

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE

FACULTAD DE INGENIERIA



Proyecto Integrador Profesional

Tesis de Grado

***DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL DE
PASARELA COLGANTE***

Por

Marina Luz Cartasegna

Directora

Adriana Pernich

Ingeniería Civil

Diciembre 2017, Neuquén

RESUMEN

En la provincia de Neuquén la ganadería caprina y ovina constituye un sistema socio-productivo mixto que concentra el 85% de los ovinos y el 100% de los caprinos que forman parte del stock provincial. Lo cual significa que el 70 % de las UGM (unidad ganadera menor) totales de la provincia se distribuyen en este sistema. El sistema ganadero mixto se desarrolla por crianceros en unidades minifundistas que presentan problemas estructurales, dentro de los cuales nos avoca el estado de las rutas de arreo que se utilizan durante la trashumancia. En este contexto se tiene por objeto diseñar una pasarela colgante de 88 m de longitud sobre el río Agrío en el paraje “La Y” para brindar una vía segura para las personas y el ganado ovino y caprino que atraviesa el paraje.

El diseño de la pasarela presenta tres objetivos interrelacionados, el primero es estimar la carga de los animales y adaptar el tablero y cerramientos a las necesidades de los mismos. Otro objetivo es realizar un estudio hidrológico de la cuenca interviniente a los efectos de asegurar la correcta posición de las torres de la estructura. Y el tercer objetivo es diseñar, modelar y verificar la estructura colgante, definir las uniones, dimensionar las fundaciones y anclajes de los apoyos y seleccionar los accesorios de los cables.

ABSTRACT

In the province of Neuquén goat and sheep farming constitutes a mixed socio-productive system that concentrates 85% of the sheep and 100% of the goats that are part of the provincial stock. Which means that 70% of the total smallest livestock unit of the province are distributed in this system. The mixed livestock system is developed by livestock's owner in smallholding units that present structural problems, within which the state of the routes that are used during the transhumance avocates us. In this context, the aim is to design a hanging 88 m long walkway over the Agrio river in the "La Y" area to provide a safe route for people and the sheep and goats that cross the place.

The design of the walkway has three interrelated objectives, the first is to estimate the load of the animals and adapt the board and enclosures to the animal's needs. Another objective is to carry out a hydrological study of the intervening basin in order to ensure the correct position of the structure's towers. And the third objective is to design, model and verify the suspension structure, define the joints, size the foundations and anchors of the supports and select the accessories of the cables.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Roberto y Lucia por motivarme, acompañarme y darme todo cada día.

A mis hermanas Candela, Diana y Rosa por acompañarme y entender mis ausencias.

A Martin por querer continuar este camino juntos; y a Viviana y Lucio por acompañarnos incondicionalmente.

A Adriana Pernich por su conocimiento, cariño y dedicación para que pudiera desarrollar este trabajo.

A Raúl Rapacioli y Marta Marizza por su predisposición y apoyo brindado para abordar el estudio hidrológico.

A mis compañeros y amigos durante la carrera que hicieron de los días de estudio, enriquecedores momentos.

A mi familia y amigos de la vida por acompañarme y estar siempre presentes.

ÍNDICE DE CONTENIDO

1	INTRODUCCIÓN	1
1.1	MOTIVACIÓN	1
1.2	OBJETIVO GENERAL	1
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.4	ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	2
2	ANTECEDENTES	4
2.1	INTRODUCCIÓN	4
2.2	CONTEXTO POLÍTICO	4
2.3	EMPLAZAMIENTO	4
2.4	CARACTERÍSTICAS DEL RÍO AGRIO	7
2.5	PASARELA EXISTENTE	7
3	CARGAS	12
3.1	INTRODUCCIÓN	12
3.2	ESTADOS DE CARGA CONSIDERADOS	12
3.2.1	<i>Cargas Permanentes</i>	12
3.2.2	<i>Cargas de Uso</i>	12
3.2.3	<i>Carga de Nieve</i>	13
3.3	COMBINACIONES DE CARGA	14
3.4	DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS LÍMITES	16
4	ESTUDIO HIDROLÓGICO	17
4.1	INTRODUCCIÓN	17
4.2	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL Y SOFTWARE UTILIZADO	17
4.2.1	<i>Modelo Digital del Terreno MDT</i>	17
4.2.2	<i>Geospatial Hydrologic Modeling Extension (HEC-GeoHMS)</i>	18
4.2.3	<i>Hydrologic Modeling System (HEC-HMS)</i>	18
4.2.4	<i>Hydrological Engineering Center –River Analysis System (HEC-RAS)</i>	19
4.3	DESARROLLO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO	20
4.3.1	<i>Modelo Digital del Terreno (MDT)</i>	20
4.3.2	<i>HEC-GeoHMS</i>	20
4.3.3	<i>HEC-HMS</i>	21
4.3.4	<i>HEC-RAS</i>	38
5	DISEÑO ESTRUCTURAL	43
5.1	INTRODUCCIÓN	43
5.2	EMPLEO DE CABLES EN OBRAS DE INGENIERÍA	43
5.2.1	<i>Cable Parabólico</i>	44
5.3	GEOMETRÍA DE LA PASARELA	45
5.4	UNIDADES DE MEDIDA	47
5.5	MATERIALES	47

