno de los diseños de puente representa más del 5% del total de los costos de estructuras asociadas a actividades de la planta mostradas en la Tabla 5.19. Se puede deducir, entonces, que los puentes asociados al transporte de relave representan un costo muy bajo respecto al costo total de la extracción de un material y del sistema de manejo de residuos. Menor aún resulta el porcentaje relativo del aumento del costo asociado a la realización de un puente de doble canoa por sobre el de una canoa. En consecuencia, el desarrollo de puentes de doble canoa no debería representar un sobre costo.
- Las cantidades expuestas en los presupuestos presentados en este trabajo tienen entre un -10% a -20% y +10 a +30% de variabilidad, con lo cual, el presupuesto final puede ser utilizado como una referencia para una ingeniería de factibilidad o básica (estimado nivel 3).

En cuanto al material escogido para el puente resulta que:

- Para quebradas altas (mayores a 40 metros) la elección de estructurar el puente en acero es más eficiente por sobre el hormigón. Para estas dimensiones, las columnas de hormigón resultan muy pesadas, lo que representa una gran cantidad de material y dificultades en la construcción. Estructurar las cepas enrejadas en acero es más ligera y eficiente, lo que lo convierte en un material más versátil para geometrías de quebradas que involucren grandes alturas.
- La elección del tipo acero va a depender de la disponibilidad de este. En base a los resultados obtenidos de los diseños expuestos en el presente trabajo, el acero A588 sugiere ciertas ventajas sobre el acero A36 a saber: reduce costos en operación debido a que no necesita mantenimiento anticorrosivo, resulta competitivo económicamente (A36 es 21% más costoso en promedio, incluyendo sistema anticorrosivo) y más ligero (A36 es 17% más pesado) debido a la mayor resistencia del acero CORTEN. Ahora, el acero A588 tiene una menor disponibilidad en el mercado, por lo que, en la etapa de ingeniería de diseño, se debe programar las bases de licitación para la compra de este acero donde exista disponibilidad.

Entre los diseños 1 y 2, se presentan diferencias:

- Como se observa en la Tabla 5.24, para el diseño 1 la opción acartelada resulta más económica, pero en el diseño 2 ocurre lo contrario. En consecuencia, no es posible determinar que opción será más económica en general. Ahora bien, la opción acartelada podría resultar más compleja en cuanto al montaje, dado que el nudo se debe armar en maestranza como una pieza por separado, lo que podría aumentar el costo en esta etapa del proyecto.
- En el diseño 2, la opción de aumentar la sección y acartelar cepas centrales significa una disminución del 1,5% en el costo y 3% en el peso respecto al promedio de las otras dos opciones del **mismo** diseño y una baja del 3,7% en el costo y 3,2% en el peso respecto al promedio de las dos opciones del **diseño 1**.
- Al optimizar el ancho de sección de 5 (diseño 1) a 4 metros (diseño 2), el promedio del costo de las opciones de diseño 2 es un 3% menor al promedio de costo de las opciones del diseño 1.
- El factor de utilización promedio de las opciones de diseño 2 es 3,5% menor respecto al promedio de las opciones de diseño 1.

Entre los diseños de una y dos canoas, se presentan diferencias:

- La carga en servicio distribuida (PP+SC) del diseño de doble canoa aumenta un 29% respecto al promedio de los diseños de puente de una canoa.
- El peso por metro lineal del puente de doble canoa aumenta en un 58% respecto al promedio de pesos por metro lineal de los diseños de una canoa.
- El factor de utilización del diseño de doble canoa aumenta un 8% respecto al promedio de los diseños de puente de una canoa.
- El precio del diseño de doble canoa aumenta un 32% respecto al promedio de los diseños de puente de una canoa.
- Según lo expuesto en la Tabla 5.23 y Tabla 5.25, la distribución de pesos y costos por elemento se mantiene relativamente constante entre las distintas opciones.

Respecto al monitoreo continuo del relave:

- El sistema expuesto en este trabajo significa ventajas sobre los sistemas de monitoreo que actualmente están operando. Los sistemas actuales solo consideran mediciones de nivel de flujo mediante sensores ultrasónicos los que envían los datos a estaciones de trabajo, donde se visualizan a través de un software específico. La opción presentada, aparte de medir nivel de flujo, mide la velocidad de este mediante el Transmisor de flujo de canal abierto (AV FLO-DAR® o de similares características), por ende, se puede registrar la velocidad en todo tiempo y comparar con la velocidad mínima para evitar la deposición de material. Además, la información se almacena en una nube de datos, los que se visualizan

constantemente en una aplicación móvil, es decir, el operador puede constatar que algo está sucediendo en cualquier lugar con señal.

- El uso de un sistema adecuado de monitoreo de relave significa un gasto marginal respecto al costo total del puente. De los presupuestos expuestos en el presente trabajo, el costo de la opción entregada por la empresa de instrumentación representa aproximadamente el **0,7%**, por ende, se recomienda el uso de tecnología de punta para accionar protocolos de acción temprana frente a cualquier eventualidad del flujo, así, se podrían evitar pérdidas millonarias.

Ante un eventual aumento de producción, se debe tener en consideración que:

- El aumento de producción de 140 ktpd a 240 ktpd significa un aumento de carga en operación del 47%. Esta variación no logra que la condición operacional (COMB1) controle el diseño sobre la condición embancada (COMB2). Para que esto suceda, la carga debería aumentar en un 111% (promedio de holguras de los diseños evaluados). En consecuencia, por temas estructurales, el diseño de puente es capaz de soportar el aumento de producción a 240 ktpd.
- La canaleta de 1,4 metros de altura es capaz de soportar un aumento de producción a 240 ktpd dado que, considerando una revancha de 0,7 metros y altura normal de escurrimiento es de 0,65 metros a 55% de concentración, la altura mínima resulta de 1,35 metros. Ahora bien, eventualmente, la disciplina de procesos puede determinar que la concentración en operación del relave en operación sea del 50% lo que se traduce en que la altura normal asociada a una producción de 240 ktpd sea de 0,73, por lo tanto, la altura mínima requerida será de 1,43 metros, obligando a peraltar (aumentar altura) la canaleta.
- Cuando se proyecta aumentar la producción de material, existe la posibilidad que la altura mínima requerida a la canoa sea mayor a la que actualmente se encuentra en operación. Se plantea una solución la cual consiste en peraltar (aumentar altura) la canaleta metálica. En teoría, esta parece una solución simple, pero en la práctica implica hacer una nueva canoa en maestranza, dado que no se puede intervenir la canaleta existente porque el sistema de recubrimiento se dañaría y no se podría restituir completamente en terreno. Además, existe la posibilidad que no haya disponibilidad de capacidad para desviar el relave a los tranques auxiliares el tiempo necesario para hacer el cambio completo de toda la canaleta sobre el puente.

## Bibliografía

- AACE International, Recommended Practice 18R-97, *Cost Estimate Classification System – As applied in engineering, procurement and construction for the process industries*, AACE International, Morgantown, WV, (latest revision).
- American Institute of Steel Construction (AISC). (2016). *AISC 360-16 - Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2017). *AASHTO LRFD: Bridge Design Specification – 8<sup>th</sup> Edition*. Washington, DC.
- American Concrete Institute (ACI). (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)*. Farmington Hills, Michigan.
- Asociación de Ingenieros Civiles Estructurales (AICE). (2015). *Procedimiento de diseño – Pedestales de estructuras metálicas*. Santiago, Chile.
- Ayala R., L. (1983). *Diseño hidráulico de puentes*. Santiago, Chile: C.R.H. Universidad de Chile.
- Cosío C., S. (1990). *Manual básico de puentes carreteros*. Santiago, Chile: Universidad de Chile.
- Decreto Supremo N°50, Biblioteca del Congreso Nacional de Chile, Santiago, Chile. 13 de enero de 2015.
- GERDAU Corsa. (2017). *Elección del tipo de acero para estructuras*. Ciudad de México, México.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2006). *NCh203.Of2006 - Acero para usos estructural - Requisitos*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2010). *NCh 432.Of2010 - Diseño estructural - Cargas de viento*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2006). *NCh 204.Of2006 – Acero- Barras laminadas en caliente para hormigón armado*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2010). *NCh 432.Of2010 - Diseño estructural - Cargas de viento*. Santiago, Chile.

- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2016). *NCh 427:1.Of2016 – Construcción – Estructuras de acero – Parte 1: Requisitos para el cálculo de estructuras de acero para edificios*. Santiago, Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (INN). (2014). *NCh3348:2014 - Recubrimientos de Zinc - Orientaciones y recomendaciones para la protección en contra de la corrosión de hierro y acero en estructuras*. Santiago, Chile.
- Instituto Chileno del Acero (ICHA). (2010). *Manual de diseño para estructuras de acero – Metodo de factores de carga y resistencia*. Santiago, Chile.
- Ministerio de Obras Publicas (MOP). (2018). *Manual de carreteras - volumen N°2: Procedimiento de estudios viales*. Santiago, Chile.
- Ministerio de Obras Publicas (MOP). (2018). *Manual de carreteras - volumen N°3: Instrucción y criterios de diseño*. Santiago, Chile.
- Toapaxi, J., Galiano L., Castro A., Hidalgo X., & Valencia, N. (2015). *Análisis de la Socavación en Cauces Naturales*. *Revista Politécnica*, 35(3), 83.



## Anexos

En esta sección, se incluyen los siguientes anexos:

- Anexo A: Diagramas de esfuerzos viga simplemente apoyada n tramos (SAP2000)
- Anexo B: Propiedades geométricas de secciones, solicitaciones y factores de utilización de perfiles
- Anexo C: Solicitaciones sobre fundaciones y verificación de estabilidad, área comprimida y tensión admisible
- Anexo D: Detalle de cálculo de cargas para modelo estructural de puentes
- Anexo E: Prediseño de elementos principales y dimensiones globales del puente

---

**ANEXO A: DIAGRAMAS DE ESFUERZOS VIGA SIMPLEMENTE  
APOYADA N TRAMOS (SAP2000)**

---

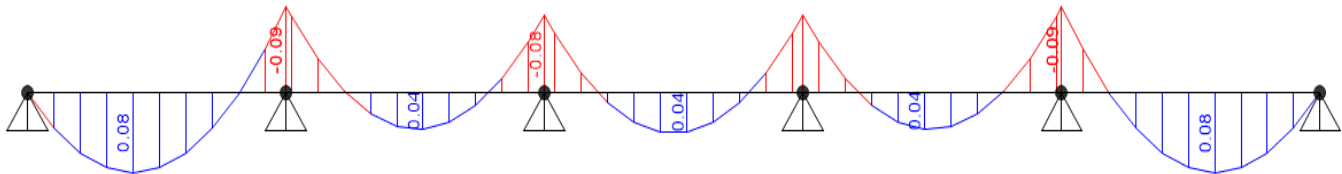
A continuación, se presentan los diagramas de esfuerzos para un modelo de viga continua simplemente apoyada en seis puntos equiespaciado a una distancia  $L$  (tramos de largo  $L$  en **metros**) sometida a una carga distribuida  $q$  (**tonf**).

- Reacciones en los apoyos ( $\times qL$ )



Reacción máxima:  $R_{m\acute{a}x} = 1,1 \cdot qL$

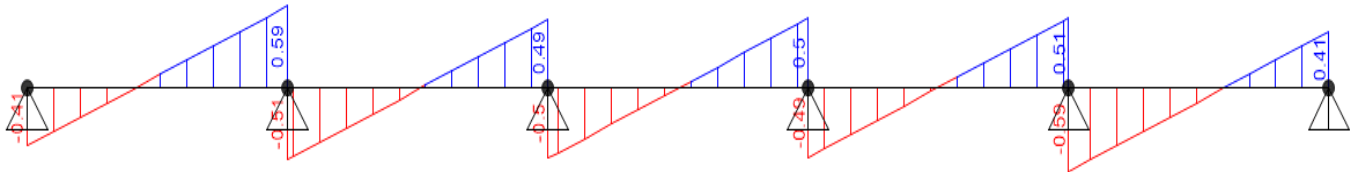
- Diagrama de momento ( $\times qL^2$ )



Momento máximo positivo:  $M(+)_m\acute{a}x = 0,08 \cdot qL^2$

Momento máximo negativo:  $M(-)_m\acute{a}x = 0,09 \cdot qL^2$

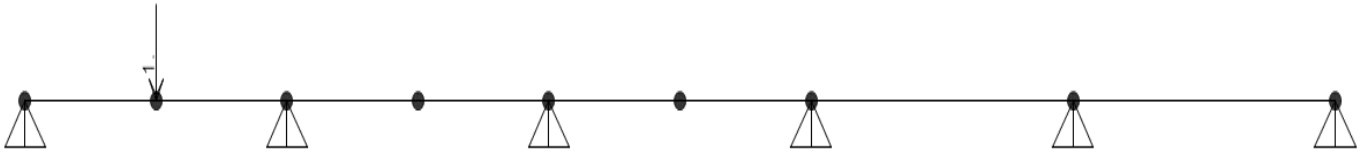
- Diagrama de corte ( $\times qL$ )



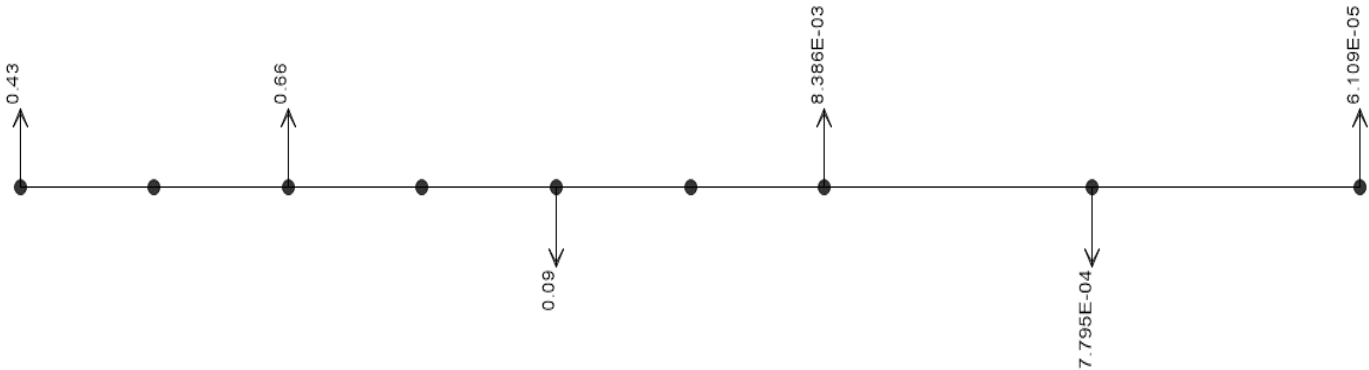
Corte máximo:  $Q_{m\acute{a}x} = 0,59 \cdot qL$

Además, se presentan diagramas de esfuerzos de la misma viga sometida a una carga puntual  $P$  (**tonf**) en distintas ubicaciones, con el objetivo de obtener los esfuerzos máximos considerando la eventualidad de la grúa portal.

I) Grúa portal en tramo 1

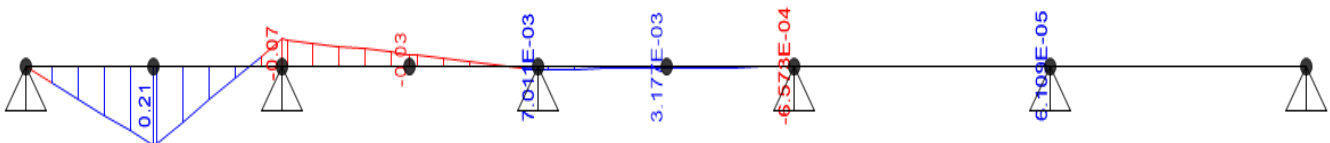


- Reacciones en los apoyos ( $\times P$ )



Reacción máxima:  $R_{m\acute{a}x} = 0,66 \cdot P$

- Diagrama de momento ( $\times PL$ )



Momento máximo positivo:  $M(+)_m\acute{a}x = 0,21 \cdot PL$

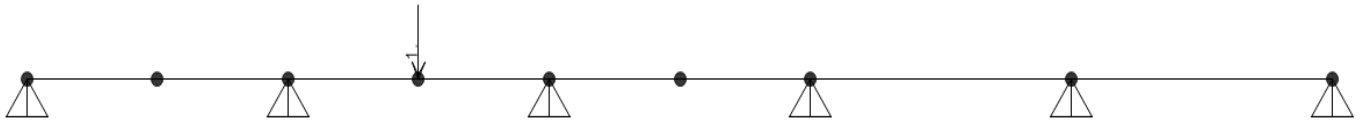
Momento máximo negativo:  $M(-)_m\acute{a}x = 0,07 \cdot PL$

- Diagrama de corte ( $\times P$ )

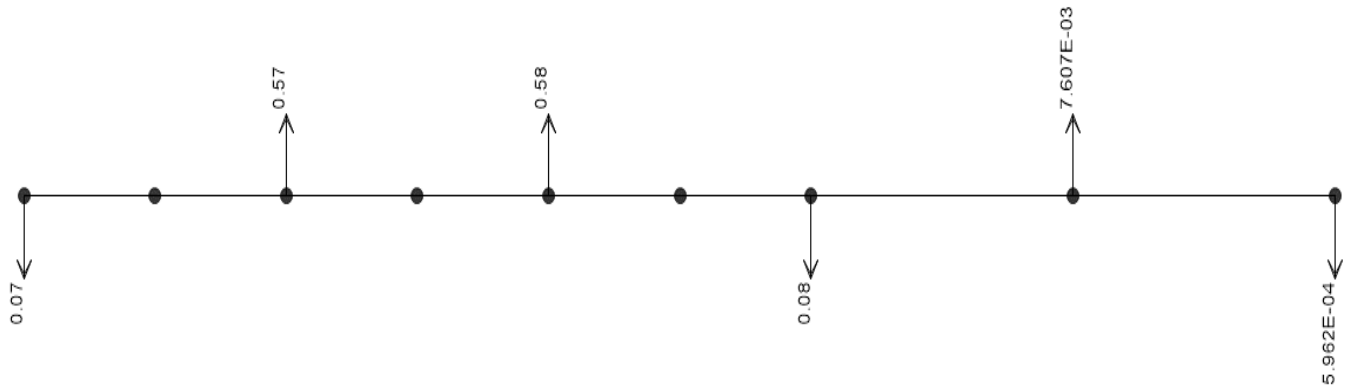


Corte máximo:  $Q_{m\acute{a}x} = 0,57 \cdot P$

## II) Grúa portal en tramo 2

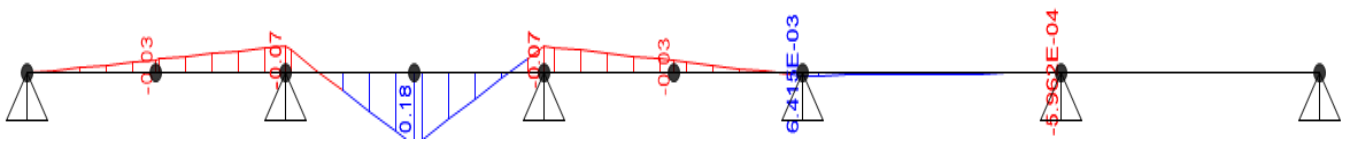


- Reacciones en los apoyos (x P)



Reacción máxima:  $R_{m\acute{a}x} = 0,58 \cdot qL$

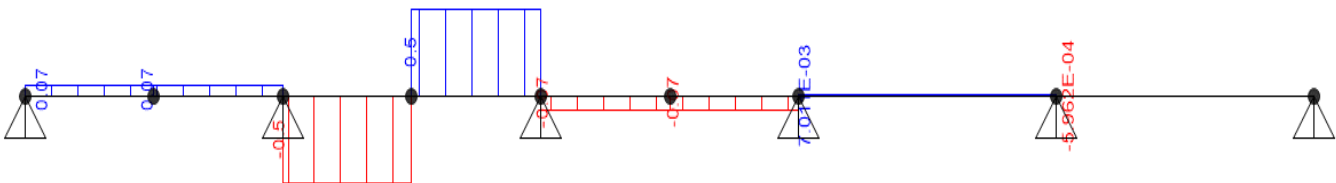
- Diagrama de momento (x PL)



Momento máximo positivo:  $M(+)_m\acute{a}x = 0,18 \cdot PL$

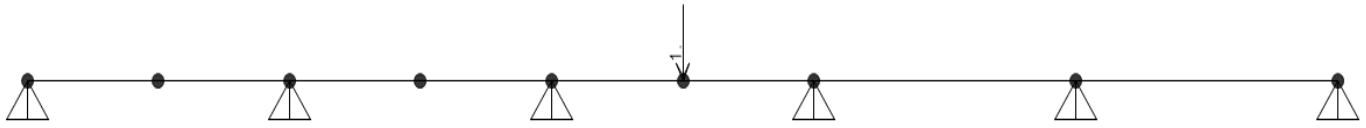
Momento máximo negativo:  $M(-)_m\acute{a}x = 0,07 \cdot PL$

- Diagrama de corte (x P)

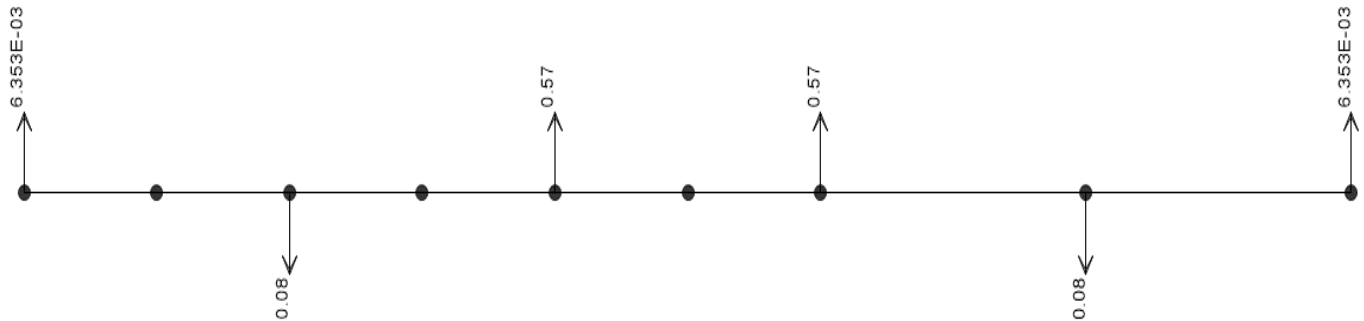


Corte máximo:  $Q_{m\acute{a}x} = 0,5 \cdot P$

### III) Grúa portal en tramo 3

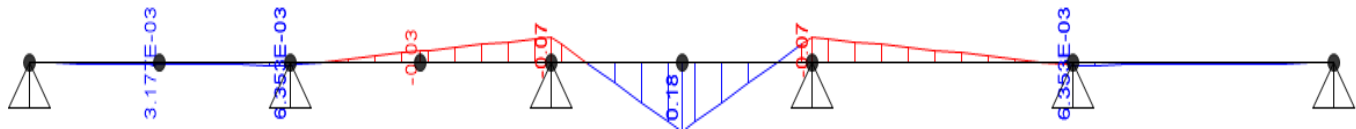


- Reacciones en los apoyos (x P)



Reacción máxima:  $R_{m\acute{a}x} = 0,57 \cdot qL$

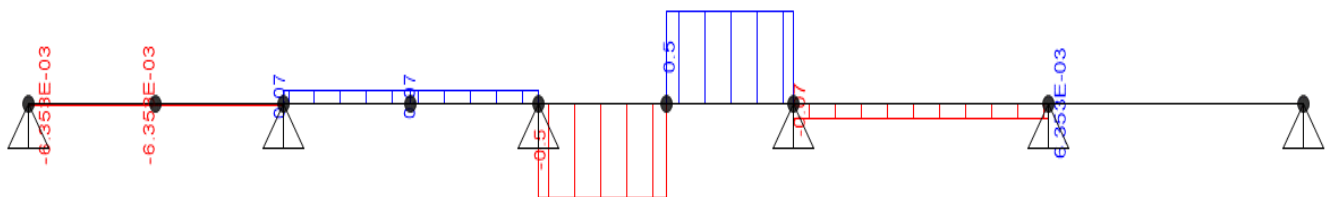
- Diagrama de momento (x PL)



Momento máximo positivo:  $M(+)_m\acute{a}x = 0,18 \cdot PL$

Momento máximo negativo:  $M(-)_m\acute{a}x = 0,07 \cdot PL$

- Diagrama de corte (x P)



Corte máximo:  $Q_{m\acute{a}x} = 0,5 \cdot P$

Finalmente, la posición más desfavorable para el diseño de los cordones principales es la ubicación de la grúa portal en el tramo 1. Los esfuerzos para el prediseño son los siguientes:

$$\text{Momento máximo positivo: } M(+)_máx = 0,08 \cdot qL^2 + 0,21 \cdot PL$$

$$\text{Momento máximo negativo: } M(-)_máx = 0,09 \cdot qL^2 + 0,07 \cdot PL$$

$$\text{Corte máximo: } Q_{máx} = 0,59 \cdot qL + 0,57 \cdot P$$



---

**ANEXO B: PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE SECCIONES,  
SOLICITACIONES Y FACTORES DE UTILIZACIÓN DE PERFILES**

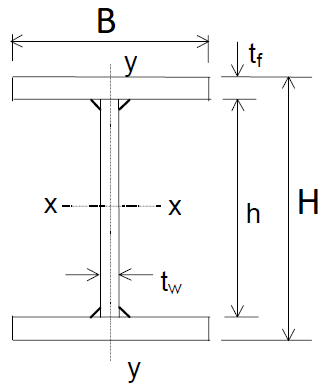
---

A continuación, se presentan los perfiles seleccionados con sus solicitaciones, propiedades mecánicas y geométricas (de sección)

- Diseño 1 sin acartelamiento

Tabla B.1: Perfiles diseño 1 SIN acartelamiento (viga enrejada).