5.6	PREDIMENSIONAMIENTO	48
6	MODELO NUMÉRICO DE LA ESTRUCTURA.....	52
6.1	INTRODUCCIÓN	52
6.2	DESCRIPCIÓN DEL MODELO	52
6.3	VERIFICACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO CON EL PREDIMENSIONAMIENTO.....	54
6.4	INTRODUCCIÓN DE TENSIONES INICIALES	55
6.5	MODELO NUMÉRICO ADOPTADO	55
6.6	ESTUDIO DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA	56
6.6.1	<i>Estudio Dinámico</i>	56
6.6.2	<i>Inestabilidad aeroelástica</i>	58
6.7	CARGA DE VIENTO	65
7	VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA	69
7.1	INTRODUCCIÓN	69
7.2	OBTENCIÓN DE LOS ESFUERZOS	69
7.2.1	<i>Combinaciones de carga para Estados Límites Últimos</i>	69
7.2.2	<i>Combinaciones de carga para Condiciones de Servicio</i>	71
7.3	VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	73
7.3.1	<i>Verificación de los Cables</i>	73
7.3.2	<i>Verificación de los Perfiles</i>	74
7.4	DISEÑO DE LAS UNIONES.....	80
7.4.1	<i>Unión Tablero – Pilares de las Torres</i>	80
7.4.2	<i>Unión Travesaños – Panel Vertical</i>	82
7.4.3	<i>Unión travesaños del tablero</i>	83
7.4.4	<i>Unión diagonales tablero</i>	84
7.4.5	<i>Unión diagonales torres</i>	84
7.4.6	<i>Unión desmontable del tablero</i>	85
7.4.7	<i>Unión torres fundaciones</i>	88
8	DISEÑO DE LAS FUNDACIONES	91
8.1	DISEÑO DE LAS ZAPATAS COMBINADAS.....	91
8.1.1	<i>Dimensionamiento de las zapatas combinadas</i>	91
8.1.2	<i>Armadura de las zapatas combinadas</i>	98
8.2	DISEÑO DEL BLOQUE DE HORMIGÓN PARA LOS TENSORES EXTREMOS DE LA MARGEN IZQUIERDA	101
8.3	DISEÑO DEL ANCLAJE DEL TENSOR EXTREMO DERECHO.....	103
8.4	DISEÑO DEL DADO DE HORMIGÓN PARA LOS TENSORES INFERIORES DE AMBAS MÁRGENES	105
9	CARACTERÍSTICAS PARTICULARES DE LA PASARELA	107
9.1	CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO DEBIDO A LA CARGA DE USO	107
9.2	ELECCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE SUJECCIÓN DE LOS CABLES.....	109
9.2.1	<i>Unión péndola – cable principal</i>	109
9.2.2	<i>Unión péndola – tablero</i>	110
9.2.3	<i>Unión tensores inferiores – tablero</i>	110

9.2.4	<i>Cable principal – torres</i>	111
9.2.5	<i>Unión de los tensores a las fundaciones</i>	112
10	ANEXOS.....	113
10.1	ANEXO 1	113
10.2	ANEXO 2	114
10.3	ANEXO 3	115
	REFERENCIAS.....	119

CAPÍTULO 1

1 INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

Frente al interés del gobierno de la provincia de Neuquén, de ampliar la matriz productiva, para dar lugar a una economía más diversificada e integrada verticalmente, se lleva a cabo el “Plan Productivo Provincial en el desarrollo de un Proyecto Pecuario y Comercial para Neuquén” [Ley 2669, 2009]. El cual tiene por objeto aumentar la eficiencia de la producción pecuaria provincial por mejoramiento en los sistemas productivos, mayor infraestructura de faena y modernización de los sistemas de comercialización.