N°	Nombre modelo	Elemento	Le	Lt	Pl	Pt	H	B	tf	tw	A	Ix	rx	Iy	ry	B/2tf	h/tw	Compacidad		Lc/r	Solicitación	Comb.	Valor	FU	M X-X	M Y-Y
			m	m	kgf/m	tonf	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm	-	-	Ala	Alma	-	-	-	tonf	%
1	HS1	Viga de apoyo canaleta sección	5	305	35	11	200	150	12	5	45	3412	8.7	675	3.9	6.3	35.2	C	C	129	FC	COMB2_i	-7	80	5	1
2	HL23s	Cordón superior	5	600	134	81	350	350	20	10	171	40644	15.4	14294	9.1	8.8	31.0	C	C	55	T	COMB2_iv	187	63	-	-
3	HL45i	Cordón inferior	5	600	134	81	350	350	20	10	171	40644	15.4	14294	9.1	8.8	31.0	C	C	55	C	COMB2_ii	-198	94	-	-
4	VS67	Montantes	5.3	556	69	38	250	250	14	8	88	10488	10.9	3647	6.4	8.9	27.8	C	C	82	C	COMB2_ii	-99	94	-	-
5	DVS89	Diagonales de apoyo canaleta	5.76	704	45	31	200	200	12	5	57	4474	8.9	1600	5.3	8.3	35.2	C	C	109	C	COMB1_B	-19	47	-	-
6	HS10	Viga horizontal inferior	5	305	31	9	200	150	10	5	39	2953	8.7	563	3.8	7.5	36.0	C	C	132	C	COMB1	-16	69	-	-
7	DVL11	Diagonales verticales	7.07	866	102	88	250	250	20	14	129	14339	10.5	5213	6.3	6.3	15.0	C	C	111	T	COMB2_iv	153	64	-	-
8	DHL13i	Diagonales horizontales inferiores	7.07	424	52	22	200	200	14	6	66	5107	8.8	1867	5.3	7.1	28.7	C	C	133	C	COMB1_C	-22	60	-	-
9	DHL14s	Diagonales horizontales superiores	7.07	424	31	13	200	150	10	5	39	2953	8.7	563	3.8	7.5	36.0	C	C	186	C	COMB4_Y	-22	71	-	-
10	PTUB	Soporte tubería	2	382	31	12	200	150	10	5	39	2953	8.7	563	3.8	7.5	36.0	C	C	53	FT	COMB4_X	2	55	0.7	0.4
11	VS67_AP	Montantes en apoyos	5.3	85	134	11	350	350	20	10	171	40644	15.42	14294	9.14	8.8	31.0	C	C	58	C	COMB2_i	-213	81	-	-



Le : Largo máximo elemento  
 Lt : Largo total de elemento en estructura  
 Pl : Peso lineal de perfil  
 Pt : Peso total de perfil en estructura  
 T : Tracción  
 C : Compresión  
 F : Flexo

Tabla B.2: Perfiles diseño 1 SIN acartelamiento (Torres enrejadas).

Estructura	N°	Nombre modelo	Elemento	Le	Lt	PI	Pt	H	B	tf	tw	A	Ix	rx	Iy	ry	B/2tf	h/tw	Compacidad		Lc/r	Solicitación	Comb.	Valor	FU
																			Ala	Alma					
				m	m	kg/m	tonf	mm	mm	m	m	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm	-	-			-	-	-	tonf	%
CP1-CP4	12	TC	Columna principal	3.35	322	129	41.51	300	300	24	8	164	28559	13.2	10801	8.1	6.3	31.5	C	C	41	C	COMB2_i	-120	61
	13	TDLi	Diagonal longitudinal	10.54	349	45	15.55	200	200	12	5	57	4474	8.9	1600	5.3	8.3	35.2	C	C	199	C	COMB4_X	-11	62
	14	TDLs	Diagonal longitudinal	6	34	92	3.14	250	250	20	8	117	13876	10.9	5209	6.7	6.3	26.3	C	C	90	C	COMB2_i	-162	82
	15	TDS	Diagonal transversal	6.8	503	69	34.68	250	250	14	8	88	10488	10.9	3647	6.5	8.9	27.8	C	C	105	C	COMB1	-18	76
	16	THD	Diagonal horizontal	6.7	241	31	7.38	200	150	10	5	39	2953	8.7	563	3.8	7.5	36.0	C	C	176	C	COMB3	-11	40
	17	THL	Horizontal longitudinal	9.5	328	47	15.27	250	200	12	5	59	7284	11.1	1600	5.2	8.3	45.2	C	C	183	T	COMB2_i	91	82
	18	THS	Horizontal transversal	9.20	180	51	9.13	200	200	14	5	65	5065	8.9	1867	5.4	7.1	34.4	C	C	171	C	COMB4_X	-7	36
CP2-CP3	19	TC70	Columna principal	4.7	873	129	112.54	300	300	24	8	164	28559	13.2	10801	8.1	6.3	31.5	C	C	58	C	COMB2_iv	-118	58
	20	TDLi70	Diagonal longitudinal	10	1008	58	58.26	200	200	15	8	74	5473	8.6	2001	5.2	6.7	21.3	C	C	192	C	COMB4_X	-12	60
	21	TDLs70	Diagonal longitudinal	6.8	54	55	2.98	200	200	14	8	70	5192	8.6	1867	5.2	7.1	21.5	C	C	131	C	COMB4_Y	-13	49
	22	TDS70	Diagonal transversal	7.5	777	69	53.50	250	250	14	8	88	10488	10.9	3647	6.5	8.9	27.8	C	C	116	C	COMB2_iv	-34	81
	23	THD70	Diagonal horizontal	7.2	456	31	13.95	200	150	10	5	39	2953	8.7	563	3.8	7.5	36.0	C	C	190	T	COMB1_B	22	25
	24	THL70	Horizontal longitudinal	9.8	673	58	38.98	250	200	14	8	74	8536	10.8	1868	5.0	7.1	27.8	C	C	195	C	COMB2_iv	-9	38
	25	THS70	Horizontal transversal	10.00	504	55	27.60	200	200	14	8	70	5192	8.6	1867	5.2	7.1	21.5	C	C	193	T	COMB2_iv	40	30

Las deformaciones del diseño 1 sin acartelamiento se presentan a continuación.

## 1. Deformaciones estáticas

### 1.1. Mantención en tramo 1

Largo tramo	50 m
Deformación admisible estática	7,1 cm
Deformación	4,9 cm
Cambio de pendiente	0,20 %

### 1.2. Mantención en tramo 2

Largo tramo	65 m
Deformación admisible estática	9,3 cm
Deformación	6,2 cm
Cambio de pendiente	0,19 %

### 1.3. Mantención en tramo 3

Largo tramo	70 m
Deformación admisible estática	10,0 cm
Deformación	6,7 cm
Cambio de pendiente	0,19 %

## 2. Deformaciones sísmicas

Tramo 1	50 m
Deformación admisible sísmica	10 cm
Deformación según sismo y	3,11 cm

Tramo 2	65 m
Deformación admisible sísmica	13 cm
Deformación según sismo y	4,79 cm

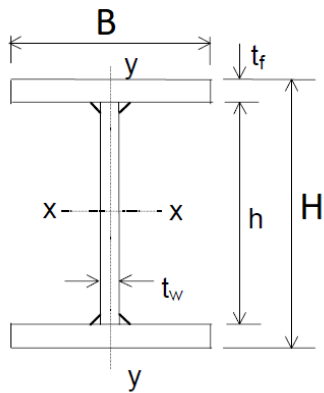
Tramo 3	70 m
Deformación admisible sísmica	14 cm
Deformación según sismo y	2,3 cm

Puente total	300 m
Deformación admisible sísmica	60 cm
Deformación según sismo y	10,2 cm

- Diseño 1 con acartelamiento

Tabla B.3: Perfiles diseño 1 CON acartelamiento (viga enrejada).

N°	Nombre modelo	Elemento	Le	Lt	Pl	Pt	H	B	tf	tw	A	lx	rx	ly	ry	B/2tf	h/tw	Compacidad		Lc/r	Solicitación	Comb.	Valor	FU	M X-X	M Y-Y
			m	m	kgf/m	tonf	mm	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm	-	-	Ala	Alma	-	-	-	tonf	%	tonf-m
1	HS1	Viga de apoyo canaleta sección	5	305	35	10.73	200	150	12	5	45	3412	8.73	675	3.88	6.3	35.2	C	C	129	FT	COMB2_0	4.2	82	5.6	1.4
2	HL23s	Cordón superior	5	600	134	80.54	350	350	20	10	171	40644	15.42	14294	9.14	8.8	31.0	C	C	55	C	COMB2_0	-141	55	-	-
3	HL45i	Cordón inferior	5	600	134	80.54	350	350	20	10	171	40644	15.42	14294	9.14	8.8	31.0	C	C	55	C	COMB2_ii	-186	91	-	-
4	VS67	Montantes	5	570	69	39.27	250	250	14	8	88	10488	10.93	3647	6.45	8.9	27.8	C	C	78	C	COMB2_0	-99	93	-	-
5	DVS89	Diagonales de apoyo canaleta	5.59	682	45	30.41	200	200	12	5	57	4474	8.88	1600	5.31	8.3	35.2	C	C	105	C	COMB1_B	-23	51	-	-
6	HS10	Viga horizontal inferior	5	305	31	9.34	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	132	C	COMB5	-16	69	-	-
7	DVL11	Diagonales verticales	7.07	849	102	86.19	250	250	20	14	129	14339	10.53	5213	6.35	6.3	15.0	C	C	111	T	COMB2_0	145	60	-	-
8	DHL13i	Diagonales horizontales inferiores	7.07	424	52	22.09	200	200	14	6	66	5107	8.78	1867	5.31	7.1	28.7	C	C	133	C	COMB1_C	-21	59	-	-
9	DHL14s	Diagonales horizontales superiores	7.07	424	31	12.99	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	186	C	COMB1_B	-18	57	-	-
10	PTUB	Soporte tubería	2	382	31	11.69	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	53	FT	COMB4_Y	2	57	0.7	0.4
11	VS67_AP	Montantes en apoyos	5	40	134	5.37	350	350	20	10	171	40644	15.42	14294	9.14	8.8	31.0	C	C	55	C	COMB2_i	-220	76	-	-



Le : Largo máximo elemento  
 Lt : Largo total de elemento en estructura  
 Pl : Peso lineal de perfil  
 Pt : Peso total de perfil en estructura  
 T : Tracción  
 C : Compresión  
 F : Flexo

Tabla B.4: Perfiles diseño 1 CON acartelamiento (Torres enrejadas).

Estructura	N°	Nombre modelo	Elemento	Le	Lt	Pl	Pt	H	B	tf	tw	A	lx	rx	ly	ry	B/2tf	h/tw	Compacidad		Lc/r	Solicitud	Comb.	Valor	FU
				m	m	kgf/m	tonf	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	cm4	cm	cm4	cm	-	-	Ala	Alma	-	-	-
CP1-CP4	12	TC	Columna principal	3.35	322	129	41.51	300	300	24	8	164	28559	13.19	10801	8.11	6.3	31.5	C	C	41	C	COMB2_i	-114	58
	13	TDLi	Diagonal longitudinal	10.54	349	45	15.55	200	200	12	5	57	4474	8.88	1600	5.31	8.3	35.2	C	C	199	C	COMB4_X	-10	60
	14	TDLs	Diagonal longitudinal	6	34	92	3.14	250	250	20	8	117	13876	10.90	5209	6.68	6.3	26.3	C	C	90	C	COMB2_i	-154	78
	15	TDS	Diagonal transversal	6.8	503	69	34.68	250	250	14	8	88	10488	10.93	3647	6.45	8.9	27.8	C	C	105	C	COMB5	-17	71
	16	THD	Diagonal horizontal	6.7	241	31	7.38	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	176	C	COMB3	-11	31
	17	THL	Horizontal longitudinal	9.5	328	47	15.27	250	200	12	5	59	7284	11.08	1600	5.19	8.3	45.2	C	C	183	T	COMB2_i	86	78
	18	THS	Horizontal transversal	9.20	180	51	9.13	200	200	14	5	65	5065	8.85	1867	5.38	7.1	34.4	C	C	171	C	COMB4_X	-7	38
	CP2-CP3	19	TC70	Columna principal	4.7	873	129	112.54	300	300	24	8	164	28559	13.19	10801	8.11	6.3	31.5	C	C	58	C	COMB2_ii	-142
20		TDLi70	Diagonal longitudinal	10	1008	58	58.26	200	200	15	8	74	5473	8.62	2001	5.21	6.7	21.3	C	C	192	C	COMB1_C	-20	77
21		TDLs70	Diagonal longitudinal	6.8	54	55	2.98	200	200	14	8	70	5192	8.63	1867	5.17	7.1	21.5	C	C	131	C	COMB2_ii	-24	50
22		TDS70	Diagonal transversal	7.5	777	69	53.50	250	250	14	8	88	10488	10.93	3647	6.45	8.9	27.8	C	C	116	C	COMB2_ii	-35	83
23		THD70	Diagonal horizontal	7.2	456	31	13.95	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	190	C	COMB2_ii	-7	45
24		THL70	Horizontal longitudinal	9.8	673	58	38.98	250	200	14	8	74	8536	10.76	1868	5.03	7.1	27.8	C	C	195	C	COMB2_ii	-19	94
25		THS70	Horizontal transversal	10.00	504	55	27.60	200	200	14	8	70	5192	8.63	1867	5.17	7.1	21.5	C	C	193	T	COMB2_ii	33	41
26		DT_sop	Diagonal de acartelamiento	6.90	150	115	17.15	300	300	20	10	146	25025	13.09	9002	7.85	7.5	26.0	C	C	88	C	COMB2_ii	-112	74
27		DT2_sop	Diagonal de acartelamiento	6.90	56	69	3.83	250	250	14	8	88	10488	10.93	3647	6.45	8.9	27.8	C	C	107	C	COMB2_ii	-47	62

Las deformaciones del diseño 1 con acartelamiento se presentan a continuación.

### 1. Deformaciones estáticas

#### 1.1. Mantención en tramo 1

Largo tramo	50 m
Deformación admisible estática	7,1 cm
Deformación	4,8 cm
Cambio de pendiente	0,19% %

#### 1.2. Mantención en tramo 2

Op. 1	Largo tramo	65 m
	Deformación admisible estática	9,3 cm
	Deformación	4,5 cm
	Cambio de pendiente	0,14 %

Op. 2	Largo tramo	50 m
	Deformación admisible estática	7,1 cm
	Deformación	3,6 cm
	Cambio de pendiente	0,14 %

#### 1.3. Mantención en tramo 3

Op. 1	Largo tramo	70 m
	Deformación admisible estática	10,0 cm
	Deformación	3,1 cm
	Cambio de pendiente	0,09

Op. 2	Largo tramo	40 m
	Deformación admisible estática	5,7 cm
	Deformación	2,5 cm
	Cambio de pendiente	0,13 %

### 2. Deformaciones sísmicas

Tramo 1	50 m
Deformación admisible sísmica	10 cm
Deformación según sismo y	3 cm

Tramo 2	50 m
Deformación admisible sísmica	10 cm
Deformación según sismo y	4,8 cm

Tramo 3	40 m
Deformación admisible sísmica	8 cm
Deformación según sismo y	2,2 cm

Puente total	300 m
Deformación admisible sísmica	60 cm
Deformación según sismo y	10 cm

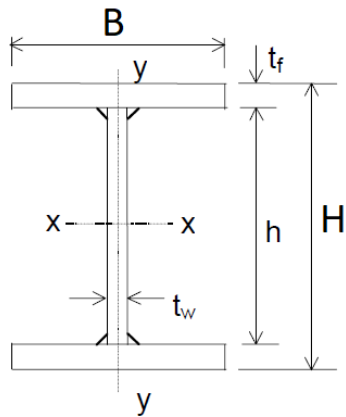
La opción 1 corresponde a largo de tramo de eje a eje y opción 2 es de borde a borde de acartelamiento.



- Diseño 2 sin acartelamiento

Tabla B.5: Perfiles diseño 2 SIN acartelamiento (viga enrejada).

N°	Nombre modelo	Elemento	Le	Lt	Pl	Pt	H	B	tf	tw	A	Ix	Iy	rx	ry	B/2tf	h/tw	Compacidad		Lc/r	Solicitación	Comb.	Valor	FU	M X-X	M Y-Y
			m	m	kgf/m	tonf	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	cm4	cm	cm4	cm	cm	-	-	Ala	Alma	-	-	-	tonf	%
1	HS1	Viga de apoyo canaleta sección	4	244	35	8.58	200	150	12	5	45	3412	8.73	675	3.88	6.3	35.2	C	C	103	FC	COMB2_i	-4	45	6.2	0.2
2	HL23s	Cordón superior	5	600	134	80.54	350	350	20	10	171	40644	15.42	14294	9.14	8.8	31.0	C	C	55	T	COMB2_iv	157	53	-	-
3	HL45i	Cordón inferior	5	600	134	80.54	350	350	20	10	171	40644	15.42	14294	9.14	8.8	31.0	C	C	55	C	COMB2_ii	-170	90	-	-
4	VS67	Montantes	6	588	69	40.51	250	250	14	8	88	10488	10.93	3647	6.45	8.9	27.8	C	C	93	C	COMB2_iv	-96	90	-	-
5	DVS89	Diagonales de apoyo canaleta	6.32	772	45	34.42	200	200	12	5	57	4474	8.88	1600	5.31	8.3	35.2	C	C	119	C	COMB1_B	-23	55	-	-
6	HS10	Viga horizontal inferior	4	255	31	7.81	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	105	C	COMB5	-16	69	-	-
7	DVL11	Diagonales verticales	7.81	942	102	95.69	250	250	20	14	129	14339	10.53	5213	6.35	6.3	15.0	C	C	123	T	COMB2_iv	141	60	-	-
8	DHL13i	Diagonales horizontales inferiores	6.40	384	52	20.00	200	200	14	6	66	5107	8.78	1867	5.31	7.1	28.7	C	C	121	C	COMB1_C	-20	50	-	-
9	DHL14s	Diagonales horizontales superiores	6.40	384	31	11.76	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	169	C	COMB4_Y	-22	63	-	-
10	PTUB	Soporte tubería	2	382	31	11.69	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	53	FT	COMB4_X	2	58	1.7	0.6
11	VS67_AP	Montantes en apoyos	5	80	134	10.74	350	350	20	10	171	40644	15.42	14294	9.14	8.8	31.0	C	C	55	C	COMB2_i	-228	83	-	-



Le : Largo máximo elemento  
 Lt : Largo total de elemento en estructura  
 Pl : Peso lineal de perfil  
 Pt : Peso total de perfil en estructura  
 T : Tracción  
 C : Compresión  
 F : Flexo

Tabla B.6: Perfiles diseño 2 SIN acartelamiento (Torres enrejadas).

Estructura	N°	Nombre modelo	Elemento	Le	Lt	PI	Pt	H	B	tf	tw	A	Ix	rx	ly	ry	B/2f	h/tw	Compacidad		Lc/r	Solicitud	Comb.	Valor	FU
				m	m	kgf/m	tonf	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	cm4	cm	cm4	cm	-	-	Ala	Alma	-	-	-
CP1-CP4	12	TC	Columna principal	3.35	322	129	41.51	300	300	24	8	164	28559	13.19	10801	8.11	6.3	31.5	C	C	41	C	COMB2_i	-115	59
	13	TDLi	Diagonal longitudinal	10.54	349	45	15.55	200	200	12	5	57	4474	8.88	1600	5.31	8.3	35.2	C	C	199	C	COMB4_X	-11	61
	14	TDLs	Diagonal longitudinal	6	34	92	3.14	250	250	20	8	117	13876	10.90	5209	6.68	6.3	26.3	C	C	90	C	COMB2_i	-160	81
	15	TDS	Diagonal transversal	6.5	503	69	34.68	250	250	14	8	88	10488	10.93	3647	6.45	8.9	27.8	C	C	101	C	COMB5	-19	77
	16	THD	Diagonal horizontal	6.7	241	31	7.38	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	176	C	COMB4_Y	-12	44
	17	THL	Horizontal longitudinal	9.5	328	47	15.27	250	200	12	5	59	7284	11.08	1600	5.19	8.3	45.2	C	C	183	T	COMB2_i	90	81
	18	THS	Horizontal transversal	9.10	180	51	9.13	200	200	14	5	65	5065	8.85	1867	5.38	7.1	34.4	C	C	169	C	COMB4_X	-7	36
CP2-CP3	19	TC70	Columna principal	4.7	873	129	41.51	300	300	24	8	164	28559	13.19	10801	8.11	6.3	31.5	C	C	58	C	COMB2_ii	-116	57
	20	TDLi70	Diagonal longitudinal	10	1008	58	20.15	200	200	15	8	74	5473	8.62	2001	5.21	6.7	21.3	C	C	192	C	COMB4_X	-13	62
	21	TDLs70	Diagonal longitudinal	6.8	54	55	1.88	200	200	14	8	70	5192	8.63	1867	5.17	7.1	21.5	C	C	131	C	COMB2_ii	-12	47
	22	TDS70	Diagonal transversal	7.5	777	69	34.68	250	250	14	8	88	10488	10.93	3647	6.45	8.9	27.8	C	C	116	C	COMB2_iv	-34	81
	23	THD70	Diagonal horizontal	7	456	31	7.38	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	184	T	COMB1_B	22	25
	24	THL70	Horizontal longitudinal	9.8	673	58	18.99	250	200	14	8	74	8536	10.76	1868	5.03	7.1	27.8	C	C	195	C	COMB2_iv	-9	38
	25	THS70	Horizontal transversal	9.50	504	55	9.86	200	200	14	8	70	5192	8.63	1867	5.17	7.1	21.5	C	C	184	T	COMB2_iv	42	32

Las deformaciones del diseño 2 sin acartelamiento se presentan a continuación.

## **1. Deformaciones estáticas**

### **1.1. Mantención en tramo 1**

Largo tramo	50 m
Deformación admisible estática	7,1 cm
Deformación	4,1 cm
Cambio de pendiente	0,16 %

### **1.2. Mantención en tramo 2**

Largo tramo	65 m
Deformación admisible estática	9,3 cm
Deformación	5,6 cm
Cambio de pendiente	0,17 %

### **1.3. Mantención en tramo 3**

Largo tramo	70 m
Deformación admisible estática	10,0 cm
Deformación	6,4 cm
Cambio de pendiente	0,18 %

## **2. Deformaciones sísmicas**

Tramo 1	50 m
Deformación admisible sísmica	10 cm
Deformación según sismo y	3,5 cm
Tramo 2	65 m
Deformación admisible sísmica	13 cm
Deformación según sismo y	5,5 cm
Tramo 3	70 m
Deformación admisible sísmica	14 cm
Deformación según sismo y	2,4 cm
Puente total	300 m
Deformación admisible sísmica	60 cm
Deformación según sismo y	11,4 cm



Tabla B.8: Perfiles diseño 2 CON acartelamiento (Torres enrejadas).