Refiriéndonos a la ganadería ovina y caprina, el stock de caprinos representa el 16,8% (675886 cabezas de ganado) del stock nacional [López Raggi et al.], siendo Neuquén la segunda provincia en términos de cabezas de ganado caprino del país, produciendo principalmente carne y lana. En cuanto al ganado ovino este representa el 1,12% (167556 cabezas de ganado) de las existencias nacionales y los principales productos que ofrece son fibras como Mohair y Cashemere y carne en su mayoría chivitos.

En la zona Norte la actividad se desarrolla en los departamentos de Minas, Chos Malal, Pehuenches, Norquín y Añelo y es del tipo trashumante con variaciones importantes en cuanto a los desplazamientos, dependiendo de la distancia a las zonas de veranadas. Las trashumancias cortas son de 2 o 3 días y las largas pueden extenderse hasta los 20 y 30 días.

A partir de que, este es un sistema ganadero mixto netamente extensivo con pastoreo del monte o vegetación natural, es de primordial importancia brindarles a los productores primarios una red de rutas de arreo seguras y versátiles que les permita acortar las distancias recorridas durante la trashumancia. En base a esto se procura realizar el proyecto de implantación de una pasarela colgante dentro de una ruta de arreo donde actualmente se encuentra en uso una pasarela en condiciones no aptas ni seguras para la circulación de personas y ganado. Con la intención de que el proyecto quede como referencia para la Dirección Provincial de Vialidad en caso de que sea de interés la concreción del proyecto.

1.2 OBJETIVO GENERAL

El objetivo principal de esta tesis es diseñar y dimensionar una pasarela colgante para el uso de personas y ganado de menor porte sobre el río Agrio. Para lo cual se realiza el reconocimiento del lugar de emplazamiento a fin de conocer la topografía, características del lugar, referencias del curso del río para definir la geometría de la pasarela, y a su vez evaluar las limitaciones de accesibilidad y de transporte de materiales.

Se aborda el diseño de la pasarela colgante con la limitación de contar con escasa información sobre el diseño, modelado y comportamiento de estructuras de este tipo para uso peatonal o ancho menor a una calzada vehicular. Dado que toda la bibliografía encontrada se refiere a estructuras colgantes de puentes carreteros, y las metodologías de diseño en general son muy exigentes para aplicarlas a una pasarela de uso peatonal-animal y con una probabilidad de uso baja como la presente estructura. De este modo se busca obtener un diseño que se adapte a las condiciones del lugar, a las necesidades de los animales y que sea económicamente viable.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Desarrollar el estudio hidrológico en la sección de interés para conocer la cuenca de aporte.
- Evaluar las cargas intervinientes en el cálculo de la estructura. Lo cual implica el estudio de las características zoométricas de los animales ovinos y caprinos para estimar la carga de uso y también calcular la carga de viento mediante el método analítico.
- Diseñar una pasarela colgante para uso peatonal y de animales de menor porte.
- Realizar la modelación de la estructura colgante mediante un software de elementos finitos contemplando la introducción de tensiones iniciales a los cables.
- Estudiar los fenómenos de inestabilidad aeroelástica y evaluar los mismos en la estructura.
- Dimensionar y verificar de los elementos estructurales (perfiles laminados en caliente y cables) empleando la normativa vigente.
- Diseñar las uniones de la estructura
- Seleccionar los elementos de sujeción de los cables.
- Calcular las fundaciones, los bloques de hormigón y el anclaje en roca para la vinculación de la estructura sobre terreno.
- Adaptar los cerramientos y el tablero a las necesidades y comportamiento de los animales ovinos y caprinos.

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

El proyecto integrador se desarrolló en 10 capítulos, a continuación se describe brevemente qué se abordó en cada uno.

Capítulo 2: se menciona el contexto político económico que promovió la elaboración del trabajo y se caracteriza el emplazamiento adoptado, así como la pasarela existente en el sitio.