Estructura	N°	Nombre modelo	Elemento	Le	Lt	PI	Pt	H	B	tf	tw	A	Ix	rx	ly	ry	B/2tf	h/tw	Compacidad		Lc/r	Solicitud	Comb.	Valor	FU
				m	m	kgf/m	tonf	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	cm4	cm	cm4	cm	-	-	Ala	Alma	-	-	-
CP1-CP4	12	TC	Columna principal	3.35	322	129	41.51	300	300	24	8	164	28559	13.19	10801	8.11	6.3	31.5	C	C	41	C	COMB2_i	-108	52
	13	TDLi	Diagonal longitudinal	10.54	349	45	15.55	200	200	12	5	57	4474	8.88	1600	5.31	8.3	35.2	C	C	199	C	COMB4_X	-10	58
	14	TDLs	Diagonal longitudinal	6	34	92	3.14	250	250	20	8	117	13876	10.90	5209	6.68	6.3	26.3	C	C	90	C	COMB2_i	-150	76
	15	TDS	Diagonal transversal	6.5	503	69	34.68	250	250	14	8	88	10488	10.93	3647	6.45	8.9	27.8	C	C	101	C	COMB1	-18	75
	16	THD	Diagonal horizontal	6.7	241	31	7.38	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	176	C	COMB4_Y	-12	33
	17	THL	Horizontal longitudinal	9.5	328	47	15.27	250	200	12	5	59	7284	11.08	1600	5.19	8.3	45.2	C	C	183	T	COMB2_i	84	76
	18	THS	Horizontal transversal	9.10	180	51	9.13	200	200	14	5	65	5065	8.85	1867	5.38	7.1	34.4	C	C	169	C	COMB4_X	-7	38
CP2-CP3	19	TC70	Columna principal	4.7	873	129	112.54	300	300	24	8	164	28559	13.19	10801	8.11	6.3	31.5	C	C	58	C	COMB2_ii	-135	58
	20	TDLi70	Diagonal longitudinal	10	1008	58	58.26	200	200	15	8	74	5473	8.62	2001	5.21	6.7	21.3	C	C	192	C	COMB4_X	-16	73
	21	TDLs70	Diagonal longitudinal	6.8	54	55	2.98	200	200	14	8	70	5192	8.63	1867	5.17	7.1	21.5	C	C	131	C	COMB2_ii	-19	45
	22	TDS70	Diagonal transversal	7.5	777	69	53.50	250	250	14	8	88	10488	10.93	3647	6.45	8.9	27.8	C	C	116	C	COMB2_ii	-38	90
	23	THD70	Diagonal horizontal	7	456	31	13.95	200	150	10	5	39	2953	8.70	563	3.80	7.5	36.0	C	C	184	C	COMB2_ii	-10	53
	24	THL70	Horizontal longitudinal	9.8	673	58	38.98	250	200	14	8	74	8536	10.76	1868	5.03	7.1	27.8	C	C	195	C	COMB2_ii	-20	95
	25	THS70	Horizontal transversal	9.50	504	55	27.60	200	200	14	8	70	5192	8.63	1867	5.17	7.1	21.5	C	C	184	T	COMB2_ii	44	45
	26	DT_sop	Diagonal de acartelamiento	6.90	150	115	17.15	300	300	20	10	146	25025	13.09	9002	7.85	7.5	26.0	C	C	88	C	COMB2_ii	-108	72
	27	DT2_sop	Diagonal de acartelamiento	6.90	56	69	3.83	250	250	14	8	88	10488	10.93	3647	6.45	8.9	27.8	C	C	107	C	COMB2_ii	-44	60

Las deformaciones del diseño 2 con acartelamiento se presentan a continuación.

## 1. Deformaciones estáticas

### 1.1. Mantención en tramo 1

Largo tramo	50 m
Deformación admisible estática	7,1 cm
Deformación	4,6 cm
Cambio de pendiente	0,18 %

### 1.2. Mantención en tramo 2

Op. 1	Largo tramo	65 m
	Deformación admisible estática	9,3 cm
	Deformación	4,5 cm
	Cambio de pendiente	0,14 %
Op. 2	Largo tramo	50 m
	Deformación admisible estática	7,1 cm
	Deformación	3,3 cm
	Cambio de pendiente	0,13 %

### 1.3. Mantención en tramo 3

Op. 1	Largo tramo	70 m
	Deformación admisible estática	10,0 cm
	Deformación	3,0 cm
	Cambio de pendiente	0,08 %
Op. 2	Largo tramo	40 m
	Deformación admisible estática	5,7 cm
	Deformación	2,4 cm
	Cambio de pendiente	0,12 %

## 2. Deformaciones sísmicas

Tramo 1	50 m
Deformación admisible sísmica	10 cm
Deformación según sismo y	3,4 cm
Tramo 2	50 m
Deformación admisible sísmica	10 cm
Deformación según sismo y	5,4 cm
Tramo 3	40 m
Deformación admisible sísmica	8 cm
Deformación según sismo y	2,4 cm
Puente total	300 m
Deformación admisible sísmica	60 cm
Deformación según sismo y	11,2 cm

Además, se analiza un tercer modelo que considera un **aumento de sección y acartelamiento en cepas intermedias**. Las solicitaciones en los cordones principales y diagonales longitudinales verticales disminuyen, por ende, se pueden optimizar los siguientes perfiles.

*Tabla B.9: Disminución de carga de elementos de viga.*

Nomenclatura modelo	Elemento	Carga antes	Carga después	Reducción
		tonf	tonf	
HL23s	Cordón superior	157	116	26%
HL45i	Cordón inferior	-170	-149	12%
DVL11	Diagonales verticales	141	127	10%

*Tabla B.10: Nuevos perfiles en viga enrejada.*

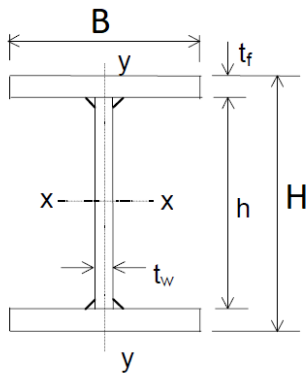
Nomenclatura modelo	Elemento	Largo total	Peso lineal	Peso total	H	B	tf	tw	AREA
		m	kgf/m	tonf	mm	mm	mm	mm	cm2
HL23s	Cordón superior	600	115	69	300	300	20	10	146
HL45i	Cordón inferior	600	115	69	300	300	20	10	146
DVL11	Diagonales verticales	937	78	73	200	200	20	12	99

El diseño 3 no considera la opción de acartelamiento debido a que resulta muy desproporcionada. En **azul** se presentan los perfiles que cambian de dimensión.

- Diseño 3

Tabla B.11: Perfiles diseño 3 (viga enrejada).

N°	Nombre modelo	Elemento	Le	Lt	Pl	Pt	H	B	t <sub>f</sub>	t <sub>w</sub>	A	I <sub>x</sub>	r <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	r <sub>y</sub>	B/2t <sub>f</sub>	h/t <sub>w</sub>	Compacidad		Lc/r	Solicitación	Comb.	Valor	FU	M X-X
																		Ala	Alma						
1	HS1	Viga de apoyo canaleta sección	4.25	400	79	32	250	200	20	10	101	11378	10.6	2668	5.1	5.0	21.0	C	C	83	FC	COMB2_i	-9	80	-15.0
2	HL23s	Cordón superior	6.5	600	156	93	350	350	24	10	198	47012	15.4	17153	9.3	7.3	30.2	C	C	70	C	COMB2_0	-150	58	-
3	HL45i	Cordón inferior	6.5	600	156	93	350	350	24	10	198	47012	15.4	17153	9.3	7.3	30.2	C	C	70	C	COMB2_ii	-197	97	-
4	VS67	Montantes	9	774	156	120	350	350	24	10	198	47012	15.4	17153	9.3	7.3	30.2	C	C	97	C	COMB2_0	-142	83	-
5	DVS89	Diagonales de apoyo canaleta	10.00	935	87	82	250	250	18	10	111	12951	10.8	4689	6.5	6.9	21.4	C	C	154	C	COMB1_B	-30	67	-
6	HS10	Viga horizontal inferior	8.5	400	31	12	200	150	10	5	39	2953	8.7	563	3.8	7.5	36.0	C	C	224	C	COMB5	-20	70	-
7	DVL11	Diagonales verticales	11.10	1021	107	109	300	250	20	14	136	21684	12.6	5214	6.2	6.3	18.6	C	C	180	T	COMB2_ii	220	84	-
8	DHL13i	Diagonales horizontales inferiores	10.70	492	69	34	250	250	14	8	88	10488	10.9	3647	6.4	8.9	27.8	C	C	166	T	COMB1_C	29	70	-
9	DHL14s	Diagonales horizontales superiores	10.70	492	69	34	250	250	14	8	88	10488	10.9	3647	6.4	8.9	27.8	C	C	166	C	COMB4_Y	-25	63	-
10	PTUB	Soporte tubería	2	292	31	9	200	150	10	5	39	2953	8.7	563	3.8	7.5	36.0	C	C	53	FT	COMB1_C	5	89	-5.2
11	VS67_AP	Montantes en apoyos	9	72	178	13	400	400	24	10	227	71587	17.8	25603	10.6	8.3	35.2	C	C	85	T	COMB2_i	289	95	-



Le : Largo máximo elemento  
 Lt : Largo total de elemento en estructura  
 Pl : Peso lineal de perfil  
 Pt : Peso total de perfil en estructura  
 T : Tracción  
 C : Compresión  
 F : Flexo



Tabla B.12: Perfiles diseño 2 CON acartelamiento (Torres enrejadas).

Estructura	N°	Nombre modelo	Elemento	Le	Lt	Pl	Pt	H	B	tf	tw	A	Ix	rx	Iy	ry	B/2tf	h/tw	Compacidad	Lc/r	Solicitud	Comb.	Valor	FU	
				m	m	kgf/m	tonf	mm	mm	mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>4</sup>	cm	cm <sup>4</sup>	cm	-	-	Ala	Alma	-	-	-	tonf	%
CP1-CP4	12	TC	Columna principal	3.35	322	189	61.01	400	400	24	14	241	73041	17.4	25608	10.3	8.3	25.1	C	C	33	C	COMB2_i	-220	88
	13	TDLi	Diagonal longitudinal	10.4	400	64	25.47	250	250	14	5	81	10214	11.2	3646	6.7	8.9	44.4	C	C	155	C	COMB4_X	-20	60
	14	TDLs	Diagonal longitudinal	4.76	38	165	6.29	350	350	24	14	210	47930	15.1	17157	9.0	7.3	21.6	C	C	53	C	COMB2_i	-281	89
	15	TDS	Diagonal transversal	6.9	587	69	40.44	250	250	14	8	88	10488	10.9	3647	6.4	8.9	27.8	C	C	107	C	COMB4_Y	-19	94
	16	THD	Diagonal horizontal	7.35	305	31	9.34	200	150	10	5	39	2953	8.7	563	3.8	7.5	36.0	C	C	194	C	COMB4_Y	-15	67
	17	THL	Horizontal longitudinal	9.4	389	91	35.54	300	250	18	10	116	19451	12.9	4690	6.3	6.9	26.4	C	C	148	T	COMB2_i	195	83
	18	THS	Horizontal transversal	11.40	239	51	12.12	200	200	14	5	65	5065	8.9	1867	5.4	7.1	34.4	C	C	212	C	COMB4_X	-9	30
	CP2-CP3	19	TC70	Columna principal	5	873	151	131.74	350	350	24	8	192	46553	15.6	17151	9.4	7.3	37.8	C	C	53	C	COMB2_ii	-202
20		TDLi70	Diagonal longitudinal	13	1085	95	103.06	250	250	20	10	121	14030	10.8	5210	6.6	6.3	21.0	C	C	198	C	COMB4_X	-21	74
21		TDLs70	Diagonal longitudinal	8.1	65	69	4.48	250	250	14	8	88	10488	10.9	3647	6.4	8.9	27.8	C	C	126	C	COMB4_X	-21	72
22		TDS70	Diagonal transversal	7.4	832	137	113.80	300	300	24	12	174	29093	12.9	10804	7.9	6.3	21.0	C	C	94	C	COMB2_ii	-43	89
23		THD70	Diagonal horizontal	8	492	49	23.98	200	200	12	8	62	4610	8.6	1601	5.1	8.3	22.0	C	C	158	T	COMB1_B	26	30
24		THL70	Horizontal longitudinal	12.7	850	69	58.56	250	250	14	8	88	10488	10.9	3647	6.4	8.9	27.8	C	C	197	C	COMB2_ii	-15	57
25		THS70	Horizontal transversal	7.70	573	55	31.38	200	200	14	8	70	5192	8.6	1867	5.2	7.1	21.5	C	C	149	T	COMB2_ii	63	55

Las deformaciones del diseño 3 se presentan a continuación.

## 1. Deformaciones estáticas

### 1.1. Mantención en tramo 1

Largo tramo	52 m
Deformación admisible estática	7,4 cm
Deformación	3,7 cm
Cambio de pendiente	0,14 %

### 1.2. Mantención en tramo 2

Largo tramo	65 m
Deformación admisible estática	9,3 cm
Deformación	5,1 cm
Cambio de pendiente	0,16 %

### 1.3. Mantención en tramo 3

Largo tramo	66 m
Deformación admisible estática	9,4 cm
Deformación	4,1 cm
Cambio de pendiente	0,13 %

## 2. Deformaciones sísmicas

Tramo 1	50 m
Deformación admisible sísmica	10 cm
Deformación según sismo y	3,7 cm

Tramo 2	65 m
Deformación admisible sísmica	13 cm
Deformación según sismo y	4,9 cm

Tramo 3	66 m
Deformación admisible sísmica	13 cm
Deformación según sismo y	1,4 cm

Puente total	300 m
Deformación admisible sísmica	60 cm
Deformación según sismo y	10 cm

---

**ANEXO C: SOLICITACIONES SOBRE FUNDACIONES Y VERIFICACIÓN  
DE ESTABILIDAD, ÁREA COMPRIMIDA Y TENSIÓN ADMISIBLE**

---

A continuación, se presentan las solicitudes y verificaciones de las fundaciones de cada diseño. Para el diseño 1 y 2 se obtienen los siguientes resultados.

Tabla C.13: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 1 y 2 (CPI).

Combinación	FSd	FSv	F1	F2	F3	M11	M22	Fd	Fr	FSd	Estado	FSv11	Estado	FSv22	Estado	
-	-	-	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf	-	-	-	-	-	-	
COMB4_Y	Max	1.25	1.5	-24	-78	-1523	-3219	822	82	-762	9.3	OK	2.7	OK	11.4	OK
COMB4_Y	Min	1.25	1.5	15	85	-1452	2869	-629	86	-726	8.4	OK	2.9	OK	14.2	OK
COMB4_X	Max	1.25	1.5	-33	-34	-1825	-1943	2236	47	-913	19.4	OK	5.3	OK	5.0	OK
COMB4_X	Min	1.25	1.5	33	54	-1752	1872	-1859	63	-876	13.8	OK	5.3	OK	5.8	OK
COMB1_A		1.5	2	5	9	-1828	-319	221	11	-914	86.9	OK	32.2	OK	50.7	OK
COMB1_B		1.5	2	-6	11	-1973	-368	302	13	-987	78.1	OK	30.2	OK	40.1	OK
COMB1_C		1.5	2	5	26	-1973	892	346	27	-987	37.1	OK	12.5	OK	35.0	OK
COMB2_0		1.5	2	6	17	-1891	688	292	18	-946	53.2	OK	15.5	OK	39.7	OK
COMB2_i		1.5	2	7	17	-1901	689	304	18	-951	53.2	OK	15.6	OK	38.4	OK
COMB2_ii		1.5	2	5	17	-1886	688	289	17	-943	53.9	OK	15.4	OK	40.1	OK
COMB2_iv		1.5	2	5	17	-1868	689	276	17	-934	53.9	OK	15.3	OK	41.5	OK
COMB3		1.25	1.75	5	38	-1482	2092	246	39	-741	19.2	OK	4.0	OK	37.0	OK
COMB5		1.15	1.3	-14	9	-1098	257	356	17	-549	32.1	OK	24.0	OK	18.9	OK

Tabla C.14: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CPI, sentido transversal).

Combinación	e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado	
-	m	%	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	-	
COMB4_Y	Max	2.1	100%	18.0	130	OK
COMB4_Y	Min	2.0	100%	16.6	130	OK
COMB4_X	Max	1.1	100%	16.3	130	OK
COMB4_X	Min	1.1	100%	15.7	130	OK
COMB1_A		0.1	100%	17.3	100	OK
COMB1_B		0.1	100%	18.3	100	OK
COMB1_C		0.3	100%	19.7	100	OK
COMB2_0		0.3	100%	17.6	100	OK
COMB2_i		0.3	100%	17.6	100	OK
COMB2_ii		0.3	100%	17.6	100	OK
COMB2_iv		0.3	100%	17.5	100	OK
COMB3		1.0	100%	18.8	100	OK
COMB5		0.2	100%	10.5	100	OK

Tabla C.15: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CPI, sentido longitudinal).

Combinación		el	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		-	%	tonf/m2	tonf/m2	-
COMB4_Y	Max	0.5	100%	11.4	130	OK
COMB4_Y	Min	0.4	100%	10.4	130	OK
COMB4_X	Max	1.2	100%	17.1	130	OK
COMB4_X	Min	1.1	100%	15.6	130	OK
COMB1_A		0.1	100%	17.0	100	OK
COMB1_B		0.1	100%	18.1	100	OK
COMB1_C		0.1	100%	18.2	100	OK
COMB2_0		0.1	100%	16.5	100	OK
COMB2_i		0.1	100%	16.6	100	OK
COMB2_ii		0.1	100%	16.4	100	OK
COMB2_iv		0.1	100%	16.3	100	OK
COMB3		0.1	100%	13.7	100	OK
COMB5		0.2	100%	10.8	100	OK

Tabla C.16: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 1 y 2 (CP2a).

Combinación		FSd	FSv	F1	F2	F3	M11	M22	Fdes	Fr	FSd	Estado	FSv11	Estado	FSv22	Estado
-		-	-	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf	-	-	-	-	-	-
COMB4_Y	Max	1.25	1.5	-28	-16	-1324	1352	728	32	-662	20.4	OK	2.9	OK	9.9	OK
COMB4_Y	Min	1.25	1.5	26	17	-882	-982	153	31	-441	14.4	OK	2.7	OK	31.5	OK
COMB4_X	Max	1.25	1.5	13	14	-982	1032	1265	19	-491	25.3	OK	2.8	OK	4.2	OK
COMB4_X	Min	1.25	1.5	31	9	-742	872	-928	32	-371	11.6	OK	2.5	OK	4.4	OK
COMB1_A		1.5	2	-24	9	-1337	929	421	26	-669	25.7	OK	4.3	OK	17.4	OK
COMB1_B		1.5	2	-30	8	-1358	824	398	31	-679	22.2	OK	4.9	OK	18.7	OK
COMB1_C		1.5	2	-26	8	-1428	1123	402	27	-714	26.6	OK	3.8	OK	19.4	OK
COMB2_0		1.5	2	-23	8	-1429	1254	629	24	-715	29.5	OK	3.4	OK	12.4	OK
COMB2_i		1.5	2	30	8	-1462	1232	652	32	-731	23.2	OK	3.5	OK	12.3	OK
COMB2_ii		1.5	2	20	8	-1443	1192	632	22	-722	33.1	OK	3.6	OK	12.5	OK
COMB2_iv		1.5	2	31	8	-1402	1101	615	32	-701	22.1	OK	3.8	OK	12.5	OK
COMB3		1.25	1.75	-42	20	-1652	1402	701	47	-826	17.6	OK	3.5	OK	12.9	OK
COMB5		1.15	1.3	-17	9	-1282	320	210	19	-641	33.2	OK	11.9	OK	33.4	OK

Tabla C.17: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CP2a, sentido transversal).

Combinación		e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		m	%	tonf/m2	tonf/m2	-
COMB4_Y	Max	1.0	98%	41.5	130	OK
COMB4_Y	Min	1.1	94%	29.0	130	OK
COMB4_X	Max	1.1	97%	31.3	130	OK
COMB4_X	Min	1.2	91%	25.3	130	OK
COMB1_A		0.7	100%	35.1	100	OK
COMB1_B		0.6	100%	33.8	100	OK
COMB1_C		0.8	100%	39.5	100	OK
COMB2_0		0.9	100%	41.6	100	OK
COMB2_i		0.8	100%	41.7	100	OK
COMB2_ii		0.8	100%	40.8	100	OK
COMB2_iv		0.8	100%	38.8	100	OK
COMB3		0.8	100%	47.3	100	OK
COMB5		0.2	100%	24.8	100	OK

Tabla C.18: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CP2a, sentido longitudinal).

Combinación		e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		m	%	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	-
COMB4_Y	Max	0.5	100%	26.6	130	OK
COMB4_Y	Min	0.2	100%	14.9	130	OK
COMB4_X	Max	1.3	100%	25.8	130	OK
COMB4_X	Min	1.3	100%	19.3	130	OK
COMB1_A		0.3	100%	24.2	100	OK
COMB1_B		0.3	100%	24.3	100	OK
COMB1_C		0.3	100%	25.4	100	OK
COMB2_0		0.4	100%	27.3	100	OK
COMB2_i		0.4	100%	28.1	100	OK
COMB2_ii		0.4	100%	27.6	100	OK
COMB2_iv		0.4	100%	26.8	100	OK
COMB3		0.4	100%	31.4	100	OK
COMB5		0.2	100%	21.5	100	OK

Tabla C.19: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 1 y 2 (CP2b).

Combinación		FSd	FSv	F1	F2	F3	M11	M22	Fdes	Fr	FSd	Estado	FSv11	Estado	FSv22	Estado
-		-	-	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf	-	-	-	-	-	-
COMB4_Y	Max	1.25	1.5	35	18	-1120	-723	859	40	-560	14.1	OK	4.6	OK	7.1	OK
COMB4_Y	Min	1.25	1.5	-30	-14	-1327	1452	-324	34	-664	19.7	OK	2.7	OK	22.4	OK
COMB4_X	Max	1.25	1.5	19	17	-725	-425	-1122	25	-363	14.3	OK	5.1	OK	3.5	OK
COMB4_X	Min	1.25	1.5	-40	11	-1452	892	-928	41	-726	17.7	OK	4.8	OK	8.6	OK
COMB1_A		1.5	2	-26	-7	-1298	625	523	27	-649	23.8	OK	6.2	OK	13.6	OK
COMB1_B		1.5	2	-26	-8	-1303	645	537	27	-652	24.2	OK	6.0	OK	13.3	OK
COMB1_C		1.5	2	23	-9	-1305	982	429	24	-653	26.8	OK	3.9	OK	16.6	OK
COMB2_0		1.5	2	-23	-6	-1623	456	326	24	-812	34.2	OK	10.6	OK	27.2	OK
COMB2_i		1.5	2	-25	-7	-1642	465	328	26	-821	32.2	OK	10.5	OK	27.4	OK
COMB2_ii		1.5	2	-22	-6	-1635	451	326	23	-818	36.0	OK	10.8	OK	27.4	OK
COMB2_iv		1.5	2	22	-5	-1626	402	312	23	-813	36.0	OK	12.0	OK	28.5	OK
COMB3		1.25	1.75	58	13	1324	-413	624	59	662	11.2	OK	9.5	OK	11.6	OK
COMB5		1.15	1.3	12	6	-1052	124	425	14	-526	38.2	OK	25.2	OK	13.5	OK

Tabla C.20: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CP2b, sentido transversal).

Combinación		e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		m	%	tonf/m2	tonf/m2	-
COMB4_Y	Max	0.6	100%	28.5	130	OK
COMB4_Y	Min	1.1	95%	43.2	130	OK
COMB4_X	Max	0.6	100%	17.8	130	OK
COMB4_X	Min	0.6	100%	36.3	130	OK
COMB1_A		0.5	100%	29.8	100	OK
COMB1_B		0.5	100%	30.1	100	OK
COMB1_C		0.8	100%	35.4	100	OK
COMB2_0		0.3	100%	32.1	100	OK
COMB2_i		0.3	100%	32.6	100	OK
COMB2_ii		0.3	100%	32.2	100	OK
COMB2_iv		0.2	100%	31.3	100	OK
COMB3		0.3	100%	26.8	100	OK
COMB5		0.1	100%	18.1	100	OK



Tabla C.21: Área comprimida y tensión en suelo diseño 1 y 2 (CP2b, sentido longitudinal).

Combinación		e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		m	%	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	-
COMB4_Y	Max	0.8	100%	24.5	130	OK
COMB4_Y	Min	0.2	100%	23.2	130	OK
COMB4_X	Max	1.5	100%	20.7	130	OK
COMB4_X	Min	0.6	100%	30.2	130	OK
COMB1_A		0.4	100%	24.4	100	OK
COMB1_B		0.4	100%	24.6	100	OK
COMB1_C		0.3	100%	23.7	100	OK
COMB2_0		0.2	100%	27.8	100	OK
COMB2_i		0.2	100%	28.1	100	OK
COMB2_ii		0.2	100%	28.0	100	OK
COMB2_iv		0.2	100%	27.7	100	OK
COMB3		0.5	100%	25.7	100	OK
COMB5		0.4	100%	19.8	100	OK

Los resultados para el diseño 3 se presentan a continuación.

Tabla C.22: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 3 (CP1).

Combinación		FSd	FSv	F1	F2	F3	M11	M22	Fdes	Fr	FSd	Estado	FSv11	Estado	FSv22	Estado
-		-	-	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf	-	-	-	-	-	-
COMB4_Y	Max	1.25	1.5	-22	-30	-3040	-3920	921	37	-1520	41.2	OK	5.0	OK	23.0	OK
COMB4_Y	Min	1.25	1.5	24	51	-2361	3423	-524	57	-1181	20.9	OK	4.5	OK	31.4	OK
COMB4_X	Max	1.25	1.5	-53	-36	-3172	2652	2762	64	-1586	24.8	OK	7.7	OK	8.0	OK
COMB4_X	Min	1.25	1.5	55	57	-2229	2292	-2341	80	-1114	14.0	OK	6.3	OK	6.6	OK
COMB1_A		1.5	2	2	0	-2844	421	389	2	-1422	838.2	OK	43.7	OK	50.9	OK
COMB1_B		1.5	2	2	0	-2932	-421	-402	2	-1466	714.5	OK	45.0	OK	50.8	OK
COMB1_C		1.5	2	2	28	-2932	972	421	28	-1466	51.6	OK	19.5	OK	48.5	OK
COMB2_0		1.5	2	3	17	-3130	726	489	18	-1565	88.4	OK	27.9	OK	44.6	OK
COMB2_i		1.5	2	3	17	-3137	726	501	18	-1569	88.8	OK	27.9	OK	43.6	OK
COMB2_ii		1.5	2	2	17	-3128	728	478	18	-1564	89.1	OK	27.8	OK	45.6	OK
COMB2_iv		1.5	2	3	17	-3117	730	458	18	-1558	88.0	OK	27.6	OK	47.4	OK
COMB3		1.25	1.75	2	43	-2766	2752	312	43	-1383	32.5	OK	6.5	OK	61.8	OK
COMB5		1.15	1.3	-21	11	-2615	420	521	24	-1308	54.1	OK	40.3	OK	35.0	OK

Tabla C.23: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP1, sentido transversal).

Combinación		e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		m	%	tonf/m2	tonf/m2	-
COMB4_Y	Max	1.3	100%	27.0	130	OK
COMB4_Y	Min	1.4	100%	21.9	130	OK
COMB4_X	Max	0.8	100%	24.4	130	OK
COMB4_X	Min	1.0	100%	18.3	130	OK
COMB1_A		0.1	100%	16.9	100	OK
COMB1_B		0.1	100%	17.4	100	OK
COMB1_C		0.3	100%	18.8	100	OK
COMB2_0		0.2	100%	19.2	100	OK
COMB2_i		0.2	100%	19.3	100	OK
COMB2_ii		0.2	100%	19.2	100	OK
COMB2_iv		0.2	100%	19.2	100	OK
COMB3		1.0	100%	22.4	100	OK
COMB5		0.2	100%	15.6	100	OK

Tabla C.24: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CPI, sentido longitudinal).

Combinación		e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		m	%	tonf/m2	tonf/m2	-
COMB4_Y	Max	0.3	100%	19.1	130	OK
COMB4_Y	Min	0.2	100%	14.4	130	OK
COMB4_X	Max	0.9	100%	24.2	130	OK
COMB4_X	Min	1.1	100%	18.0	130	OK
COMB1_A		0.1	100%	16.7	100	OK
COMB1_B		0.1	100%	17.2	100	OK
COMB1_C		0.1	100%	17.3	100	OK
COMB2_0		0.2	100%	18.5	100	OK
COMB2_i		0.2	100%	18.6	100	OK
COMB2_ii		0.2	100%	18.5	100	OK
COMB2_iv		0.1	100%	18.4	100	OK
COMB3		0.1	100%	16.1	100	OK
COMB5		0.2	100%	15.8	100	OK

Tabla C.25: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 3 (CP2a).

Combinación		FSd	FSv	F1	F2	F3	M11	M22	Fdes	Fr	FSd	Estado	FSv11	Estado	FSv22	Estado
-		-	-	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf	-	-	-	-	-	-
COMB4_Y	Max	1.25	1.5	-31	-20	-1572	1892	1029	37	-786	21.5	OK	2.5	OK	9.1	OK
COMB4_Y	Min	1.25	1.5	25	21	-1232	-1423	-292	33	-616	18.9	OK	2.6	OK	25.2	OK
COMB4_X	Max	1.25	1.5	16	16	-1102	-1325	-1543	23	-551	24.3	OK	2.5	OK	4.3	OK
COMB4_X	Min	1.25	1.5	-32	9	-872	1024	-1023	34	-436	12.9	OK	2.5	OK	5.1	OK
COMB1_A		1.5	2	-29	7	-1562	1120	492	30	-781	26.1	OK	4.1	OK	18.9	OK
COMB1_B		1.5	2	-31	8	-1564	1143	489	32	-782	24.5	OK	4.1	OK	19.1	OK
COMB1_C		1.5	2	-27	11	-1602	1452	521	29	-801	27.5	OK	3.3	OK	18.3	OK
COMB2_0		1.5	2	-32	9	-1672	1498	702	34	-836	24.8	OK	3.3	OK	14.2	OK
COMB2_i		1.5	2	-34	10	-1682	1478	704	35	-841	23.9	OK	3.4	OK	14.3	OK
COMB2_ii		1.5	2	-31	10	-1662	1465	701	32	-831	25.9	OK	3.4	OK	14.1	OK
COMB2_iv		1.5	2	-28	8	-1605	1352	699	29	-803	27.8	OK	3.5	OK	13.7	OK
COMB3		1.25	1.75	-59	20	-1875	1652	1004	63	-938	15.0	OK	3.4	OK	11.1	OK
COMB5		1.15	1.3	-20	9	-1365	543	110	22	-683	30.5	OK	7.5	OK	74.0	OK

Tabla C.26: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP2a, sentido transversal).

Combinación		e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		m	%	tonf/m2	tonf/m2	-
COMB4_Y	Max	1.2	89%	49.8	130	OK
COMB4_Y	Min	1.2	92%	38.0	130	OK
COMB4_X	Max	1.2	89%	34.9	130	OK
COMB4_X	Min	1.2	91%	27.2	130	OK
COMB1_A		0.7	100%	38.1	100	OK
COMB1_B		0.7	100%	38.4	100	OK
COMB1_C		0.9	100%	43.4	100	OK
COMB2_0		0.9	100%	45.0	100	OK
COMB2_i		0.9	100%	44.9	100	OK
COMB2_ii		0.9	100%	44.4	100	OK
COMB2_iv		0.8	100%	42.0	100	OK
COMB3		0.9	100%	50.1	100	OK
COMB5		0.4	100%	27.0	100	OK

Tabla C.27: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP2a, sentido longitudinal).

Combinación		e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		m	%	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	-
COMB4_Y	Max	0.7	100%	29.5	130	OK
COMB4_Y	Min	0.2	100%	19.5	130	OK
COMB4_X	Max	1.4	100%	26.5	130	OK
COMB4_X	Min	1.2	100%	19.6	130	OK
COMB1_A		0.3	100%	25.6	100	OK
COMB1_B		0.3	100%	25.6	100	OK
COMB1_C		0.3	100%	26.3	100	OK
COMB2_0		0.4	100%	28.6	100	OK
COMB2_i		0.4	100%	28.8	100	OK
COMB2_ii		0.4	100%	28.5	100	OK
COMB2_iv		0.4	100%	27.6	100	OK
COMB3		0.5	100%	33.6	100	OK
COMB5		0.1	100%	20.1	100	OK

Tabla C.28: Solicitaciones y factores para verificar estabilidad diseño 3 (CP2b).

Combinación		FSd	FSv	F1	F2	F3	M11	M22	Fdes	Fr	FSd	Estado	FSv11	Estado	FSv22	Estado
-		-	-	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf	tonf	-	-	-	-	-	-
COMB4_Y	Max	1.25	1.5	38	23	-1330	-1012	1214	45	-665	14.9	OK	3.9	OK	6.5	OK
COMB4_Y	Min	1.25	1.5	-30	-17	-1854	2104	618	35	-927	26.8	OK	2.6	OK	17.9	OK
COMB4_X	Max	1.25	1.5	24	18	-814	546	1369	30	-407	13.5	OK	4.4	OK	3.5	OK
COMB4_X	Min	1.25	1.5	42	11	-1706	1047	-1023	43	-853	19.8	OK	4.8	OK	10.0	OK
COMB1_A		1.5	2	-31	-6	-1516	753	611	32	-758	23.8	OK	6.0	OK	14.8	OK
COMB1_B		1.5	2	-27	-9	-1501	895	660	28	-750	26.6	OK	5.0	OK	13.6	OK
COMB1_C		1.5	2	24	-12	-1464	1270	556	27	-732	27.3	OK	3.4	OK	15.7	OK
COMB2_0		1.5	2	-32	-7	-1899	545	364	33	-949	28.6	OK	10.3	OK	31.1	OK
COMB2_i		1.5	2	27	-8	-1889	558	354	29	-945	33.1	OK	10.0	OK	31.8	OK
COMB2_ii		1.5	2	33	-8	-1883	554	362	34	-942	28.0	OK	10.1	OK	31.1	OK
COMB2_iv		1.5	2	-20	-5	-1861	494	355	20	-931	45.5	OK	11.2	OK	31.3	OK
COMB3		1.25	1.75	64	13	-1503	-487	894	66	751	11.4	OK	9.2	OK	10.0	OK
COMB5		1.15	1.3	15	6	-1120	210	223	16	-560	35.1	OK	15.8	OK	30.0	OK

Tabla C.29: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP2b, sentido transversal).

Combinación		e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		m	%	tonf/m2	tonf/m2	-
COMB4_Y	Max	0.8	100%	33.2	130	OK
COMB4_Y	Min	1.1	93%	56.5	130	OK
COMB4_X	Max	0.7	100%	19.3	130	OK
COMB4_X	Min	0.6	100%	39.1	130	OK
COMB1_A		0.5	100%	32.2	100	OK
COMB1_B		0.6	100%	34.0	100	OK
COMB1_C		0.9	100%	38.8	100	OK
COMB2_0		0.3	100%	34.6	100	OK
COMB2_i		0.3	100%	34.6	100	OK
COMB2_ii		0.3	100%	34.5	100	OK
COMB2_iv		0.3	100%	33.3	100	OK
COMB3		0.3	100%	28.2	100	OK
COMB5		0.2	100%	18.8	100	OK

Tabla C.30: Área comprimida y tensión en suelo diseño 3 (CP2b, sentido longitudinal).

Combinación		e	Área comprimida	Tensión en suelo	Tensión adm.	Estado
-		m	%	tonf/m <sup>2</sup>	tonf/m <sup>2</sup>	-
COMB4_Y	Max	0.9	100%	27.4	130	OK
COMB4_Y	Min	0.3	100%	30.6	130	OK
COMB4_X	Max	1.7	100%	21.2	130	OK
COMB4_X	Min	0.6	100%	31.4	130	OK
COMB1_A		0.4	100%	25.8	100	OK
COMB1_B		0.4	100%	25.9	100	OK
COMB1_C		0.4	100%	24.6	100	OK
COMB2_0		0.2	100%	29.4	100	OK
COMB2_i		0.2	100%	29.2	100	OK
COMB2_ii		0.2	100%	29.2	100	OK
COMB2_iv		0.2	100%	28.8	100	OK
COMB3		0.6	100%	27.6	100	OK
COMB5		0.2	100%	17.4	100	OK

---

**ANEXO D: DETALLE DE CÁLCULO DE CARGAS PARA MODELO  
ESTRUCTURAL DE PUENTES**

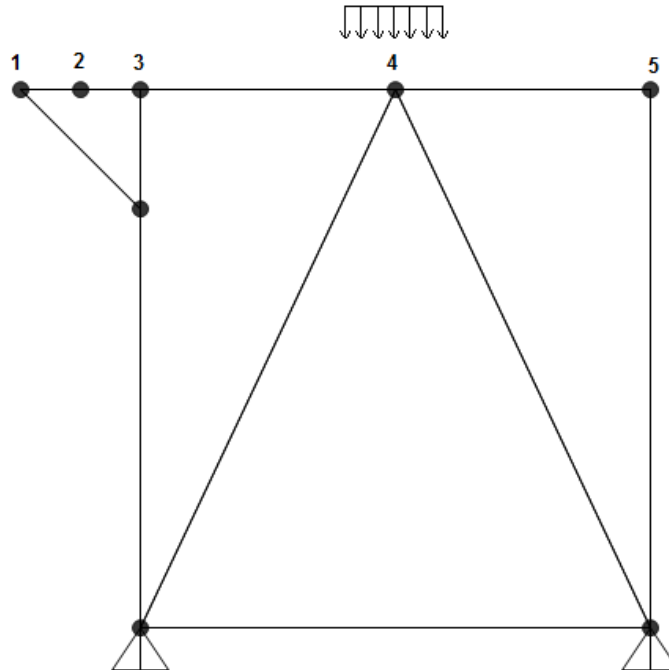
---



## Memoria de cálculo cargas diseño 1

tonf := 1000kgf

La sección tipo se muestra en la figura 1.



### 1. Datos de cajón (unidad fundamental del puente)

Altura viga	$H_v := 5\text{ m}$
Ancho viga	$B_v := 5\text{ m}$
Largo tramo entre secciones	$L_t := 5\text{ m}$
Largo puente	$Luz := 300\text{ m}$

### 2. Cargas

#### 2.1. Peso permanente (PP)

##### 2.1.1. Elementos secundarios (PPes)

Consideraciones: incluye cierre de protección (barandas), parrilla y planchas de piso

Plancha diamantada (e=6 mm)	$q_{PP\_PL} := 0.05 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
-----------------------------	---

Parrilla de piso (ARS-6)	$q_{PP\_PA} := 0.04 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
--------------------------	---

Cierro de protección	$q_{PP\_CP} := 0.015 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso piso (plancha+parrilla)	$q_{PP\_PISO} := q_{PP\_PL} + q_{PP\_PA} = 0.09 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
Anchos tributarios	$B1 := 1 \text{ m}$ $B3 := 1 \text{ m} + \frac{2.5 \text{ m}}{2} = 2.25 \text{ m}$ $B4 := \frac{2.5 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 2.5 \text{ m}$ $B5 := \frac{2.5 \text{ m}}{2} = 1.25 \text{ m}$
Carga distribuida	$q_{PP\_PISOdis} := q_{PP\_PISO} \cdot (B1 + B3 + B4 + B5) = 0.63 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Carga aplicada	$P_{ES\_B1} := L_t \cdot (q_{PP\_CP} + q_{PP\_PISO} \cdot B1) = 0.525 \cdot \text{tonf}$ $P_{ES\_B3} := L_t \cdot q_{PP\_PISO} \cdot B3 = 1.013 \cdot \text{tonf}$ $P_{ES\_B4} := L_t \cdot q_{PP\_PISO} \cdot B4 = 1.125 \cdot \text{tonf}$ $P_{ES\_B5} := L_t \cdot (q_{PP\_CP} + q_{PP\_PISO} \cdot B5) = 0.638 \cdot \text{tonf}$

### 2.1.2. Peso canaleta y soporte (PPcan)

Consdieraciones: canaleta de ancho 1.4 m, alto 1.4 m y espesor 6 mm, revestida de 5 mm de poliuretano y 5 mm de goma.

Peso especifico acero	$\gamma_{ac} := 7.85 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$
Altura canaleta	$H_c := 1.4 \text{ m}$
Ancho canaleta	$B_c := 1.4 \text{ m}$
Espesor	$e_c := 6 \text{ mm}$
Peso canaleta	$q_{PP\_CAN} := (2 \cdot H_c + B_c) \cdot e_c \cdot \gamma_{ac} = 0.1978 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso canaleta	$P_{PP\_CAN} := q_{PP\_CAN} \cdot L_t = 0.9891 \cdot \text{tonf}$

Carga aplicada  $P_{PP\_C} := \frac{P_{PP\_CAN}}{B_c} = 0.7065 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

### 2.1.3. Peso relave condicion normal de operación

Consideraciones: se asumirá condición normal de operación una producción de 140 ktpd y una concentración de solidos de 55% (peso especifico de solidos 2.75 tonf/m<sup>3</sup>). De calculos hidraulicos, se obtiene lo siguiente.

Densidad relave  $\gamma_{rel\_OP} := 1.467 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Altura normal  $h_{n\_OP} := 0.44\text{m}$

Carga aplicada  $P_{Coper\_NOR} := \frac{\gamma_{rel\_OP} \cdot B_c \cdot h_{n\_OP} \cdot L_t}{B_c} = 3.2274 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

### 2.1.4. Peso relave condicion embancada

Consideraciones: se asume que la canoa esta completamente llena de material en donde la mitad corresponde a solido sedimentado y la otra mitad a relave con la misma densidad que la de operación normal.

Peso especifico solido  $\gamma_s := 2.75 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Carga aplicada  $P_{Cemb} := \frac{\left( \gamma_s \cdot \frac{H_c}{2} \cdot B_c + \gamma_{rel\_OP} \cdot \frac{H_c}{2} \cdot B_c \right) \cdot L_t}{B_c} = 14.7595 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

Carga distribuida  $P_{Cembdis} := P_{Cemb} \cdot \frac{B_c}{L_t} = 4.1327 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

### 2.1.5. Peso tubería

Consideraciones: tubería de recuperación de aguas de diametro 20" (50.8 cm) y espesor de 0.5" con un solo apoyo y llena de agua.

Radio mayor  $R_M := 50.8\text{cm}$

Radio menor  $R_{Me} := 50.8\text{cm} - 0.5 \cdot 2.54\text{cm} = 0.4953 \text{ m}$

Area seccion de tubería  $A_{TUB} := \left( R_M^2 - R_{Me}^2 \right) \cdot \pi = 0.04 \text{ m}^2$

Peso especifico agua  $\gamma_w := 1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Peso tubería + agua  $P_{TUB} := \left( \gamma_{ac} \cdot A_{TUB} + \gamma_w \cdot R_M^2 \cdot \pi \right) \cdot L_t = 5.6248 \cdot \text{tonf}$

Carga distribuida  $P_{TUBdis} := \frac{P_{TUB}}{L_t} = 1.125 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

## 2.2. Sobrecarga

### 2.2.1. Sobrecarga de operación

Consideraciones: sobrecarga debido a mantenencias menores en area peatonal, es decir, no incliye area debajo de canaleta ni debajo de tuberia.

Sobrecarga	$q_{SC\_OP} := 0.25 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
Anchos tributarios	$B1 := \frac{2\text{m} - 20 \cdot 2.54\text{cm}}{2} = 0.746 \text{ m}$
	$B3 := B1 + \frac{1.7\text{m}}{2} = 1.596 \text{ m}$
	$B4 := \frac{1.7\text{m}}{2} = 0.85 \text{ m}$
	$B5 := 2.5\text{m} - \frac{B_c}{2} = 1.8 \text{ m}$
Carga distribuida	$q_{SC\_OPdis} := q_{SC\_OP} \cdot (B1 + B3 + B4 + B5) = 1.248 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Carga aplicada	$P_{SC\_OP\_B1} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B1 = 0.932 \cdot \text{tonf}$
	$P_{SC\_OP\_B3} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B3 = 1.995 \cdot \text{tonf}$
	$P_{SC\_OP\_B4} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B4 = 1.063 \cdot \text{tonf}$
	$P_{SC\_OP\_B5} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B5 = 2.25 \cdot \text{tonf}$

### 2.2.1. Sobrecarga de mantención

Consideraciones: se tiene una grúa portal de mantención la cual pesará 15 tonf y se asumira que carga dos canoas equivalente a 5 tonf más, se aplicará en los bordes de la sección principal del puente (no considera extensión de tuberia)

Puntos de aplicación de carga	$n := 2$
Sobrecarga	$Q_{gp} := 20\text{tonf}$
Carga aplicada	$P_{MAN} := \frac{Q_{gp}}{n} = 10 \cdot \text{tonf}$

### 2.3. Viento (V)

Consideraciones: se considera estructura crítica de categoría IV según NCh3171, se considerará velocidad básica de diseño de 50 m/s, con rugosidad tipo C, es decir, terreno abierto con obstrucciones menores a 9.1 m, exposición tipo C, altura  $h = 100\text{m}$  hasta la superficie de mantenimiento del puente (donde se apoya la canoa), no se considerará efectos topográficos y se estima que el periodo fundamental de la estructura es del orden de 1.2 segundos, la relación entre área sólida y área bruta se considerará 0.2, amortiguamiento del 5% crítico. Se analizará una dirección del viento en dos áreas de 45 grados como especifica la norma NCh432 Of.2010. Se citará tablas y puntos de la norma.

Altura máxima desde superficie hasta el puente	$h := 100\text{m}$
Largo de puente (superficie de muro que tiene contacto perpendicular con acción de viento)	$B := Luz = 300\text{ m}$
Ancho de puente (distancia horizontal paralela a la dirección del viento)	$L := B_v = 5\text{ m}$
Amortiguamiento crítico	$\beta := 0.05$
Velocidad básica de viento (Tabla 6)	$V := 50 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
<b>Factor de direccionalidad del viento (Tabla 7)</b>	$K_d := 0.85$
<b>Factor de importancia (Tabla 8)</b>	$I := 1.15$
Altura nominal capa límite (Tabla 12)	$z_g := 274.32\text{m}$
Exponente de ley de potencia de velocidad de ráfaga	$\alpha := 9.5$
<b>Coefficiente de exposición (Tabla 9, ec. 3)</b>	$K_z := 2.01 \cdot \left(\frac{h}{z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}} = 1.6253$
<b>Factor topográfico (ec. 5)</b>	$K_{zt} := 1$

El factor de efecto de ráfaga resulta más engorroso y tiene calculo de parametros intermedios.

Periodo fundamental de la estructura	$T := 1.2\text{s}$
Frecuencia fundamental	$n_1 := \frac{1}{T} = 0.8333 \frac{1}{\text{s}}$
Altura equivalente mínima de la estructura (Tabla 11)	$z_{1\text{min}} := 4.57\text{m}$
Altura equivalente de la estructura	$z_1 := 0.6 \cdot h = 60\text{ m}$

Constantes de terreno de exposicion (Tabla 12)

$$b1 := 0.65$$

$$a1 := \frac{1}{6.5} = 0.1538$$

$$I1 := 152.4\text{m}$$

$$\epsilon1 := \frac{1}{5} = 0.2$$

$$c := 0.2$$

Velocidad media del viento a una altura  $z1$

$$V_{z1} := b1 \cdot \left( \frac{z1}{10\text{m}} \right)^{a1} \cdot V = 42.8153 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Relación área solida / área bruta

$$\epsilon := 0.2$$

Factor de respuesta de fondo Q (ec. 8)

$$L_{z1} := I1 \cdot \left( \frac{z1}{10\text{m}} \right)^{\epsilon1} = 218.0797 \text{m}$$

$$Q := \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \cdot \left( \frac{B+h}{L_{z1}} \right)^{0.63}}} = 0.7211$$

Coefficientes para calculo de factor de respuesta resonante R (ec. 12)

$$\eta_h := \frac{4.6 \cdot n_1 \cdot h}{V_{z1}} = 8.9532$$

$$\eta_B := \frac{4.6 \cdot n_1 \cdot \epsilon \cdot B}{V_{z1}} = 5.3719$$

$$\eta_L := \frac{15.4 \cdot n_1 \cdot L}{V_{z1}} = 1.4987$$

$$R_h := \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - \exp(-2 \cdot \eta_h)) = 0.1055$$

$$R_B := \frac{1}{\eta_B} - \frac{1}{2 \cdot \eta_B^2} \cdot (1 - \exp(-2 \cdot \eta_B)) = 0.1688$$

$$R_L := \frac{1}{\eta_L} - \frac{1}{2 \cdot \eta_L^2} \cdot (1 - \exp(-2 \cdot \eta_L)) = 0.4558$$

$$N1 := \frac{n1 \cdot L_{z1}}{V_{z1}} = 4.2446$$

$$R_n := \frac{7.47 \cdot N1}{(1 + 10.3 \cdot N1)^{\frac{5}{3}}} = 0.0563$$

$$R := \sqrt{\frac{1}{\beta} \cdot R_h \cdot R_n \cdot R_B \cdot (0.53 + 0.47 \cdot R_L)} = 0.1221$$

**Factor de efecto de ráfaga (ec. 10)**

$$g_R := \sqrt{2 \cdot \ln(3600s \cdot n1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \cdot \ln(3600s \cdot n1)}} = 4.1458$$

$$I_{z1} := c \cdot \left( \frac{10m}{z1} \right)^{\frac{1}{6}} = 0.1484$$

$$G_f := 0.925 \cdot \left( \frac{1 + 1.7 \cdot I_{z1} \cdot \sqrt{3.4^2 \cdot Q^2 + g_R^2 \cdot R^2}}{1 + 1.7 \cdot 3.4 \cdot I_{z1}} \right) = 0.8124$$

Distribución de velocidades (ec. 21)

$$q_z := \frac{0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I \left( \frac{N}{m^2} \right)}{\left( \frac{m}{s} \right)^2} = 248 \cdot \frac{kgf}{m^2}$$

Relación L/B

$$\frac{L}{B} = 0.0167$$

Coefficiente de presión externa en sotavento

$$C_{ps} := -0.5$$

Coefficiente de presión externa en barlovento

$$C_{pb} := 0.8$$

Presión de viento

$$P_v := q_z \cdot G_f = 201.6934 \cdot \frac{kgf}{m^2}$$

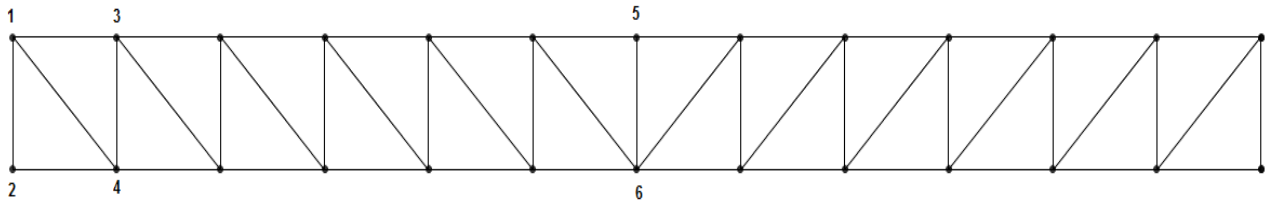
Carga de viento en sotavento

$$P_s := P_v \cdot C_{ps} = -100.8467 \cdot \frac{kgf}{m^2}$$

Carga de viento en barlovento

$$P_b := P_v \cdot C_{pb} = 161.3547 \cdot \frac{kgf}{m^2}$$

### 2.3.1. Aplicación de carga de viento



Existen 6 puntos donde la carga de viento será distinta dada las distintas tributaciones de los largos.