Capítulo 3: se realiza el análisis de cargas a considerar en la estructura, se evalúan las distintas combinaciones de cargas y se detallan los límites respecto a las deformaciones y desplazamientos.

Capítulo 4: se elabora un estudio hidrológico con el objeto de conocer el tirante máximo del río en la sección de estudio.

Capítulo 5: en primer lugar se describen los cables como elemento estructural y se brinda la formulación matemática de la parábola. Luego se realiza un predimensionamiento de la estructura para luego definir la geometría y materialización de la estructura.

Capítulo 6: se expone como se obtuvo el modelo numérico de la estructura, se realiza el estudio dinámico de la estructura y se calcula la carga de viento.

Capítulo 7: se muestran los esfuerzos de la estructura, se verifican los elementos estructurales y se diseñan las uniones.

Capítulo 8: se dimensionan las fundaciones de las torres, de bloques de hormigón para los tensores inferiores y el tensor extremo izquierdo; y se obtiene el anclaje en roca requerido para el tensor extremo derecho.

Capítulo 9: se describen las características particulares de diseño de la pasarela debido al uso de los animales y se seleccionan los elementos de sujeción de los cables de la estructura.

Referencias: se enlistan las referencias del trabajo.

Anexo 1: Plano con la geometría general de la pasarela.

Anexo 2: Plano con la posición de las fundaciones y bloques de hormigón.

Anexo 3: Figuras de las deformadas de la estructura para las combinaciones de servicio.

CAPÍTULO 2

2 ANTECEDENTES

2.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se presentan las situaciones que motivaron el desarrollo de este proyecto y el contexto político económico en el que se enmarca. Se muestra cómo se determinó el emplazamiento elegido y se lo caracteriza.

2.2 CONTEXTO POLÍTICO

Frente a la necesidad de reconvertir su matriz productiva la Provincia de Neuquén aprueba el Plan Productivo Provincial enmarcado en la Ley Provincial N° 2669. El mismo se encuentra sujeto al período 2009-2018 y busca ampliar la economía fortaleciendo la actividad agroindustrial. Una de las líneas estratégicas es el desarrollo ganadero para la generación de productos naturales de la Patagonia de alta calidad y confiabilidad sanitaria/ecológica (carnes bovinas, ovinas y caprinas). En esta línea está comprendida la creación y/o reacondicionamiento de plantas agroindustriales, frigoríficos, mataderos, bodegas, plantas de empaque y fraccionamiento y servicios relacionados. Mediante plataformas de acuerdo sectorial se desarrollaron documentos sectoriales integrales para cada actividad prioritaria. Siendo la ganadería ovina y caprina un sector prioritario su plan de desarrollo competitivo plantea el siguiente objetivo general.

“Promover la permanencia de la población rural en sus lugares de origen con niveles de calidad de vida creciente, impulsando sustentablemente la actividad de cría y comercialización de ovinos y caprinos, mediante la adecuación de los niveles de carga de los campos, el incremento de la productividad de los animales, la diversificación de productos y la calidad y el valor agregado local, con organizaciones de productores fortalecidas.” [Ley 2669, 2009].

Se establece como una línea de acción la infraestructura hídrica y callejones de arreo, se busca mejorar las condiciones de las rutas pecuarias, incrementando la disponibilidad de agua a través de perforaciones y ampliando la superficie disponible para el arreo.

Dentro del objetivo específico tendría lugar la adecuación del cruce del río Agrio en el paraje “La Y”. Por lo cual se buscó definir una solución a nivel de Anteproyecto para conformar un documento como antecedente para Vialidad Provincial.

2.3 EMPLAZAMIENTO

A partir del año 2012 se inició una etapa de realización de obras de infraestructura vial en el norte de la provincia de Neuquén entre las cuales se pueden mencionar:

- Puente vehicular sobre el río Nahueve (23 de Mayo del 2012). Construido de hormigón prefabricado postesado con una extensión de 75 m y una trocha de 4,15 m. Figura 2.1.

- Puente vehicular sobre el río Neuquén en Andacollo (06 de Junio del 2013). De hormigón armado con una longitud de 120 m, con dos calzadas de 4,15 m y veredas peatonales, totalizando un ancho de 11 m. Figura 2.2.