Altura de perfiles diagonales

$$h_{\text{diag}} := 300\text{mm}$$

Largo diagonales

$$L_{\text{diag}} := L_t \cdot \sqrt{2} = 7.0711\text{ m}$$

Altura de perfiles montantes

$$h_{\text{mont}} := 250\text{mm}$$

Largo montantes

$$L_{\text{mont}} := H_v = 5\text{ m}$$

Altura de cordón superior

$$h_{\text{csup}} := 400\text{mm}$$

Largo tramo de cordón

$$L_{\text{csup}} := L_t = 5\text{ m}$$

Altura de cordón inferior

$$h_{\text{cinf}} := 400\text{mm}$$

Largo tramo de inferior

$$L_{\text{cinf}} := L_t = 5\text{ m}$$

Area tributada a nodo 1

$$A_{n1} := \frac{h_{\text{diag}} \cdot L_{\text{diag}} + h_{\text{csup}} \cdot L_{\text{csup}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 2.6857\text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 2

$$A_{n2} := \frac{h_{\text{cinf}} \cdot L_{\text{cinf}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 1.625\text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 3

$$A_{n3} := \frac{h_{\text{diag}} \cdot L_{\text{diag}} + 2h_{\text{csup}} \cdot L_{\text{csup}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 3.6857\text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 4

$$A_{n4} := \frac{h_{\text{diag}} \cdot L_{\text{diag}} + 2h_{\text{cinf}} \cdot L_{\text{cinf}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 3.6857\text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 5

$$A_{n5} := \frac{2h_{\text{csup}} \cdot L_{\text{csup}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 2.625\text{ m}^2$$



Area tributada a nodo 6

$$A_{n6} := \frac{h_{diag} \cdot L_{diag} + h_{csup} \cdot L_{csup} + h_{mont} \cdot L_{mont}}{2} = 2.6857 \text{ m}^2$$

Nodo 1

$$P_{1sot} := P_s \cdot A_{n1} = -0.2708 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{1bar} := P_b \cdot A_{n1} = 0.4333 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 2

$$P_{2sot} := P_s \cdot A_{n2} = -0.1639 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{2bar} := P_b \cdot A_{n2} = 0.2622 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 3

$$P_{3sot} := P_s \cdot A_{n3} = -0.3717 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{3bar} := P_b \cdot A_{n3} = 0.5947 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 4

$$P_{4sot} := P_s \cdot A_{n4} = -0.3717 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{4bar} := P_b \cdot A_{n4} = 0.5947 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 5

$$P_{5sot} := P_s \cdot A_{n5} = -0.2647 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{5bar} := P_b \cdot A_{n5} = 0.4236 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 6

$$P_{6sot} := P_s \cdot A_{n6} = -0.2708 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{6bar} := P_b \cdot A_{n6} = 0.4333 \cdot \text{tonf}$$

### 2.3.3. Carga sobre nodo de apoyo canoa

Área total canoa

$$A_{can} := Luz \cdot H_c = 420 \text{ m}^2$$

Carga total de viento

$$Q_{can} := A_{can} \cdot P_b = 67.769 \cdot \text{tonf}$$

Carga por sección

$$Q_{vn} := \frac{Q_{can}}{\left( \frac{Luz}{L_t} + 1 \right)} = 1.111 \cdot \text{tonf}$$

### 2.3.3. Area total de secciones en contacto con viento de viga

Largo total de cuerdas

$$L_{cuerdas} := Luz$$

Largo total montantes

$$L_{montantes} := Hv \cdot \left( \frac{Luz}{L_t} + 1 \right) = 305 \text{ m}$$

Largo total diagonales

$$L_{\text{diagonales}} := L_{\text{diag}} \cdot \frac{\text{Luz}}{L_t} = 424.2641 \text{ m}$$

Area total de sección en contacto con viento en barlovento y sotavento

$$A_{\text{totalV}} := 2L_{\text{cuerdas}} \cdot h_{\text{csup}} + L_{\text{montantes}} \cdot h_{\text{mont}} + L_{\text{diagonales}} \cdot h_{\text{diag}} = 443.5292 \text{ m}^2$$

Carga total de viento

$$P_{\text{totalV}} := (A_{\text{totalV}} + \text{Luz} \cdot H_c) \cdot P_b + |A_{\text{totalV}} \cdot P_s| = 184.063 \cdot \text{tonf}$$

Carga distribuida

$$q_v := \frac{P_{\text{totalV}}}{\text{Luz}} = 0.6135 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Largo tramo entre apoyos

$$L_{\text{vano}} := 60\text{m}$$

Carga tributada sobre apoyos

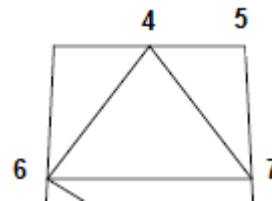
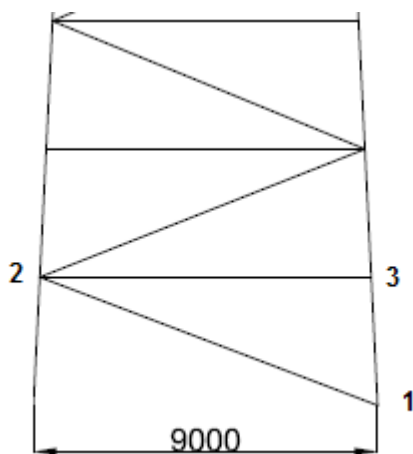
$$Q_{\text{estribos}} := \frac{q_v \cdot L_{\text{vano}}}{2} + Q_{\text{vn}} = 20 \cdot \text{tonf}$$

$$Q_{\text{cepas}} := q_v \cdot L_{\text{vano}} + Q_{\text{vn}} = 38 \cdot \text{tonf}$$

Carga total de viento sobre torres

$$P_{\text{totalVt}} := (51.8\text{m}^2) \cdot P_b + |51.8\text{m}^2 \cdot P_s| = 13.582 \cdot \text{tonf}$$

#### 2.3.4. Carga sobre torre h=40m



Altura de diagonales longitudinales

$$h_{\text{long40}} := 0.25\text{m}$$

Largo máximo de diagonales

$$L_{\text{long40}} := 9.5\text{m}$$

Largo libre de columna

$$L_{\text{col40}} := 3.55\text{m}$$

Alto de columna libre  $h_{col40} := 0.35\text{m}$

Altura de diagonales superior  $h_{long40s} := 0.23\text{m}$

Largo máximo de diagonal superior  $L_{long40s} := 4.4\text{m}$

Largo máx horizontales  $L_{hor40} := 8\text{m}$

Largo mín horizontales  $L_{hormin40} := 5\text{m}$

Alto horizontales  $h_{hor40} := 0.25\text{m}$

Area tributada a nodo 1  $An1 := \frac{h_{long40} \cdot L_{long40} + h_{col40} \cdot L_{col40}}{2} = 1.8087 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 2  $An2 := \frac{2h_{long40} \cdot L_{long40} + h_{col40} \cdot L_{col40}}{2} = 2.9962 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 3  $An3 := \frac{h_{hor40} \cdot L_{hor40} + 2h_{col40} \cdot L_{col40}}{2} = 2.2425 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 4  $An4 := \frac{L_{hormin40} \cdot h_{hor40} + 2h_{long40s} \cdot L_{long40s}}{2} = 1.637 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 5  $An5 := \frac{\frac{L_{hormin40} \cdot h_{hor40}}{2} + h_{col40} \cdot L_{col40}}{2} = 0.9338 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 6  $An6 := \frac{h_{col40} \cdot L_{col40} + L_{hormin40} \cdot h_{hor40} + 2 \cdot h_{long40s} \cdot L_{long40s}}{2} = 2.2583 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 7  $An7 := \frac{h_{col40} \cdot L_{col40} + L_{hormin40} \cdot h_{hor40} + h_{long40s} \cdot L_{long40s}}{2} = 1.7523 \text{ m}^2$

Nodo 1  $P_{1sotT40} := P_s \cdot An1 = -0.1824 \cdot \text{tonf}$

$$P_{1barT40} := P_b \cdot An1 = 0.2919 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 2  $P_{2sotT40} := P_s \cdot An2 = -0.3022 \cdot \text{tonf}$

$$P_{2barT40} := P_b \cdot An2 = 0.4835 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 3  $P_{3sotT40} := P_s \cdot An3 = -0.2261 \cdot \text{tonf}$

$$P_{3barT40} := P_b \cdot An3 = 0.3618 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 4  $P_{4sotT40} := P_s \cdot An4 = -0.1651 \cdot \text{tonf}$

$$P_{4barT40} := P_b \cdot An4 = 0.2641 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 5  $P_{5sotT40} := P_s \cdot An5 = -0.0942 \cdot \text{tonf}$

$$P_{5barT40} := P_b \cdot An5 = 0.1507 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 6  $P_{6sotT40} := P_s \cdot An6 = -0.2277 \cdot \text{tonf}$

$$P_{6barT40} := P_b \cdot An6 = 0.3644 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 7  $P_{7sotT40} := P_s \cdot An7 = -0.1767 \cdot \text{tonf}$

$$P_{7barT40} := P_b \cdot An7 = 0.2827 \cdot \text{tonf}$$

#### 2.3.4. Carga sobre torre h=70m

Altura de diagonales longitudinales  $h_{long70} := 0.25\text{m}$

Largo diagonales  $L_{long70} := 7.2\text{m}$

Largo libre de columna  $L_{col70} := 4.7\text{m}$

Alto de columna libre  $h_{col70} := 0.35\text{m}$

Largo horizontales  $L_{hor70} := 7.5\text{m}$

Alto horizontales  $h_{hor70} := 0.25\text{m}$

Area tributada a nodo 1  $An1 := \frac{h_{long70} \cdot L_{long70} + h_{col70} \cdot L_{col70}}{2} = 1.7225 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 2  $An2 := \frac{2h_{long70} \cdot L_{long70} + h_{col70} \cdot L_{col70}}{2} = 2.6225 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 3  $An3 := \frac{h_{hor70} \cdot L_{hor70} + 2h_{col70} \cdot L_{col70}}{2} = 2.5825 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 4

$$An4 := \frac{L_{hor70} \cdot h_{hor70} + 2h_{long70} \cdot L_{long70}}{2} = 2.7375 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 5

$$An5 := \frac{\frac{L_{hor70} \cdot h_{hor70}}{2} + h_{col70} \cdot L_{col70}}{2} = 1.2913 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 6

$$An6 := \frac{h_{col70} \cdot L_{col70} + L_{hor70} \cdot h_{hor70} + 2 \cdot h_{long70} \cdot L_{long70}}{2} = 3.56 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 7

$$An7 := \frac{h_{col70} \cdot L_{col70} + L_{hor70} \cdot h_{hor70} + h_{long70} \cdot L_{long70}}{2} = 2.66 \text{ m}^2$$

Nodo 1

$$P_{1sotT70} := P_s \cdot An1 = -0.1737 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{1barT70} := P_b \cdot An1 = 0.2779 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 2

$$P_{2sotT70} := P_s \cdot An2 = -0.2645 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{2barT70} := P_b \cdot An2 = 0.4232 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 3

$$P_{3sotT40} := P_s \cdot An3 = -0.2604 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{3barT70} := P_b \cdot An3 = 0.4167 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 4

$$P_{4sotT70} := P_s \cdot An4 = -0.2761 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{4barT70} := P_b \cdot An4 = 0.4417 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 5

$$P_{5sotT70} := P_s \cdot An5 = -0.1302 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{5barT70} := P_b \cdot An5 = 0.2083 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 6

$$P_{6sotT70} := P_s \cdot An6 = -0.359 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{6barT70} := P_b \cdot An6 = 0.5744 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 7

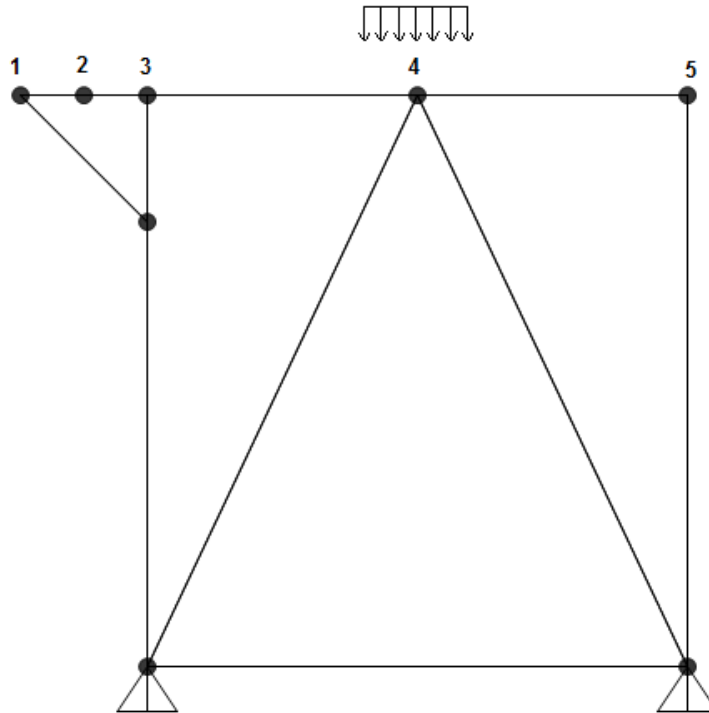
$$P_{7sotT70} := P_s \cdot An7 = -0.2683 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{7barT70} := P_b \cdot An7 = 0.4292 \cdot \text{tonf}$$

## Memoria de cálculo cargas diseño 2

tonf := 1000kgf

La sección tipo se muestra en la figura 1.



### 1. Datos de cajón (unidad fundamental del puente)

Altura viga	$H_v := 5\text{m}$
Ancho viga	$B_v := 4\text{m}$
Largo tramo entre secciones	$L_t := 5\text{m}$
Largo puente	$Luz := 300\text{m}$

### 2. Cargas

#### 2.1. Peso permanente (PP)

##### 2.1.1. Elementos secundarios (PPes)

Consideraciones: incluye cierre de protección (barandas), parrilla y planchas de piso

Plancha diamantada (e=6 mm)	$q_{PP\_PL} := 0.05 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
-----------------------------	---

Parrilla de piso (ARS-6)	$q_{PP\_PA} := 0.04 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
--------------------------	---

Cierro de protección	$q_{PP\_CP} := 0.015 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso piso (plancha+parrilla)	$q_{PP\_PISO} := q_{PP\_PL} + q_{PP\_PA} = 0.09 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
Anchos tributarios	$B1 := 1 \text{ m}$ $B3 := 1 \text{ m} + \frac{2 \text{ m}}{2} = 2 \text{ m}$ $B4 := \frac{2 \text{ m}}{2} \cdot 2 = 2 \text{ m}$ $B5 := \frac{2 \text{ m}}{2} = 1 \text{ m}$
Carga distribuida	$q_{PP\_PISOdis} := q_{PP\_PISO} \cdot (B1 + B3 + B4 + B5) = 0.54 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Carga aplicada	$P_{ES\_B1} := L_t \cdot (q_{PP\_CP} + q_{PP\_PISO} \cdot B1) = 0.525 \cdot \text{tonf}$ $P_{ES\_B3} := L_t \cdot q_{PP\_PISO} \cdot B3 = 0.9 \cdot \text{tonf}$ $P_{ES\_B4} := L_t \cdot q_{PP\_PISO} \cdot B4 = 0.9 \cdot \text{tonf}$ $P_{ES\_B5} := L_t \cdot (q_{PP\_CP} + q_{PP\_PISO} \cdot B5) = 0.525 \cdot \text{tonf}$

### 2.1.2. Peso canaleta y soporte (PPcan)

Consdieraciones: canaleta de ancho 1.4 m, alto 1.4 m y espesor 6 mm, revestida de 5 mm de poliuretano y 5 mm de goma.

Peso especifico acero	$\gamma_{ac} := 7.85 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$
Altura canaleta	$H_c := 1.4 \text{ m}$
Ancho canaleta	$B_c := 1.4 \text{ m}$
Espesor	$e_c := 6 \text{ mm}$
Peso canaleta	$q_{PP\_CAN} := (2 \cdot H_c + B_c) \cdot e_c \cdot \gamma_{ac} = 0.1978 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso canaleta	$P_{PP\_CAN} := q_{PP\_CAN} \cdot L_t = 0.9891 \cdot \text{tonf}$

Carga aplicada

$$P_{PP\_C} := \frac{P_{PP\_CAN}}{B_c} = 0.7065 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

### 2.1.3. Peso relave condicion normal de operación

Consideraciones: se asumirá condición normal de operación una producción de 140 ktpd y una concentración de solidos de 55% (peso especifico de solidos 2.75 tonf/m<sup>3</sup>). De calculos hidraulicos, se obtiene lo siguiente.

Densidad relave

$$\gamma_{rel\_OP} := 1.467 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Altura normal

$$h_{n\_OP} := 0.44\text{m}$$

Carga aplicada

$$P_{Coper\_NOR} := \frac{\gamma_{rel\_OP} \cdot B_c \cdot h_{n\_OP} \cdot L_t}{B_c} = 3.2274 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

### 2.1.4. Peso relave condicion embancada

Consideraciones: se asume que la canoa esta completamente llena de material en donde la mitad corresponde a solido sedimentado y la otra mitad a relave con la misma densidad que la de operación normal.

Peso especifico solido

$$\gamma_s := 2.75 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Carga aplicada

$$P_{Cemb} := \frac{\left( \gamma_s \cdot \frac{H_c}{2} \cdot B_c + \gamma_{rel\_OP} \cdot \frac{H_c}{2} \cdot B_c \right) \cdot L_t}{B_c} = 14.7595 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga distribuida

$$P_{Cembdis} := P_{Cemb} \cdot \frac{B_c}{L_t} = 4.1327 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

### 2.1.5. Peso tubería

Consideraciones: tubería de recuperación de aguas de diametro 20" (50.8 cm) y espesor de 0.5" con un solo apoyo y llena de agua.

Radio mayor

$$R_M := 50.8\text{cm}$$

Radio menor

$$R_{Me} := 50.8\text{cm} - 0.5 \cdot 2.54\text{cm} = 49.33\text{cm}$$

Area sección de tubería

$$A_{TUB} := \left( R_M^2 - R_{Me}^2 \right) \cdot \pi = 0.04 \text{m}^2$$

Peso especifico agua

$$\gamma_w := 1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso tubería + agua

$$P_{TUB} := \left( \gamma_{ac} \cdot A_{TUB} + \gamma_w \cdot R_M^2 \cdot \pi \right) \cdot L_t = 5.6248 \cdot \text{tonf}$$

Carga distribuida

$$P_{TUBdis} := \frac{P_{TUB}}{L_t} = 1.125 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$



## 2.2. Sobrecarga

### 2.2.1. Sobrecarga de operación

Consideraciones: sobrecarga debido a mantenencias menores en area peatonal, es decir, no incliye area debajo de canaleta ni debajo de tuberia.

Sobrecarga	$q_{SC\_OP} := 0.25 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
Anchos tributarios	$B1 := \frac{2\text{m} - 20 \cdot 2.54\text{cm}}{2} = 0.746 \text{ m}$
	$B3 := B1 + \frac{1.2\text{m}}{2} = 1.346 \text{ m}$
	$B4 := \frac{1.2\text{m}}{2} = 0.6 \text{ m}$
	$B5 := 2\text{m} - \frac{B_c}{2} = 1.3 \text{ m}$
Carga distribuida	$q_{SC\_OPdis} := q_{SC\_OP} \cdot (B1 + B3 + B4 + B5) = 0.998 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Carga aplicada	$P_{SC\_OP\_B1} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B1 = 0.932 \cdot \text{tonf}$
	$P_{SC\_OP\_B3} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B3 = 1.683 \cdot \text{tonf}$
	$P_{SC\_OP\_B4} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B4 = 0.75 \cdot \text{tonf}$
	$P_{SC\_OP\_B5} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B5 = 1.625 \cdot \text{tonf}$

### 2.2.1. Sobrecarga de mantención

Consideraciones: se tiene una grúa portal de mantención la cual pesará 15 tonf y se asumira que carga dos canoas equivalente a 5 tonf más, se aplicará en los bordes de la sección principal del puente (no considera extensión de tuberia)

Puntos de aplicación de carga	$n := 2$
Sobrecarga	$Q_{gp} := 20\text{tonf}$
Carga aplicada	$P_{MAN} := \frac{Q_{gp}}{n} = 10 \cdot \text{tonf}$

### 2.3. Viento (V)

Consideraciones: se considera estructura crítica de categoría IV según NCh3171, se considerará velocidad básica de diseño de 50 m/s, con rugosidad tipo C, es decir, terreno abierto con obstrucciones menores a 9.1 m, exposición tipo C, altura  $h = 100\text{m}$  hasta la superficie de mantenimiento del puente (donde se apoya la canoa), no se considerará efectos topográficos y se estima que el periodo fundamental de la estructura es del orden de 1.2 segundos, la relación entre área sólida y área bruta se considerará 0.2, amortiguamiento del 5% crítico. Se analizará una dirección del viento en dos áreas de 45 grados como especifica la norma NCh432 Of.2010. Se citará tablas y puntos de la norma.

Altura máxima desde superficie hasta el puente	$h := 100\text{m}$
Largo de puente (superficie de muro que tiene contacto perpendicular con acción de viento)	$B := \text{Luz} = 300\text{ m}$
Ancho de puente (distancia horizontal paralela a la dirección del viento)	$L := B_v = 4\text{ m}$
Amortiguamiento crítico	$\beta := 0.05$
Velocidad básica de viento (Tabla 6)	$V := 50 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
<b>Factor de direccionalidad del viento (Tabla 7)</b>	$K_d := 0.85$
<b>Factor de importancia (Tabla 8)</b>	$I := 1.15$
Altura nominal capa límite (Tabla 12)	$z_g := 274.32\text{m}$
Exponente de ley de potencia de velocidad de ráfaga	$\alpha := 9.5$
<b>Coefficiente de exposición (Tabla 9, ec. 3)</b>	$K_z := 2.01 \cdot \left(\frac{h}{z_g}\right)^{\frac{2}{\alpha}} = 1.6253$
<b>Factor topografico (ec. 5)</b>	$K_{zt} := 1$

El factor de efecto de ráfaga resulta más engorroso y tiene calculo de parametros intermedios.

Periodo fundamental de la estructura	$T := 1.2\text{s}$
Frecuencia fundamental	$n_1 := \frac{1}{T} = 0.8333 \frac{1}{\text{s}}$
Altura equivalente mínima de la estructura (Tabla 11)	$z_{1\text{min}} := 4.57\text{m}$
Altura equivalente de la estructura	$z_1 := 0.6 \cdot h = 60\text{ m}$

Constantes de terreno de exposicion (Tabla 12)

$$b1 := 0.65$$

$$a1 := \frac{1}{6.5} = 0.1538$$

$$I1 := 152.4\text{m}$$

$$\varepsilon1 := \frac{1}{5} = 0.2$$

$$c := 0.2$$

Velocidad media del viento a una altura  $z1$

$$V_{z1} := b1 \cdot \left( \frac{z1}{10\text{m}} \right)^{a1} \cdot V = 42.8153 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Relación área solida / área bruta

$$\varepsilon := 0.2$$

Factor de respuesta de fondo Q (ec. 8)

$$L_{z1} := I1 \cdot \left( \frac{z1}{10\text{m}} \right)^{\varepsilon1} = 218.0797\text{m}$$

$$Q := \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \cdot \left( \frac{B+h}{L_{z1}} \right)^{0.63}}} = 0.7211$$

Coeficientes para calculo de factor de respuesta resonante R (ec. 12)

$$\eta_h := \frac{4.6 \cdot n_1 \cdot h}{V_{z1}} = 8.9532$$

$$\eta_B := \frac{4.6 \cdot n_1 \cdot \varepsilon \cdot B}{V_{z1}} = 5.3719$$

$$\eta_L := \frac{15.4 \cdot n_1 \cdot L}{V_{z1}} = 1.1989$$

$$R_h := \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - \exp(-2 \cdot \eta_h)) = 0.1055$$

$$R_B := \frac{1}{\eta_B} - \frac{1}{2 \cdot \eta_B^2} \cdot (1 - \exp(-2 \cdot \eta_B)) = 0.1688$$

$$R_L := \frac{1}{\eta_L} - \frac{1}{2 \cdot \eta_L^2} \cdot (1 - \exp(-2 \cdot \eta_L)) = 0.5179$$

$$N1 := \frac{n_1 \cdot L_{z1}}{V_{z1}} = 4.2446$$

$$R_n := \frac{7.47 \cdot N1}{\frac{5}{(1 + 10.3 \cdot N1)^3}} = 0.0563$$

$$R := \sqrt{\frac{1}{\beta} \cdot R_h \cdot R_n \cdot R_B \cdot (0.53 + 0.47 \cdot R_L)} = 0.1245$$

**Factor de efecto de ráfaga (ec. 10)**

$$g_R := \sqrt{2 \cdot \ln(3600s \cdot n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \cdot \ln(3600s \cdot n_1)}} = 4.1458$$

$$I_{z1} := c \cdot \left( \frac{10m}{z1} \right)^{\frac{1}{6}} = 0.1484$$

$$G_f := 0.925 \cdot \left( \frac{1 + 1.7 \cdot I_{z1} \cdot \sqrt{3.4^2 \cdot Q^2 + g_R^2 \cdot R^2}}{1 + 1.7 \cdot 3.4 \cdot I_{z1}} \right) = 0.8126$$

Distribución de velocidades (ec. 21)

$$q_z := \frac{0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I \cdot \left( \frac{N}{m^2} \right)}{\left( \frac{m}{s} \right)^2} = 248 \cdot \frac{kgf}{m^2}$$

Relación L/B

$$\frac{L}{B} = 0.0133$$

Coeficiente de presión externa en sotavento

$$C_{ps} := -0.5$$

Coeficiente de presión externa en barlovento

$$C_{pb} := 0.8$$

Presión de viento

$$P_v := q_z \cdot G_f = 201.756 \cdot \frac{kgf}{m^2}$$

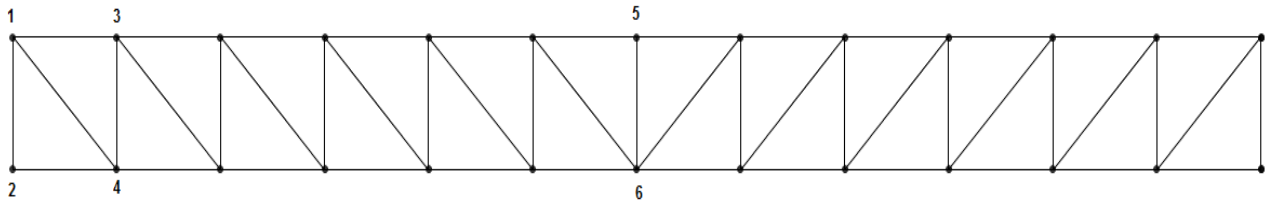
Carga de viento en sotavento

$$P_s := P_v \cdot C_{ps} = -100.878 \cdot \frac{kgf}{m^2}$$

Carga de viento en barlovento

$$P_b := P_v \cdot C_{pb} = 161.4048 \cdot \frac{kgf}{m^2}$$

2.3.1. Aplicación de carga de viento



Existen 6 puntos donde la carga de viento será distinta dada las distintas tributaciones de los largos.

Altura de perfiles diagonales

$$h_{\text{diag}} := 300\text{mm}$$

Largo diagonales

$$L_{\text{diag}} := L_t \cdot \sqrt{2} = 7.0711\text{ m}$$

Altura de perfiles montantes

$$h_{\text{mont}} := 250\text{mm}$$

Largo montantes

$$L_{\text{mont}} := H_v = 5\text{ m}$$

Altura de cordón superior

$$h_{\text{csup}} := 400\text{mm}$$

Largo tramo de cordón

$$L_{\text{csup}} := L_t = 5\text{ m}$$

Altura de cordón inferior

$$h_{\text{cinf}} := 400\text{mm}$$

Largo tramo de inferior

$$L_{\text{cinf}} := L_t = 5\text{ m}$$

Area tributada a nodo 1

$$A_{n1} := \frac{h_{\text{diag}} \cdot L_{\text{diag}} + h_{\text{csup}} \cdot L_{\text{csup}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 2.6857\text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 2

$$A_{n2} := \frac{h_{\text{cinf}} \cdot L_{\text{cinf}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 1.625\text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 3

$$A_{n3} := \frac{h_{\text{diag}} \cdot L_{\text{diag}} + 2h_{\text{csup}} \cdot L_{\text{csup}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 3.6857\text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 4

$$A_{n4} := \frac{h_{\text{diag}} \cdot L_{\text{diag}} + 2h_{\text{cinf}} \cdot L_{\text{cinf}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 3.6857\text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 5

$$A_{n5} := \frac{2h_{\text{csup}} \cdot L_{\text{csup}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 2.625\text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 6

$$A_{n6} := \frac{h_{\text{diag}} \cdot L_{\text{diag}} + h_{\text{csup}} \cdot L_{\text{csup}} + h_{\text{mont}} \cdot L_{\text{mont}}}{2} = 2.6857\text{ m}^2$$

Nodo 1  $P_{1sot} := P_s \cdot A_{n1} = -0.2709 \cdot \text{tonf}$

$$P_{1bar} := P_b \cdot A_{n1} = 0.4335 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 2  $P_{2sot} := P_s \cdot A_{n2} = -0.1639 \cdot \text{tonf}$

$$P_{2bar} := P_b \cdot A_{n2} = 0.2623 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 3  $P_{3sot} := P_s \cdot A_{n3} = -0.3718 \cdot \text{tonf}$

$$P_{3bar} := P_b \cdot A_{n3} = 0.5949 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 4  $P_{4sot} := P_s \cdot A_{n4} = -0.3718 \cdot \text{tonf}$

$$P_{4bar} := P_b \cdot A_{n4} = 0.5949 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 5  $P_{5sot} := P_s \cdot A_{n5} = -0.2648 \cdot \text{tonf}$

$$P_{5bar} := P_b \cdot A_{n5} = 0.4237 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 6  $P_{6sot} := P_s \cdot A_{n6} = -0.2709 \cdot \text{tonf}$

$$P_{6bar} := P_b \cdot A_{n6} = 0.4335 \cdot \text{tonf}$$

### 2.3.3. Carga sobre nodo de apoyo canoa

Área total canoa  $A_{can} := Luz \cdot H_c = 420 \text{ m}^2$

Carga total de viento  $Q_{can} := A_{can} \cdot P_b = 67.79 \cdot \text{tonf}$

Carga por sección  $Q_{vn} := \frac{Q_{can}}{\left(\frac{Luz}{L_t} + 1\right)} = 1.1113 \cdot \text{tonf}$

### 2.3.3. Area total de secciones en contacto con viento de viga

Largo total de cuerdas  $L_{cuerdas} := Luz$

Largo total montantes  $L_{montantes} := Hv \cdot \left(\frac{Luz}{L_t} + 1\right) = 305 \text{ m}$

Largo total diagonales  $L_{diagonales} := L_{diag} \cdot \frac{Luz}{L_t} = 424.2641 \text{ m}$

Area total de sección en contacto con viento en barlovento y sotavento

$$A_{\text{totalV}} := 2L_{\text{cuerdas}} \cdot h_{\text{csup}} + L_{\text{montantes}} \cdot h_{\text{mont}} + L_{\text{diagonales}} \cdot h_{\text{diag}} = 443.5292 \text{ m}^2$$

Carga total de viento

$$P_{\text{totalV}} := (A_{\text{totalV}} + \text{Luz} \cdot H_c) \cdot P_b + |A_{\text{totalV}} \cdot P_s| = 184.1201 \cdot \text{tonf}$$

Carga distribuida

$$q_v := \frac{P_{\text{totalV}}}{\text{Luz}} = 0.6137 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Largo tramo entre apoyos

$$L_{\text{vano}} := 60\text{m}$$

Carga tributada sobre apoyos

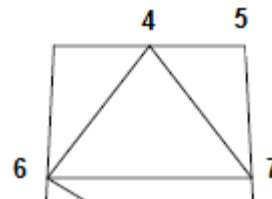
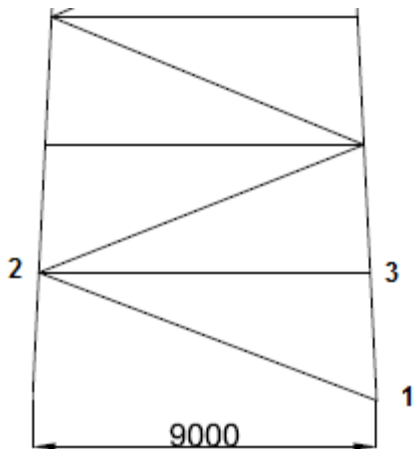
$$Q_{\text{estribos}} := \frac{q_v \cdot L_{\text{vano}}}{2} + Q_{\text{vn}} = 20 \cdot \text{tonf}$$

$$Q_{\text{cepas}} := q_v \cdot L_{\text{vano}} + Q_{\text{vn}} = 38 \cdot \text{tonf}$$

Carga total de viento sobre torres

$$P_{\text{totalVt}} := (51.8\text{m}^2) \cdot P_b + |51.8\text{m}^2 \cdot P_s| = 13.5863 \cdot \text{tonf}$$

#### 2.3.4. Carga sobre torre h=40m



Altura de diagonales longitudinales

$$h_{\text{long40}} := 0.25\text{m}$$

Largo máximo de diagonales

$$L_{\text{long40}} := 9.5\text{m}$$

Largo libre de columna

$$L_{\text{col40}} := 3.55\text{m}$$

Alto de columna libre

$$h_{\text{col40}} := 0.35\text{m}$$

Altura de diagonales superior

$$h_{\text{long40s}} := 0.23\text{m}$$

Largo máximo de diagonal superior

$$L_{\text{long40s}} := 4.4\text{m}$$

Largo máx horizontales

$$L_{\text{hor40}} := 8\text{m}$$

Largo mín horizontales

$$L_{\text{hormin40}} := 5\text{m}$$

Alto horizontales

$$h_{\text{hor40}} := 0.25\text{m}$$

Area tributada a nodo 1

$$A_{n1} := \frac{h_{\text{long40}} \cdot L_{\text{long40}} + h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}}}{2} = 1.8087 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 2

$$A_{n2} := \frac{2h_{\text{long40}} \cdot L_{\text{long40}} + h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}}}{2} = 2.9962 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 3

$$A_{n3} := \frac{h_{\text{hor40}} \cdot L_{\text{hor40}} + 2h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}}}{2} = 2.2425 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 4

$$A_{n4} := \frac{L_{\text{hormin40}} \cdot h_{\text{hor40}} + 2h_{\text{long40s}} \cdot L_{\text{long40s}}}{2} = 1.637 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 5

$$A_{n5} := \frac{\frac{L_{\text{hormin40}} \cdot h_{\text{hor40}}}{2} + h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}}}{2} = 0.9338 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 6

$$A_{n6} := \frac{h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}} + L_{\text{hormin40}} \cdot h_{\text{hor40}} + 2 \cdot h_{\text{long40s}} \cdot L_{\text{long40s}}}{2} = 2.2583 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 7

$$A_{n7} := \frac{h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}} + L_{\text{hormin40}} \cdot h_{\text{hor40}} + h_{\text{long40s}} \cdot L_{\text{long40s}}}{2} = 1.7523 \text{ m}^2$$

Nodo 1

$$P_{1\text{sotT40}} := P_s \cdot A_{n1} = -0.1825 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{1\text{barT40}} := P_b \cdot A_{n1} = 0.2919 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 2

$$P_{2\text{sotT40}} := P_s \cdot A_{n2} = -0.3023 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{2\text{barT40}} := P_b \cdot A_{n2} = 0.4836 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 3

$$P_{3\text{sotT40}} := P_s \cdot A_{n3} = -0.2262 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{3\text{barT40}} := P_b \cdot A_{n3} = 0.362 \cdot \text{tonf}$$



Nodo 4  $P_{4sotT40} := P_s \cdot An4 = -0.1651 \cdot \text{tonf}$

$$P_{4barT40} := P_b \cdot An4 = 0.2642 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 5  $P_{5sotT40} := P_s \cdot An5 = -0.0942 \cdot \text{tonf}$

$$P_{5barT40} := P_b \cdot An5 = 0.1507 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 6  $P_{6sotT40} := P_s \cdot An6 = -0.2278 \cdot \text{tonf}$

$$P_{6barT40} := P_b \cdot An6 = 0.3645 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 7  $P_{7sotT40} := P_s \cdot An7 = -0.1768 \cdot \text{tonf}$

$$P_{7barT40} := P_b \cdot An7 = 0.2828 \cdot \text{tonf}$$

#### 2.3.4. Carga sobre torre h=70m

Altura de diagonales longitudinales  $h_{long70} := 0.25\text{m}$

Largo diagonales  $L_{long70} := 7.2\text{m}$

Largo libre de columna  $L_{col70} := 4.7\text{m}$

Alto de columna libre  $h_{col70} := 0.35\text{m}$

Largo horizontales  $L_{hor70} := 7.5\text{m}$

Alto horizontales  $h_{hor70} := 0.25\text{m}$

Area tributada a nodo 1  $An1 := \frac{h_{long70} \cdot L_{long70} + h_{col70} \cdot L_{col70}}{2} = 1.7225 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 2  $An2 := \frac{2h_{long70} \cdot L_{long70} + h_{col70} \cdot L_{col70}}{2} = 2.6225 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 3  $An3 := \frac{h_{hor70} \cdot L_{hor70} + 2h_{col70} \cdot L_{col70}}{2} = 2.5825 \text{ m}^2$

Area tributada a nodo 4  $An4 := \frac{L_{hor70} \cdot h_{hor70} + 2h_{long70} \cdot L_{long70}}{2} = 2.7375 \text{ m}^2$

$$\text{Area tributada a nodo 5} \quad \text{An5} := \frac{\frac{L_{\text{hor70}} \cdot h_{\text{hor70}}}{2} + h_{\text{col70}} \cdot L_{\text{col70}}}{2} = 1.2913 \text{ m}^2$$

$$\text{Area tributada a nodo 6} \quad \text{An6} := \frac{h_{\text{col70}} \cdot L_{\text{col70}} + L_{\text{hor70}} \cdot h_{\text{hor70}} + 2 \cdot h_{\text{long70}} \cdot L_{\text{long70}}}{2} = 3.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Area tributada a nodo 7} \quad \text{An7} := \frac{h_{\text{col70}} \cdot L_{\text{col70}} + L_{\text{hor70}} \cdot h_{\text{hor70}} + h_{\text{long70}} \cdot L_{\text{long70}}}{2} = 2.66 \text{ m}^2$$

$$\text{Nodo 1} \quad P_{1\text{sotT70}} := P_s \cdot \text{An1} = -0.1738 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{1\text{barT70}} := P_b \cdot \text{An1} = 0.278 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 2} \quad P_{2\text{sotT70}} := P_s \cdot \text{An2} = -0.2646 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{2\text{barT70}} := P_b \cdot \text{An2} = 0.4233 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 3} \quad P_{3\text{sotT40}} := P_s \cdot \text{An3} = -0.2605 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{3\text{barT70}} := P_b \cdot \text{An3} = 0.4168 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 4} \quad P_{4\text{sotT70}} := P_s \cdot \text{An4} = -0.2762 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{4\text{barT70}} := P_b \cdot \text{An4} = 0.4418 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 5} \quad P_{5\text{sotT70}} := P_s \cdot \text{An5} = -0.1303 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{5\text{barT70}} := P_b \cdot \text{An5} = 0.2084 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 6} \quad P_{6\text{sotT70}} := P_s \cdot \text{An6} = -0.3591 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{6\text{barT70}} := P_b \cdot \text{An6} = 0.5746 \cdot \text{tonf}$$

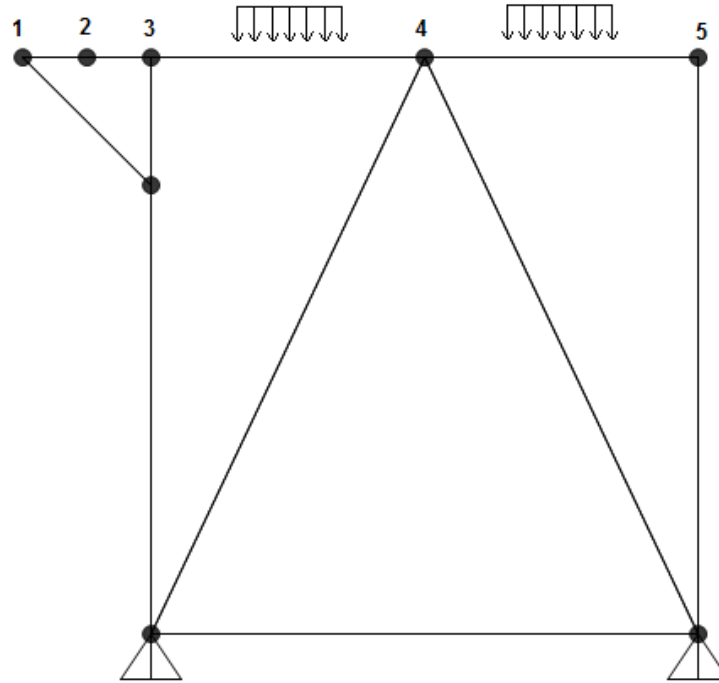
$$\text{Nodo 7} \quad P_{7\text{sotT70}} := P_s \cdot \text{An7} = -0.2683 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{7\text{barT70}} := P_b \cdot \text{An7} = 0.4293 \cdot \text{tonf}$$

### Memoria de cálculo cargas diseño 3

tonf := 1000kgf

La sección tipo se muestra en la figura 1.



#### 1. Datos de cajón (unidad fundamental del puente)

Altura viga	$H_v := 9\text{m}$
Ancho viga	$B_v := 8.5\text{m}$
Largo tramo entre secciones	$L_t := 6.5\text{m}$
Largo puente	$Luz := 300\text{m}$

#### 2. Cargas

##### 2.1. Peso permanente (PP)

##### 2.1.1. Elementos secundarios (PPes)

Consideraciones: incluye cierre de protección (barandas), parrilla y planchas de piso

Plancha diamantada (e=6 mm)	$q_{PP\_PL} := 0.05 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
Parrilla de piso (ARS-6)	$q_{PP\_PA} := 0.04 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$
Cierro de protección	$q_{PP\_CP} := 0.015 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

Peso piso (plancha+parrilla)  $q_{PP\_PISO} := q_{PP\_PL} + q_{PP\_PA} = 0.09 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

Anchos tributarios  $B1 := 1\text{ m}$

$$B3 := 1\text{ m} + \frac{8.5\text{ m}}{4} = 3.125\text{ m}$$

$$B5 := \frac{8.5\text{ m}}{4} = 2.125\text{ m}$$

$$P_{ES\_B1} := L_t \cdot (q_{PP\_CP} + q_{PP\_PISO} \cdot B1) = 0.683 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{ES\_B3} := L_t \cdot q_{PP\_PISO} \cdot B3 = 1.828 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{ES\_B5} := L_t \cdot (q_{PP\_CP} + q_{PP\_PISO} \cdot B5) = 1.341 \cdot \text{tonf}$$

La carga aplicada al nodo 4 corresponde a la parrilla de piso de alto trafico, la cual corresponde a un estructura secundaria compuesta por 3 vigas H200x100x8x5 (19,8 kgf/m) en la longitudinal y el mismo perfil transversal cada 2 metros. Sobre esta, se apoya una parrilla metalica de peso referencial de 95kgf/m2.

Ancho para vehiculo  $B_{veh} := 3.2\text{ m}$

Peso lineal perfiles  $P_{per} := 19.8 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$

Peso lineal estructura metalica sec.  $P_{ESm} := \frac{P_{per}}{Luz \cdot B_{veh}} \cdot \left( 3 \cdot Luz + B_{veh} \cdot \frac{Luz}{2\text{ m}} \right) = 0.0285 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$

Peso lineal parrilla  $P_{parr} := 95 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga aplicada  $P_{ES\_B4} := L_t \cdot (P_{ESm} + P_{parr}) \cdot B_{veh} = 2.568 \cdot \text{tonf}$

Carga distribuida  $q_{PP\_PISOdis} := q_{PP\_PISO} \cdot (B1 + B3 + B5) + \frac{P_{ES\_B4}}{L_t} = 0.9576 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

### 2.1.2. Peso canaleta y soporte (PPcan)

Consderaciones: canaleta de ancho 1.4 m, alto 1.4 m y espesor 6 mm, revestida de 5 mm de poliuretano y 5 mm de goma.

Peso especifico acero  $\gamma_{ac} := 7.85 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$

Altura canaleta  $H_c := 1.4\text{ m}$

Ancho canaleta	$B_c := 1.4\text{m}$
Espesor	$e_c := 6\text{mm}$
Peso canaleta distribuida	$q_{PP\_CANdis} := (2 \cdot H_c + B_c) \cdot e_c \cdot \gamma_{ac} = 0.1978 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso canaleta	$P_{PP\_CAN} := q_{PP\_CANdis} \cdot L_t = 1.2858 \cdot \text{tonf}$
Carga aplicada	$P_{PP\_C} := \frac{P_{PP\_CAN}}{B_c} = 0.9184 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

### 2.1.3. Peso relave condicion normal de operación

Consideraciones: se asumirá condición normal de operación una producción de 140 ktpd y una concentración de solidos de 55% (peso especifico de solidos 2.75 tonf/m<sup>3</sup>). De calculos hidraulicos, se obtiene lo siguiente.

Densidad relave	$\gamma_{rel\_OP} := 1.467 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$
Altura normal	$h_{n\_OP} := 0.44\text{m}$
Carga aplicada	$P_{Coper\_NOR} := \frac{\gamma_{rel\_OP} \cdot B_c \cdot h_{n\_OP} \cdot L_t}{B_c} = 4.1956 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

### 2.1.5. Peso relave condicion embancada

Consideraciones: se asume que la canoa esta completamente llena de material en donde la mitad corresponde a solido sedimentado y la otra mitad a relave con la misma densidad que la de operación normal.

Peso especifico solido	$\gamma_s := 2.75 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$
Carga aplicada	$P_{Cemb} := \frac{\left( \gamma_s \cdot \frac{H_c}{2} \cdot B_c + \gamma_{rel\_OP} \cdot \frac{H_c}{2} \cdot B_c \right) \cdot L_t}{B_c} = 19.1873 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Carga distribuida	$P_{Cembdis} := P_{Cemb} \cdot \frac{B_c}{L_t} = 4.1327 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

### 2.1.6. Peso tubería

Consideraciones: tubería de recuperación de aguas de diametro 20" (50.8 cm) y espesor de 0.5" con un solo apoyo y llena de agua.

Radio mayor	$R_M := 50.8\text{cm}$
Radio menor	$R_{Me} := 50.8\text{cm} - 0.5 \cdot 2.54\text{cm} = 49.93\text{cm}$

Area seccion de tubería

$$A_{TUB} := (R_M^2 - R_{Me}^2) \cdot \pi = 0.04 \text{ m}^2$$

Peso especifico agua

$$\gamma_w := 1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Peso tubería + agua

$$P_{TUB} := (\gamma_{ac} \cdot A_{TUB} + \gamma_w \cdot R_M^2 \cdot \pi) \cdot L_t = 7.3123 \cdot \text{tonf}$$

Carga distribuida

$$P_{TUBdis} := \frac{P_{TUB}}{L_t} = 1.125 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

## 2.2. Sobrecarga

### 2.2.1. Sobrecarga de operación

Consideraciones: sobrecarga debido a mantenencias menores en area peatonal, es decir, no incluye area debajo de canaleta ni debajo de tubería.