- Pasarela peatonal y vehicular en Butalón Norte sobre el río Neuquén (25 de Octubre del 2014). Estructura de acero compuesta por un arco reticulado que cubre una luz de 120 m de ancho. Figura 2.3.

- Reparaciones en la pasarela peatonal Huarenchenque sobre el río Agrio entre Las Lajas y Loncopué. Estructura colgante con tablero de madera.

- Puente de Hormigón armado sobre el río Curi Leuvú que une los departamentos de Chos Malal y Minas sobre la ruta provincial N° 43. Las obras se iniciaron en el año 2014, el puente de doble trocha y veredas laterales tendrá una longitud de 250 m y un ancho de 8,30 m.

A continuación se muestran imágenes de las obras antes mencionadas.



Figura 2.1: Puente vehicular sobre el río Nahueve.



Figura 2.2: Puente vehicular sobre el río Neuquén en Andacollo



Figura 2.3: Pasarela peatonal y vehicular en Butalón Norte sobre el río Neuquén.

Esto llevó a investigar sobre problemáticas similares que se pudieran resolver mediante una estructura colgante. Se contó con la ayuda del Sr. José Dustch Director del Distrito III – Chos Malal de la Dirección Provincial de Vialidad, quien sugirió dos puntos problemáticos. La pasarela peatonal de Aquihuecó de 100 m de longitud, sobre el río Neuquén y la pasarela colgante sobre el río Agrio en el paraje “La Y”.

Se decidió desarrollar el proyecto de una pasarela colgante en el paraje “La Y” sobre el río Agrio. El paraje se encuentra sobre la margen del río entre las localidades de Loncopué y El Huecú. Su denominación de paraje se debe a que es un lugar al cual concurren los crianceros con el ganado ovino y caprino, durante la trashumancia. El lugar forma parte de las rutas pecuarias que se trazan en el norte neuquino. Que permiten trasladar los animales desde los campos bajos y áridos, durante las invernadas en el mes de Abril, a los valles altos de las veranadas, durante noviembre. La

necesidad de la pasarela surge en las veranadas, cuando el caudal del río Agrío es mayor y no permite que el ganado de pequeño porte cruce normalmente generando la pérdida de ganado.

Frente a esta situación los crianceros que transitan el cruce construyeron una pasarela colgante que se encuentra en muy mal estado.

Debido a la dificultosa accesibilidad y lejanía de los centros poblados se busca desarrollar un diseño estructural que sea fácilmente transportable, que no requiera de cantidades importantes de agua y agregados aptos para mezclas de hormigón y minimizar la cantidad de tareas de fabricación in situ.

2.4 CARACTERÍSTICAS DEL RÍO AGRÍO

El Río Agrío nace en el Volcán Copahue y desemboca en el río Neuquén. A lo largo de los 400 km de extensión se van modificando sus características fisicoquímicas. La zona superior del cauce se desarrolla hasta el lago Caviahue y en este tramo las aguas tienen un color blanquecino y turbio, de aspecto lechoso debido al alto contenido de ácido sulfúrico. El Río Agrío inferior experimenta menores contenidos de ácido sulfúrico dado que en su trayecto recibe el aporte de arroyos de mediana importancia. En la Figura 2.4 se muestra en color celeste el curso del Río Agrío, las ciudades aledañas y las rutas existentes.



Figura 2.4: Curso del Río Agrío.

2.5 PASARELA EXISTENTE

La pasarela existente se encuentra constituida por un tablero de madera sostenido por cables tensados los cuales tienen seis apoyos. Los cuatro apoyos intermedios están materializados con gaviones y dos postes de tubos estructurales en los extremos. En las Figura 2.5 a la Figura 2.11 se muestran fotografías tomadas durante la visita al lugar. En la Figura 2.12 se muestra el perfil relevado mediante una nivelación geométrica y en la Tabla 2-1 se detallan las distancias (d) y

elevaciones (h) obtenidas respecto del plano visual del punto de estación PE ubicado a 1.42 m sobre el terreno natural.



Figura 2.5: Pasarela existente en Paraje “La Y” (desde aguas arriba).



Figura 2.6: Pasarela existente en Paraje “La Y” (desde aguas abajo).



Figura 2.7: Pasarela existente en Paraje “La Y” (ingreso al tablero y vista del cauce de margen derecha).