Sobrecarga

$$q_{SC\_OP} := 0.25 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Anchos tributarios

$$B1 := \frac{1\text{m} - 20 \cdot 2.54\text{cm}}{2} = 0.246 \text{ m}$$

$$B3 := B1 + 1\text{m} = 1.246 \text{ m}$$

$$B4 := 3.2\text{m} = 3.2 \text{ m}$$

$$B5 := 1\text{m}$$

Carga distribuida

$$q_{SC\_OPdis} := q_{SC\_OP} \cdot (B1 + B3 + B4 + B5) = 1.423 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Carga aplicada

$$P_{SC\_OP\_B1} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B1 = 0.4 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{SC\_OP\_B3} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B3 = 2.025 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{SC\_OP\_B4} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B4 = 5.2 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{SC\_OP\_B5} := L_t \cdot q_{SC\_OP} \cdot B5 = 1.625 \cdot \text{tonf}$$

### 2.2.2. Sobrecarga de mantención

Consideraciones: se tiene una grúa portal de mantención la cual pesará 25 tonf y se asumirá que carga dos canoas equivalente a 5 tonf más, se aplicará en los bordes de la sección principal del puente (no considera extensión de tubería)

Puntos de aplicación de carga  $n := 2$

Sobrecarga  $Q_{gp} := 25\text{tonf}$

Carga aplicada  $P_{MAN} := \frac{Q_{gp}}{n} = 12.5 \cdot \text{tonf}$

Además, se incluye paso vehicular para una camioneta de trabajo promedio (Mitsubishi L200) con las siguientes características:

Peso bruto vehicular (incluye máx. carga)  $PP_{veh} := 2840\text{kgf}$

Peso por rueda  $PP_{veh_r} := \frac{PP_{veh}}{4} = 0.71 \cdot \text{tonf}$

### 2.3. Viento (V)

Consideraciones: se considera estructura crítica de categoría IV según NCh3171, se considerará velocidad básica de diseño de 50 m/s, con rugosidad tipo C, es decir, terreno abierto con obstrucciones menores a 9.1 m, exposición tipo C, altura  $h = 100\text{m}$  hasta la superficie de mantenimiento del puente (donde se apoya la canoa), no se considerará efectos topográficos y se estima que el periodo fundamental de la estructura es del orden de 1.2 segundos, la relación entre área sólida y área bruta se considerará 0.2, amortiguamiento del 5% crítico. Se analizará una dirección del viento en dos áreas de 45 grados como especifica la norma NCh432 Of.2010. Se citará tablas y puntos de la norma.

Altura máxima desde superficie hasta el puente  $h := 100\text{m}$

Largo de puente (superficie de muro que tiene contacto perpendicular con acción de viento)  $B := Luz = 300\text{m}$

Ancho de puente (distancia horizontal paralela a la dirección del viento)  $L := B_v = 8.5\text{m}$

Amortiguamiento crítico  $\beta := 0.05$

Velocidad básica de viento (Tabla 6)  $V := 50 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

**Factor de direccionalidad del viento (Tabla 7)**  $K_d := 0.85$

**Factor de importancia (Tabla 8)**  $I := 1.15$

Altura nominal capa límite (Tabla 12)  $z_g := 274.32\text{m}$

Exponente de ley de potencia de velocidad de ráfaga  $\alpha := 9.5$

**Coefficiente de exposición (Tabla 9, ec. 3)**

$$K_z := 2.01 \cdot \left( \frac{h}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} = 1.6253$$

**Factor topografico (ec. 5)**

$$K_{zt} := 1$$

El factor de efecto de ráfaga resulta más engoroso y tiene calculo de parametros intermedios.

Periodo fundamental de la estructura

$$T := 1.2s$$

Frecuencia fundamental

$$n_1 := \frac{1}{T} = 0.8333 \frac{1}{s}$$

Altura equivalente mínima de la estructura (Tabla 11)

$$z1_{\min} := 4.57m$$

Altura equivalente de la estructura

$$z1 := 0.6 \cdot h = 60m$$

Constantes de terreno de exposicion (Tabla 12)

$$b1 := 0.65$$

$$a1 := \frac{1}{6.5} = 0.1538$$

$$I1 := 152.4m$$

$$\epsilon1 := \frac{1}{5} = 0.2$$

$$c := 0.2$$

Velocidad media del viento a una altura z1

$$V_{z1} := b1 \cdot \left( \frac{z1}{10m} \right)^{a1} \cdot V = 42.8153 \frac{m}{s}$$

Relación área solida / área bruta

$$\epsilon := 0.2$$

Factor de respuesta de fondo Q (ec. 8)

$$L_{z1} := I1 \cdot \left( \frac{z1}{10m} \right)^{\epsilon1} = 218.0797m$$

$$Q := \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \cdot \left( \frac{B + h}{L_{z1}} \right)^{0.63}}} = 0.7211$$

Coefficientes para calculo de factor de respuesta resonante R (ec. 12)

$$\eta_h := \frac{4.6 \cdot n_1 \cdot h}{V_{z1}} = 8.9532$$



$$\eta_B := \frac{4.6 \cdot n_1 \cdot \epsilon \cdot B}{V_{z1}} = 5.3719$$

$$\eta_L := \frac{15.4 \cdot n_1 \cdot L}{V_{z1}} = 2.5478$$

$$R_h := \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 \cdot \eta_h^2} \cdot (1 - \exp(-2 \cdot \eta_h)) = 0.1055$$

$$R_B := \frac{1}{\eta_B} - \frac{1}{2 \cdot \eta_B^2} \cdot (1 - \exp(-2 \cdot \eta_B)) = 0.1688$$

$$R_L := \frac{1}{\eta_L} - \frac{1}{2 \cdot \eta_L^2} \cdot (1 - \exp(-2 \cdot \eta_L)) = 0.3159$$

$$N1 := \frac{n_1 \cdot L_{z1}}{V_{z1}} = 4.2446$$

$$R_n := \frac{7.47 \cdot N1}{(1 + 10.3 \cdot N1)^{\frac{5}{3}}} = 0.0563$$

$$R := \sqrt{\frac{1}{\beta} \cdot R_h \cdot R_n \cdot R_B \cdot (0.53 + 0.47 \cdot R_L)} = 0.1166$$

**Factor de efecto de ráfaga (ec. 10)**

$$g_R := \sqrt{2 \cdot \ln(3600s \cdot n_1)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \cdot \ln(3600s \cdot n_1)}} = 4.1458$$

$$I_{z1} := c \cdot \left( \frac{10m}{z1} \right)^{\frac{1}{6}} = 0.1484$$

$$G_F := 0.925 \cdot \left( \frac{1 + 1.7 \cdot I_{z1} \cdot \sqrt{3.4^2 \cdot Q^2 + g_R^2 \cdot R^2}}{1 + 1.7 \cdot 3.4 \cdot I_{z1}} \right) = 0.8118$$

Distribución de velocidades (ec. 21)

$$q_z := \frac{0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I \cdot \left( \frac{N}{m^2} \right)}{\left( \frac{m}{s} \right)^2} = 248 \cdot \frac{kgf}{m^2}$$

Relación L/B

$$\frac{L}{B} = 0.0283$$

Coefficiente de presión externa en sotavento  $C_{ps} := -0.5$

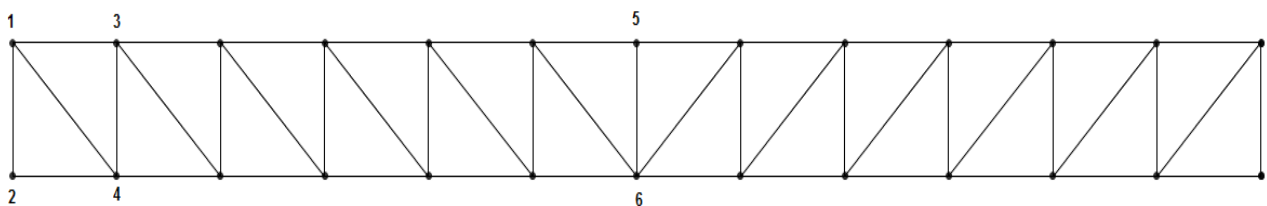
Coefficiente de presión externa en barlovento  $C_{pb} := 0.8$

Presión de viento  $P_v := q_z \cdot G_f = 201.5524 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga de viento en sotavento  $P_s := P_v \cdot C_{ps} = -100.7762 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

Carga de viento en barlovento  $P_b := P_v \cdot C_{pb} = 161.2419 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

### 2.3.1. Aplicación de carga de viento



Existen 6 puntos donde la carga de viento será distinta dada las distintas tributaciones de los largos.

Altura de perfiles diagonales  $h_{diag} := 300\text{mm}$

Largo diagonales  $L_{diag} := L_t \cdot \sqrt{2} = 9.1924\text{ m}$

Altura de perfiles montantes  $h_{mont} := 250\text{mm}$

Largo montantes  $L_{mont} := H_v = 9\text{ m}$

Altura de cordón superior  $h_{csup} := 400\text{mm}$

Largo tramo de cordón  $L_{csup} := L_t = 6.5\text{ m}$

Altura de cordón inferior  $h_{cinf} := 400\text{mm}$

Largo tramo de inferior  $L_{cinf} := L_t = 6.5\text{ m}$

Area tributada a nodo 1  $A_{n1} := \frac{h_{diag} \cdot L_{diag} + h_{csup} \cdot L_{csup} + h_{mont} \cdot L_{mont}}{2} = 3.8039\text{ m}^2$

Area tributada a nodo 2  $A_{n2} := \frac{h_{cinf} \cdot L_{cinf} + h_{mont} \cdot L_{mont}}{2} = 2.425\text{ m}^2$

Area tributada a nodo 3

$$A_{n3} := \frac{h_{diag} \cdot L_{diag} + 2h_{csup} \cdot L_{csup} + h_{mont} \cdot L_{mont}}{2} = 5.1039 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 4

$$A_{n4} := \frac{h_{diag} \cdot L_{diag} + 2h_{cinf} \cdot L_{cinf} + h_{mont} \cdot L_{mont}}{2} = 5.1039 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 5

$$A_{n5} := \frac{2h_{csup} \cdot L_{csup} + h_{mont} \cdot L_{mont}}{2} = 3.725 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 6

$$A_{n6} := \frac{h_{diag} \cdot L_{diag} + h_{csup} \cdot L_{csup} + h_{mont} \cdot L_{mont}}{2} = 3.8039 \text{ m}^2$$

Nodo 1

$$P_{1sot} := P_s \cdot A_{n1} = -0.3833 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{1bar} := P_b \cdot A_{n1} = 0.6133 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 2

$$P_{2sot} := P_s \cdot A_{n2} = -0.2444 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{2bar} := P_b \cdot A_{n2} = 0.391 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 3

$$P_{3sot} := P_s \cdot A_{n3} = -0.5143 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{3bar} := P_b \cdot A_{n3} = 0.823 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 4

$$P_{4sot} := P_s \cdot A_{n4} = -0.5143 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{4bar} := P_b \cdot A_{n4} = 0.823 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 5

$$P_{5sot} := P_s \cdot A_{n5} = -0.3754 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{5bar} := P_b \cdot A_{n5} = 0.6006 \cdot \text{tonf}$$

Nodo 6

$$P_{6sot} := P_s \cdot A_{n6} = -0.3833 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{6bar} := P_b \cdot A_{n6} = 0.6133 \cdot \text{tonf}$$

### 2.3.3. Carga sobre nodo de apoyo canoa

Área total canoa

$$A_{can} := Luz \cdot H_c = 420 \text{ m}^2$$

Carga total de viento

$$Q_{can} := A_{can} \cdot P_b = 67.7216 \cdot \text{tonf}$$

Carga por sección

$$Q_{vn} := \frac{Q_{can}}{\left(\frac{Luz}{L_t} + 1\right)} = 1.4362 \cdot \text{tonf}$$

### 2.3.3. Area total de secciones en contacto con viento de viga

Largo total de cuerdas

$$L_{cuerdas} := Luz$$

Largo total montantes

$$L_{montantes} := Hv \cdot \left(\frac{Luz}{L_t} + 1\right) = 424.3846 \text{ m}$$

Largo total diagonales

$$L_{diagonales} := L_{diag} \cdot \frac{Luz}{L_t} = 424.2641 \text{ m}$$

Area total de sección en contacto con viento en barlovento y sotavento

$$A_{totalV} := 2L_{cuerdas} \cdot h_{csup} + L_{montantes} \cdot h_{mont} + L_{diagonales} \cdot h_{diag} = 473.3754 \text{ m}^2$$

Carga total de viento

$$P_{totalV} := (A_{totalV} + Luz \cdot H_c) \cdot P_b + |A_{totalV} \cdot P_s| = 191.7545 \cdot \text{tonf}$$

Carga distribuida

$$q_v := \frac{P_{totalV}}{Luz} = 0.6392 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Largo tramo entre apoyos

$$L_{vano} := 60 \text{ m}$$

Carga tributada sobre apoyos

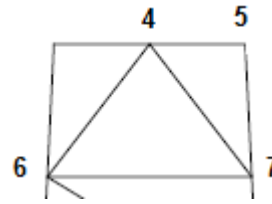
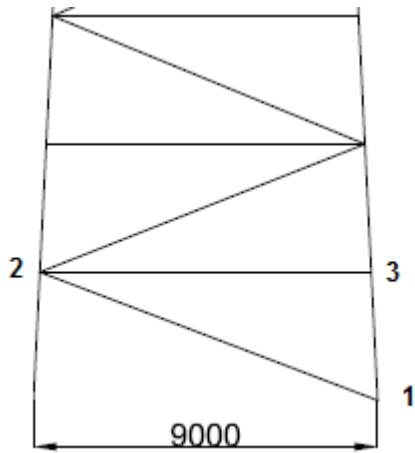
$$Q_{estribos} := \frac{q_v \cdot L_{vano}}{2} + Q_{vn} = 21 \cdot \text{tonf}$$

$$Q_{cepas} := q_v \cdot L_{vano} + Q_{vn} = 40 \cdot \text{tonf}$$

Carga total de viento sobre torres

$$P_{totalVt} := (51.8 \text{ m}^2) \cdot P_b + |51.8 \text{ m}^2 \cdot P_s| = 13.5725 \cdot \text{tonf}$$

### 2.3.4. Carga sobre torre h=40m



Altura de diagonales longitudinales

$$h_{\text{long40}} := 0.25\text{m}$$

Largo máximo de diagonales

$$L_{\text{long40}} := 9.5\text{m}$$

Largo libre de columna

$$L_{\text{col40}} := 3.55\text{m}$$

Alto de columna libre

$$h_{\text{col40}} := 0.35\text{m}$$

Altura de diagonales superior

$$h_{\text{long40s}} := 0.23\text{m}$$

Largo máximo de diagonal superior

$$L_{\text{long40s}} := 4.4\text{m}$$

Largo máx horizontales

$$L_{\text{hor40}} := 8\text{m}$$

Largo mín horizontales

$$L_{\text{hormin40}} := 5\text{m}$$

Alto horizontales

$$h_{\text{hor40}} := 0.25\text{m}$$

Area tributada a nodo 1

$$A_{n1} := \frac{h_{\text{long40}} \cdot L_{\text{long40}} + h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}}}{2} = 1.8087 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 2

$$A_{n2} := \frac{2h_{\text{long40}} \cdot L_{\text{long40}} + h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}}}{2} = 2.9962 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 3

$$A_{n3} := \frac{h_{\text{hor40}} \cdot L_{\text{hor40}} + 2h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}}}{2} = 2.2425 \text{ m}^2$$

Area tributada a nodo 4

$$A_{n4} := \frac{L_{\text{hormin40}} \cdot h_{\text{hor40}} + 2h_{\text{long40s}} \cdot L_{\text{long40s}}}{2} = 1.637 \text{ m}^2$$

$$\text{Area tributada a nodo 5} \quad \text{An5} := \frac{\frac{L_{\text{hormin40}} \cdot h_{\text{hor40}}}{2} + h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}}}{2} = 0.9338 \text{ m}^2$$

$$\text{Area tributada a nodo 6} \quad \text{An6} := \frac{h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}} + L_{\text{hormin40}} \cdot h_{\text{hor40}} + 2 \cdot h_{\text{long40s}} \cdot L_{\text{long40s}}}{2} = 2.2583 \text{ m}^2$$

$$\text{Area tributada a nodo 7} \quad \text{An7} := \frac{h_{\text{col40}} \cdot L_{\text{col40}} + L_{\text{hormin40}} \cdot h_{\text{hor40}} + h_{\text{long40s}} \cdot L_{\text{long40s}}}{2} = 1.7523 \text{ m}^2$$

$$\text{Nodo 1} \quad P_{1\text{sotT40}} := P_s \cdot \text{An1} = -0.1823 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{1\text{barT40}} := P_b \cdot \text{An1} = 0.2916 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 2} \quad P_{2\text{sotT40}} := P_s \cdot \text{An2} = -0.302 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{2\text{barT40}} := P_b \cdot \text{An2} = 0.4831 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 3} \quad P_{3\text{sotT40}} := P_s \cdot \text{An3} = -0.226 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{3\text{barT40}} := P_b \cdot \text{An3} = 0.3616 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 4} \quad P_{4\text{sotT40}} := P_s \cdot \text{An4} = -0.165 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{4\text{barT40}} := P_b \cdot \text{An4} = 0.264 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 5} \quad P_{5\text{sotT40}} := P_s \cdot \text{An5} = -0.0941 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{5\text{barT40}} := P_b \cdot \text{An5} = 0.1506 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 6} \quad P_{6\text{sotT40}} := P_s \cdot \text{An6} = -0.2276 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{6\text{barT40}} := P_b \cdot \text{An6} = 0.3641 \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Nodo 7} \quad P_{7\text{sotT40}} := P_s \cdot \text{An7} = -0.1766 \cdot \text{tonf}$$

$$P_{7\text{barT40}} := P_b \cdot \text{An7} = 0.2825 \cdot \text{tonf}$$

### 2.3.4. Carga sobre torre h=70m

$$\text{Altura de diagonales longitudinales} \quad h_{\text{long70}} := 0.25\text{m}$$

Largo diagonales	$L_{\text{long}70} := 7.2\text{m}$
Largo libre de columna	$L_{\text{col}70} := 4.7\text{m}$
Alto de columna libre	$h_{\text{col}70} := 0.35\text{m}$
Largo horizontales	$L_{\text{hor}70} := 7.5\text{m}$
Alto horizontales	$h_{\text{hor}70} := 0.25\text{m}$
Area tributada a nodo 1	$An1 := \frac{h_{\text{long}70} \cdot L_{\text{long}70} + h_{\text{col}70} \cdot L_{\text{col}70}}{2} = 1.7225 \text{ m}^2$
Area tributada a nodo 2	$An2 := \frac{2h_{\text{long}70} \cdot L_{\text{long}70} + h_{\text{col}70} \cdot L_{\text{col}70}}{2} = 2.6225 \text{ m}^2$
Area tributada a nodo 3	$An3 := \frac{h_{\text{hor}70} \cdot L_{\text{hor}70} + 2h_{\text{col}70} \cdot L_{\text{col}70}}{2} = 2.5825 \text{ m}^2$
Area tributada a nodo 4	$An4 := \frac{L_{\text{hor}70} \cdot h_{\text{hor}70} + 2h_{\text{long}70} \cdot L_{\text{long}70}}{2} = 2.7375 \text{ m}^2$
Area tributada a nodo 5	$An5 := \frac{\frac{L_{\text{hor}70} \cdot h_{\text{hor}70}}{2} + h_{\text{col}70} \cdot L_{\text{col}70}}{2} = 1.2913 \text{ m}^2$
Area tributada a nodo 6	$An6 := \frac{h_{\text{col}70} \cdot L_{\text{col}70} + L_{\text{hor}70} \cdot h_{\text{hor}70} + 2 \cdot h_{\text{long}70} \cdot L_{\text{long}70}}{2} = 3.56 \text{ m}^2$
Area tributada a nodo 7	$An7 := \frac{h_{\text{col}70} \cdot L_{\text{col}70} + L_{\text{hor}70} \cdot h_{\text{hor}70} + h_{\text{long}70} \cdot L_{\text{long}70}}{2} = 2.66 \text{ m}^2$
Nodo 1	$P_{1\text{sot}T70} := P_s \cdot An1 = -0.1736 \cdot \text{tonf}$ $P_{1\text{bar}T70} := P_b \cdot An1 = 0.2777 \cdot \text{tonf}$
Nodo 2	$P_{2\text{sot}T70} := P_s \cdot An2 = -0.2643 \cdot \text{tonf}$ $P_{2\text{bar}T70} := P_b \cdot An2 = 0.4229 \cdot \text{tonf}$
Nodo 3	$P_{3\text{sot}T40} := P_s \cdot An3 = -0.2603 \cdot \text{tonf}$

---

**ANEXO E: PREDISEÑO DE ELEMENTOS PRINCIPALES Y  
DIMENSIONES GLOBALES DEL PUENTE**

---



## Predimensionamiento de puente diseño 1

$$\text{tonf} := 1000\text{kgf}$$

$$\alpha := \frac{\pi}{180}$$

La siguiente memoria de calculo tiene por objetivo obtener un predimensionamiento en cuanto a dimenion de perfiles principales y dimensionales globales de un puente de relave con doble canoa y transito de un vehiculo. El prediseño se hará para la condición que controla: PP (Cemb) + SC

### 1. Datos de cajón (unidad fundamental del puente) y acero

Altura viga	$H_v := 5\text{m}$
Ancho viga	$B_v := 5\text{m}$
Largo tramo entre secciones	$L_t := 5\text{m}$
Largo puente	$Luz := 300\text{m}$
Largo tramo entre apoyos	$L_{\text{vano}} := 60\text{m}$
Modulo de elasticidad (A588 Gr.B)	$E := 200000\text{MPa}$
Tensión de fluencia	$f_y := 345\text{MPa}$

### 2. Cargas distribuidas

Elementos secundarios	$q_{ES} := 0.63 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso canaleta	$q_{CAN} := 0.1978 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Canaleta embancada	$q_{EMB} := 4.1327 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Tuberia de recuperación	$q_{TUB} := 1.125 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso propio estructura metalica (torre)	$q_{PP\_MET} := 1.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso propio estructura metalica (viga)	$q_{PP\_METT} := 1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Carga distribuida peso propio	$q_{PP} := q_{ES} + q_{CAN} + q_{EMB} + q_{TUB} + q_{PP\_MET} = 7.5855 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Sobrecarga de operación	$q_{SC\_OP} := 1.248 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Total carga distribuida	$q_{dis} := q_{PP} + q_{SC\_OP} = 8.8335 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

### 3. Cargas puntuales

Sobrecarga mantención:

$$Q_{SC\_MAN} := 20 \text{ tonf}$$

$$P := Q_{SC\_MAN} = 20 \cdot \text{tonf}$$

### 4. Esfuerzos máximos

Momento máximo positivo

$$M_{\max\_pos} := 0.08 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano}^2 + 0.168 \cdot P \cdot L_{vano} = 2745.648 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Momento máximo negativo

$$M_{\max\_neg} := 0.09 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano}^2 + 0.07 \cdot P \cdot L_{vano} = 2946.054 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Corte máximo

$$Q_{\max} := 0.59 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano} + 0.57 \cdot P = 324.1059 \cdot \text{tonf}$$

### 5. Diseño viga

#### 5.1. Diseño cordones principales

Nº elementos por cordón

$$n := 2$$

Par Tracción-Compresión por elemento

$$TC := \frac{\max(M_{\max\_pos}, M_{\max\_neg})}{Hv \cdot n} = 294.6054 \cdot \text{tonf}$$

Factor de seguridad tracción (metodo ASD)

$$\Omega := 1.67$$

Area requerida en tracción

$$A_{reqT} := \frac{TC \cdot \Omega}{fy} = 139.8488 \cdot \text{cm}^2$$

**Area requerida en compresión**

$$A_{reqC} := \frac{TC \cdot \Omega \cdot 2}{fy} = 279.6976 \cdot \text{cm}^2$$

#### 5.2. Diseño de montantes

Reacción máxima apoyos

$$Rv := 1.1 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano} + P = 603 \cdot \text{tonf}$$

Nº montantes

$$n_{mont} := 3$$

Carga por montante

$$P_{mont} := \frac{Rv}{n_{mont}} = 201.0037 \cdot \text{tonf}$$

**Area requerida en compresión apoyo**

$$A_{reqC} := \frac{P_{mont} \cdot \Omega \cdot 2}{fy} = 190.8324 \cdot \text{cm}^2$$

#### 5.3. Diagonales longitudinales verticales

Corte máximo

$$Q_{\max} = 324.1059 \cdot \text{tonf}$$

Angulo

$$\text{ang} := \text{atan}\left(\frac{L_t}{Hv}\right) \cdot \text{rad} = 0.7854 \cdot \text{rad}$$

Nº diagonales

$$n_{\text{diag}} := 2$$

Tracción en diagonal

$$T := \frac{Q_{\text{max}}}{\cos(\text{ang}) \cdot n_{\text{diag}}} = 229.1775 \cdot \text{tonf}$$

**Area requerida diagonal**

$$A_{\text{reqT}} := \frac{T \cdot \Omega}{f_y} = 108.7903 \cdot \text{cm}^2$$

6. Diseño de torre h=70m

6.1. Ancho basal transversal

Altura cepa

$$h_{70} := 70\text{m}$$

Tributación en cepa (no considera mantención al mismo tiempo que sismo)

$$P_{\text{cepa}} := q_{\text{dis}} \cdot L_{\text{vano}} + q_{\text{PP\_MET}} \cdot h_{70} = 635.01 \cdot \text{tonf}$$

Coefficiente sísmico

$$K_h := 0.1$$

Carga sísmica, considera relave

$$P_{\text{sis}} := K_h \cdot L_{\text{vano}} \cdot (0.25 \cdot q_{\text{SC\_OP}} + q_{\text{PP}}) = 47.385 \cdot \text{tonf}$$

Momento en la base

$$M_{b70t} := P_{\text{sis}} \cdot h_{70} + \frac{q_{\text{PP\_METT}} \cdot h_{70}^2}{2} = 5766.95 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

nº apoyos en la base

$$n_{\text{ap}} := 2$$

Reacción axial en la base

$$R_b := \frac{P_{\text{cepa}}}{n_{\text{ap}}} = 317.505 \cdot \text{tonf}$$

Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base

$$H_{\text{min}} := \frac{M_{b70t}}{R_b} = 18\text{m}$$

Separación real

$$\text{sepT} := 18\text{m}$$

6.2. Ancho basal longitudinal (por flexibilidad, se tributa un 0% del total longitudinal)

Carga sísmica, no considera relave

$$P_{\text{sisL}} := K_h \cdot L_{\text{uz}} \cdot (0.25 \cdot q_{\text{SC\_OP}} + q_{\text{PP}} - q_{\text{EMB}}) \cdot 0 = 0 \cdot \text{tonf}$$

Momento en la base

$$M_{b70l} := P_{\text{sisL}} \cdot h_{70} + \frac{q_{\text{PP\_METT}} \cdot h_{70}^2}{2} = 2450 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

nº apoyos en la base

$$n_{\text{ap}} := 2$$

Reacción axial en la base

$$R_b := \frac{P_{\text{cepa}}}{n_{\text{ap}}} = 317.505 \cdot \text{tonf}$$

Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base

$$H_{\text{min}} := \frac{M_{b70l}}{R_b} = 8\text{m}$$

Separación real  $sepL := 8m$

### 6.3. Diseño de columnas principales

Nº elementos  $n_{col} := 4$

Compresión por elemento en el extremo  $C_{ex} := \frac{P_{cepa}}{n_{col}} = 158.7525 \cdot tonf$

Compresión por elemento en la base  $C_{ba} := \frac{\frac{P_{cepa}}{2} + \frac{Mb_{70t}}{sepT}}{n_{col}} = 159.4728 \cdot tonf$

**Area requerida columna**  $A_{reqC} := \frac{\max(C_{ex}, C_{ba}) \cdot \Omega \cdot 2}{f_y} = 151.403 \cdot cm^2$

### 7. Diseño de torre h=40m

#### 7.1. Ancho basal transversal

Altura cepa  $h_{40} := 40m$

Tributación en cepa (no considera mantención al mismo tiempo que sismo)  $P_{cepa} := q_{dis} \cdot L_{vano} + q_{PP\_MET} \cdot h_{40} = 590.01 \cdot tonf$

Momento en la base  $M_{b40t} := P_{sis} \cdot h_{40} + \frac{q_{PP\_METT} \cdot h_{40}^2}{2} = 2695.4 \cdot tonf \cdot m$

nº apoyos en la base  $n_{ap} := 2$

Reacción axial en la base  $R_b := \frac{P_{cepa}}{n_{ap}} = 295.005 \cdot tonf$

Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base  $H_{min} := \frac{M_{b40t}}{R_b} = 9m$

Separación real  $sepT := 10m$

#### 6.2. Ancho basal longitudinal (por flexibilidad, se tributa un 50% del total longitudinal)

Carga sísmica, no considera relave  $P_{sisL} := Kh \cdot Luz \cdot 0.5 \cdot (0.25 \cdot q_{SC\_OP} + q_{PP} - q_{EMB}) = 56.472 \cdot tonf$

Momento en la base  $M_{b40l} := P_{sisL} \cdot h_{40} + \frac{q_{PP\_METT} \cdot h_{40}^2}{2} = 3058.88 \cdot tonf \cdot m$

nº apoyos en la base  $n_{ap} := 2$

Reacción axial en la base  $R_b := \frac{P_{cepa}}{n_{ap}} = 295.005 \cdot tonf$

Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base

$$H_{\min} := \frac{Mb40l}{Rb} = 10 \text{ m}$$

Separación real

$$\text{sepL} := 10 \text{ m}$$

### 7.3. Diseño de columnas principales

Nº elementos

$$n_{\text{col}} := 4$$

Compresión por elemento en el extremo

$$C_{\text{ex}} := \frac{P_{\text{cepa}}}{n_{\text{col}}} = 147.5025 \cdot \text{tonf}$$

Compresión por elemento en la base

$$C_{\text{ba}} := \frac{\frac{P_{\text{cepa}}}{2} + \frac{Mb40t}{\text{sepT}}}{n_{\text{col}}} = 141.1363 \cdot \text{tonf}$$

**Area requerida columna**

$$A_{\text{reqC}} := \frac{\max(C_{\text{ex}}, C_{\text{ba}}) \cdot \Omega \cdot 2}{f_y} = 140.0385 \cdot \text{cm}^2$$

## Predimensionamiento de puente diseño 2

$$\text{tonf} := 1000\text{kgf}$$

$$\circ := \frac{\pi}{180}$$

La siguiente memoria de calculo tiene por objetivo obtener un predimensionamiento en cuanto a dimenion de perfiles principales y dimensionales globales de un puente de relave con doble canoa y transito de un vehiculo. El prediseño se hará para la condición que controla: PP (Cemb) + SC

### 1. Datos de cajón (unidad fundamental del puente) y acero

Altura viga	$H_v := 5\text{m}$
Ancho viga	$B_v := 4\text{m}$
Largo tramo entre secciones	$L_t := 5\text{m}$
Largo puente	$Luz := 300\text{m}$
Largo tramo entre apoyos	$L_{\text{vano}} := 60\text{m}$
Modulo de elasticidad (A588 Gr.B)	$E := 200000\text{MPa}$
Tensión de fluencia	$f_y := 345\text{MPa}$

### 2. Cargas distribuidas

Elementos secundarios	$q_{ES} := 0.55 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso canaleta	$q_{CAN} := 0.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Canaleta embancada	$q_{EMB} := 4.13 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Tuberia de recuperación	$q_{TUB} := 1.13 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso propio estructura metalica (torre)	$q_{PP\_MET} := 1.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso propio estructura metalica (viga)	$q_{PP\_METT} := 1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Carga distribuida peso propio	$q_{PP} := q_{ES} + q_{CAN} + q_{EMB} + q_{TUB} + q_{PP\_MET} = 7.51 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Sobrecarga de operación	$q_{SC\_OP} := 1.05 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Total carga distribuida	$q_{dis} := q_{PP} + q_{SC\_OP} = 8.56 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

### 3. Cargas puntuales

Sobrecarga mantención:	$Q_{SC\_MAN} := 20\text{tonf}$
------------------------	--------------------------------

$$P := Q_{SC\_MAN} = 20 \cdot \text{tonf}$$

#### 4. Esfuerzos máximos

Momento máximo positivo

$$M_{\max\_pos} := 0.08 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano}^2 + 0.168 \cdot P \cdot L_{vano} = 2666.88 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Momento máximo negativo

$$M_{\max\_neg} := 0.09 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano}^2 + 0.07 \cdot P \cdot L_{vano} = 2857.44 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Corte máximo

$$Q_{\max} := 0.59 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano} + 0.57 \cdot P = 314.424 \cdot \text{tonf}$$

#### 5. Diseño viga

##### 5.1. Diseño cordones principales

Nº elementos por cordón

$$n := 2$$

Par Tracción-Compresión por elemento

$$TC := \frac{\max(M_{\max\_pos}, M_{\max\_neg})}{Hv \cdot n} = 285.744 \cdot \text{tonf}$$

Factor de seguridad tracción (metodo ASD)

$$\Omega := 1.67$$

Area requerida en tracción

$$A_{reqT} := \frac{TC \cdot \Omega}{fy} = 135.6423 \cdot \text{cm}^2$$

**Area requerida en compresión**

$$A_{reqC} := \frac{TC \cdot \Omega \cdot 2}{fy} = 271.2846 \cdot \text{cm}^2$$

##### 5.2. Diseño de montantes

Reacción máxima apoyos

$$Rv := 1.1 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano} + P = 585 \cdot \text{tonf}$$

Nº montantes

$$n_{mont} := 3$$

Carga por montante

$$P_{mont} := \frac{Rv}{n_{mont}} = 194.9867 \cdot \text{tonf}$$

**Area requerida en compresión apoyo**

$$A_{reqC} := \frac{P_{mont} \cdot \Omega \cdot 2}{fy} = 185.1198 \cdot \text{cm}^2$$

##### 5.3. Diagonales longitudinales verticales

Corte máximo

$$Q_{\max} = 314.424 \cdot \text{tonf}$$

Angulo

$$\text{ang} := \text{atan}\left(\frac{L_t}{Hv}\right) \cdot \text{rad} = 0.7854 \cdot \text{rad}$$

Nº diagonales

$$n_{diag} := 2$$

Tracción en diagonal

$$T := \frac{Q_{\max}}{\cos(\text{ang}) \cdot n_{diag}} = 222.3313 \cdot \text{tonf}$$

## Area requerida diagonal

$$A_{reqT} := \frac{T \cdot \Omega}{f_y} = 105.5404 \cdot \text{cm}^2$$

### 6. Diseño de torre h=70m

#### 6.1. Ancho basal transversal

Altura cepa

$$h70 := 70\text{m}$$

Tributación en cepa (no considera mantención al mismo tiempo que sismo)

$$P_{cepa} := q_{dis} \cdot L_{vano} + q_{PP\_MET} \cdot h70 = 618.6 \cdot \text{tonf}$$

Coefficiente sísmico

$$K_h := 0.1$$

Carga sísmica, considera relave

$$P_{sis} := K_h \cdot L_{vano} \cdot (0.25 \cdot q_{SC\_OP} + q_{PP}) = 46.635 \cdot \text{tonf}$$

Momento en la base

$$M_{b70t} := P_{sis} \cdot h70 + \frac{q_{PP\_METT} \cdot h70^2}{2} = 5714.45 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

n° apoyos en la base

$$n_{ap} := 2$$

Reacción axial en la base

$$R_b := \frac{P_{cepa}}{n_{ap}} = 309.3 \cdot \text{tonf}$$

Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base

$$H_{min} := \frac{M_{b70t}}{R_b} = 18 \text{ m}$$

Separación real

$$sepT := 18\text{m}$$

#### 6.2. Ancho basal longitudinal (por flexibilidad, se tributa un 0% del total longitudinal)

Carga sísmica, no considera relave

$$P_{sisL} := K_h \cdot L_{uz} \cdot (0.25 \cdot q_{SC\_OP} + q_{PP} - q_{EMB}) \cdot 0 = 0 \cdot \text{tonf}$$

Momento en la base

$$M_{b70l} := P_{sisL} \cdot h70 + \frac{q_{PP\_METT} \cdot h70^2}{2} = 2450 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

n° apoyos en la base

$$n_{ap} := 2$$

Reacción axial en la base

$$R_b := \frac{P_{cepa}}{n_{ap}} = 309.3 \cdot \text{tonf}$$

Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base

$$H_{min} := \frac{M_{b70l}}{R_b} = 8 \text{ m}$$

Separación real

$$sepL := 8\text{m}$$

#### 6.3. Diseño de columnas principales

N° elementos

$$n_{col} := 4$$



Compresión por elemento en el extremo

$$C_{ex} := \frac{P_{cepa}}{n_{col}} = 154.65 \cdot \text{tonf}$$

Compresión por elemento en la base

$$C_{ba} := \frac{\frac{P_{cepa}}{2} + \frac{M_{b70t}}{sepT}}{n_{col}} = 156.6924 \cdot \text{tonf}$$

**Area requerida columna**

$$A_{reqC} := \frac{\max(C_{ex}, C_{ba}) \cdot \Omega \cdot 2}{f_y} = 148.7633 \cdot \text{cm}^2$$

7. Diseño de torre h=40m

7.1. Ancho basal transversal

Altura cepa

$$h_{40} := 40\text{m}$$

Tributación en cepa (no considera mantención al mismo tiempo que sismo)

$$P_{cepa} := q_{dis} \cdot L_{vano} + q_{PP\_MET} \cdot h_{40} = 573.6 \cdot \text{tonf}$$

Momento en la base

$$M_{b40t} := P_{sis} \cdot h_{40} + \frac{q_{PP\_METT} \cdot h_{40}^2}{2} = 2665.4 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

n° apoyos en la base

$$n_{ap} := 2$$

Reacción axial en la base

$$R_b := \frac{P_{cepa}}{n_{ap}} = 286.8 \cdot \text{tonf}$$

Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base

$$H_{min} := \frac{M_{b40t}}{R_b} = 9 \text{ m}$$

Separación real

$$sepT := 10\text{m}$$

6.2. Ancho basal longitudinal (por flexibilidad, se tributa un 50% del total longitudinal)

Carga sísmica, no considera relave

$$P_{sisL} := K_h \cdot L_{uz} \cdot 0.5 \cdot (0.25 \cdot q_{SC\_OP} + q_{PP} - q_{EMB}) = 54.6375 \cdot \text{ton}$$

Momento en la base

$$M_{b40l} := P_{sisL} \cdot h_{40} + \frac{q_{PP\_METT} \cdot h_{40}^2}{2} = 2985.5 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

n° apoyos en la base

$$n_{ap} := 2$$

Reacción axial en la base

$$R_b := \frac{P_{cepa}}{n_{ap}} = 286.8 \cdot \text{tonf}$$

Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base

$$H_{min} := \frac{M_{b40l}}{R_b} = 10 \text{ m}$$

Separación real

$$sepL := 10\text{m}$$

7.3. Diseño de columnas principales

Nº elementos

$$n_{\text{col}} := 4$$

Compresión por elemento en el extremo

$$C_{\text{ex}} := \frac{P_{\text{cepa}}}{n_{\text{col}}} = 143.4 \cdot \text{tonf}$$

Compresión por elemento en la base

$$C_{\text{ba}} := \frac{\frac{P_{\text{cepa}}}{2} + \frac{M_{b40t}}{\text{sepT}}}{n_{\text{col}}} = 138.335 \cdot \text{tonf}$$

**Area requerida columna**

$$A_{\text{reqC}} := \frac{\max(C_{\text{ex}}, C_{\text{ba}}) \cdot \Omega \cdot 2}{f_y} = 136.1436 \cdot \text{cm}^2$$

### Predimensionamiento puente diseño 3

$$\text{tonf} := 1000\text{kgf} \quad \circ := \frac{\pi}{180}$$

La siguiente memoria de calculo tiene por objetivo obtener un predimensionamiento en cuanto a dimenion de perfiles principales y dimensionales globales de un puente de relave con doble canoa y transito de un vehiculo. El prediseño se hará para la condición que controla: PP (Cemb) + SC

#### 1. Datos de cajón (unidad fundamental del puente) y acero

Altura viga	$H_v := 8.5\text{m}$
Ancho viga	$B_v := 8.5\text{m}$
Largo tramo entre secciones	$L_t := 6.5\text{m}$
Largo puente	$Luz := 300\text{m}$
Largo tramo entre apoyos	$L_{\text{vano}} := 60\text{m}$
Modulo de elasticidad (A588 Gr.B)	$E := 200000\text{MPa}$
Tensión de fluencia	$f_y := 345\text{MPa}$

#### 2. Cargas distribuidas

Elementos secundarios	$q_{ES} := 0.957 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso canaleta	$q_{CAN} := 0.1978 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Canaleta embancada	$q_{EMB} := 4.1327 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Tuberia de recuperación	$q_{TUB} := 1.125 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso propio estructura metalica (viga)	$q_{PP\_MET} := 2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Peso propio estructura metalica (viga)	$q_{PP\_METT} := 1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Carga distribuida peso propio	$q_{PP} := q_{ES} + q_{CAN} + q_{EMB} + q_{TUB} + q_{PP\_MET} = 8.4125 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Sobrecarga de operación	$q_{SC\_OP} := 1.423 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$
Total carga distribuida	$q_{dis} := q_{PP} + q_{SC\_OP} = 9.8355 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

#### 3. Cargas puntuales

Sobrecarga mantención:	$Q_{SC\_MAN} := 25\text{tonf}$
------------------------	--------------------------------

Carga vehicular

$$Q_{veh} := 2.8 \text{ tonf}$$

$$P := Q_{SC\_MAN} + Q_{veh} = 27.8 \cdot \text{tonf}$$

#### 4. Esfuerzos máximos

Momento máximo positivo

$$M_{max\_pos} := 0.08 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano}^2 + 0.168 \cdot P \cdot L_{vano} = 3112.848 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Momento máximo negativo

$$M_{max\_neg} := 0.09 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano}^2 + 0.07 \cdot P \cdot L_{vano} = 3303.462 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Corte máximo

$$Q_{max} := 0.59 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano} + 0.57 \cdot P = 364.0227 \cdot \text{tonf}$$

#### 5. Diseño viga

##### 5.1. Diseño cordones principales

Nº elementos por cordón

$$n := 2$$

Par Tracción-Compresión por elemento

$$TC := \frac{\max(M_{max\_pos}, M_{max\_neg})}{Hv \cdot n} = 194.3213 \cdot \text{tonf}$$

Factor de seguridad tracción (metodo ASD)

$$\Omega := 1.67$$

Area requerida en tracción

$$A_{reqT} := \frac{TC \cdot \Omega}{fy} = 92.2441 \cdot \text{cm}^2$$

**Area requerida en compresión**

$$A_{reqC} := \frac{TC \cdot \Omega \cdot 2}{fy} = 184.4881 \cdot \text{cm}^2$$

##### 5.2. Diseño de montantes

Reacción máxima apoyos

$$Rv := 1.1 \cdot q_{dis} \cdot L_{vano} + P = 677 \cdot \text{tonf}$$

Nº montantes

$$n_{mont} := 3$$

Carga por montante

$$P_{mont} := \frac{Rv}{n_{mont}} = 225.6477 \cdot \text{tonf}$$

**Area requerida en compresión apoyo**

$$A_{reqC} := \frac{P_{mont} \cdot \Omega \cdot 2}{fy} = 214.2293 \cdot \text{cm}^2$$

##### 5.3. Diagonales longitudinales verticales

Corte máximo

$$Q_{max} = 364.0227 \cdot \text{tonf}$$

Angulo

$$\text{ang} := \text{atan}\left(\frac{L_t}{Hv}\right) \cdot \text{rad} = 0.6528 \cdot \text{rad}$$

Nº diagonales

$$n_{diag} := 2$$

Tracción en diagonal

$$T := \frac{Q_{\max}}{\cos(\text{ang}) \cdot n_{\text{diag}}} = 229.1302 \cdot \text{tonf}$$

**Area requerida diagonal**

$$A_{\text{reqT}} := \frac{T \cdot \Omega}{f_y} = 108.7678 \cdot \text{cm}^2$$

6. Diseño de torre h=70m

6.1. Ancho basal transversal

Altura cepa

$$h_{70} := 70\text{m}$$

Tributación en cepa (no considera mantención al mismo tiempo que sismo)

$$P_{\text{cepa}} := q_{\text{dis}} \cdot L_{\text{vano}} + q_{\text{PP\_MET}} \cdot h_{70} = 730.13 \cdot \text{tonf}$$

Coefficiente sísmico

$$K_h := 0.1$$

Carga sísmica, considera relave

$$P_{\text{sis}} := K_h \cdot L_{\text{vano}} \cdot (0.25 \cdot q_{\text{SC\_OP}} + q_{\text{PP}}) = 52.6095 \cdot \text{tonf}$$

Momento en la base

$$M_{b70t} := P_{\text{sis}} \cdot h_{70} + \frac{q_{\text{PP\_METT}} \cdot h_{70}^2}{2} = 6132.665 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

n° apoyos en la base

$$n_{\text{ap}} := 2$$

Reacción axial en la base

$$R_b := \frac{P_{\text{cepa}}}{n_{\text{ap}}} = 365.065 \cdot \text{tonf}$$

Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base

$$H_{\text{min}} := \frac{M_{b70t}}{R_b} = 17 \text{ m}$$

Separación real

$$\text{sepT} := 18\text{m}$$

6.2. Ancho basal longitudinal (por flexibilidad, se tributa un 0% del total longitudinal)

Carga sísmica, no considera relave

$$P_{\text{sisL}} := K_h \cdot L_{\text{uz}} \cdot 0 \cdot (0.25 \cdot q_{\text{SC\_OP}} + q_{\text{PP}} - q_{\text{EMB}}) = 0 \cdot \text{tonf}$$

Momento en la base

$$M_{b70l} := P_{\text{sisL}} \cdot h_{70} + \frac{q_{\text{PP\_METT}} \cdot h_{70}^2}{2} = 2450 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

n° apoyos en la base

$$n_{\text{ap}} := 2$$

Reacción axial en la base

$$R_b := \frac{P_{\text{cepa}}}{n_{\text{ap}}} = 365.065 \cdot \text{tonf}$$

Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base

$$H_{\text{min}} := \frac{M_{b70l}}{R_b} = 7 \text{ m}$$

Separación real

$$\text{sepL} := 9\text{m}$$

Debido a ancho en el extremo

### 6.3. Diseño de columnas principales

Nº elementos	$n_{col} := 4$
Compresión por elemento en el extremo	$C_{ex} := \frac{P_{cepa}}{n_{col}} = 182.5325 \cdot \text{tonf}$
Compresión por elemento en la base	$C_{ba} := \frac{\frac{P_{cepa}}{2} + \frac{Mb70t}{sepT}}{n_{col}} = 176.4422 \cdot \text{tonf}$
<b>Area requerida columna</b>	$A_{reqC} := \frac{\max(C_{ex}, C_{ba}) \cdot \Omega \cdot 2}{f_y} = 173.2959 \cdot \text{cm}^2$

### 7. Diseño de torre h=40m

#### 7.1. Ancho basal transversal

Altura cepa	$h40 := 40\text{m}$
Tributación en cepa (no considera mantención al mismo tiempo que sismo)	$P_{cepa} := q_{dis} \cdot L_{vano} + q_{PP\_MET} \cdot h40 = 670.13 \cdot \text{tonf}$
Momento en la base	$Mb40t := P_{sis} \cdot h40 + \frac{q_{PP\_METT} \cdot h40^2}{2} = 2904.38 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
nº apoyos en la base	$n_{ap} := 2$
Reacción axial en la base	$R_b := \frac{P_{cepa}}{n_{ap}} = 335.065 \cdot \text{tonf}$
Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base	$H_{min} := \frac{Mb40t}{R_b} = 9 \text{ m}$
Separación real	$sepT := 10\text{m}$

#### 6.2. Ancho basal longitudinal (por flexibilidad, se tributa solo un 50% del total longitudinal)

Carga sísmica, no considera relave	$P_{sisL} := Kh \cdot Luz \cdot 0.5 \cdot (0.25 \cdot q_{SC\_OP} + q_{PP} - q_{EMB}) = 69.5332 \cdot \text{ton}$
Momento en la base	$Mb40l := P_{sisL} \cdot h40 + \frac{q_{PP\_METT} \cdot h40^2}{2} = 3581.33 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$
nº apoyos en la base	$n_{ap} := 2$
Reacción axial en la base	$R_b := \frac{P_{cepa}}{n_{ap}} = 335.065 \cdot \text{tonf}$
Separación de patas mínimo para que no haya tracción en la base	$H_{min} := \frac{Mb40l}{R_b} = 11 \text{ m}$

Separación real

$$\text{sepL} := 11\text{m}$$

### 7.3. Diseño de columnas principales

Nº elementos

$$n_{\text{col}} := 4$$

Compresión por elemento en el extremo

$$C_{\text{ex}} := \frac{P_{\text{cepa}}}{n_{\text{col}}} = 167.5325 \cdot \text{tonf}$$

Compresión por elemento en la base

$$C_{\text{ba}} := \frac{\frac{P_{\text{cepa}}}{2} + \frac{M_{\text{b40t}}}{\text{sepT}}}{n_{\text{col}}} = 156.3757 \cdot \text{tonf}$$

**Area requerida columna**

$$A_{\text{reqC}} := \frac{\max(C_{\text{ex}}, C_{\text{ba}}) \cdot \Omega \cdot 2}{f_y} = 159.0549 \cdot \text{cm}^2$$