Figura 2.8: Pasarela existente en Paraje “La Y” (Vista general del tablero, el cable principal y cables de soporte de la malla de resguardo).



Figura 2.9: Estado del tablero de la pasarela existente.



Figura 2.10: Vista del tablero de la pasarela existente desde la margen izquierda.



Figura 2.11: Corral y acceso a pasarela existente en la margen izquierda.



Figura 2.12: Perfil del cauce del río y se indican los puntos de la Tabla 2-1.

Punto	h [m]	d [m]
PE	1.42	0
P00	-3.3	4.9
P01	0.19	-3.8
P02	0.1	-5.7
P03	-3.3	25
P04	-4.6	50
P05	-4.3	69

Tabla 2-1: Valores de los puntos relevados en la nivelación geométrica.

CAPÍTULO 3

3 CARGAS

3.1 INTRODUCCIÓN

A continuación se describirán los distintos estados de carga considerados en el diseño de la pasarela y las distintas combinaciones de carga adoptadas.

Las acciones adoptadas para el proyecto son acciones permanentes y acciones variables. Las primeras son acciones que tienen pequeñas e infrecuentes variaciones, durante la vida útil de la estructura. Estas presentan tiempos de aplicación prolongados por ejemplo el peso propio de la estructura. Mientras que las acciones variables tienen elevada probabilidad de ocurrir, variaciones frecuentes y continuas no despreciables en relación a su valor medio. Entre las cuales consideramos el peso de los animales que la transitan, la acción de la nieve y el hielo, y la acción del viento.

Las acciones accidentales son aquellas que tienen pequeña probabilidad de actuación durante la vida útil de la construcción pero con un valor significativo para la misma. Podemos nombrar la acción del sismo, de tornados, movimientos de suelos, impactos de vehículos y avalanchas de nieve y piedras entre otras. En este caso no se consideran este tipo de acciones por su baja probabilidad de ocurrencia y muy bajo riesgo que generen.

3.2 ESTADOS DE CARGA CONSIDERADOS

3.2.1 Cargas Permanentes

Dado que la estructura es modelada en un software de elementos finitos, el peso propio de los elementos estructurales se asigna automáticamente de acuerdo a las propiedades mecánicas del material y a la geometría de los elementos. Las densidades de los materiales adoptados se especifican en la sección 5.5.

El diseño de la pasarela presenta el tablero y el cierre lateral de metal desplegado pesado. Se adopta una carga permanente de 200 N/m^2 para el cerramiento permeable al viento y agua.

3.2.2 Cargas de Uso

Como el uso de la pasarela está destinado a ganado ovino y caprino fue necesario realizar una estimación de la carga, dado que no se encontraron valores de referencia.

Se indagó en estudios estadísticos acerca de las características zoonómicas de las especies mencionadas. No se encontraron estudios específicos de las cabras y corderos del norte neuquino. Pero las razas que se presentan tienen características similares al ganado del norte del país. En base a los trabajos estadísticos utilizados (a) [Revidatti et al., 2007], (b) [Peña et al., 2013], (c) [Fernández et al., 2014] y (d) [Petrina et al., 2011] se determinó la carga de uso.

De las características zoométricas que se estudian (Figura 3.1), nos interesan Peso Vivo (PV), Ancho de la Grupa (ANG) y Largo del Cuerpo (LCU). En la Tabla 3-1 se muestran los valores medios brindados por los trabajos mencionados, siendo N el tamaño de la muestra. El trabajo (b) brinda información sobre cuatro regiones de Argentina, Salta (SAL), Buenos Aires (BA), Corrientes (CO) y Santiago del Estero (SAN).

1. Alzada a la cruz (ACR.) *
2. Alzada a la grupa (AG) *
3. Diámetro longitudinal (DL) *
4. Altura al esternon (AES) *
5. Diámetro dorsoesternal (DD) *
6. Diámetro bicostal (DB) **
7. Distancia entre encuentros (DE) **
8. Anchura de grupa (AG) **
9. Anchura de cabeza (ACF) **
10. Longitud de grupa (LG) ***
11. Longitud de la cabeza (LCF) ***
12. Longitud de la cara (LR) ***
13. Perímetro torácico (PT) ***
14. Perímetro de caña (PC) ***
15. Diámetro del hocico (DH) ***

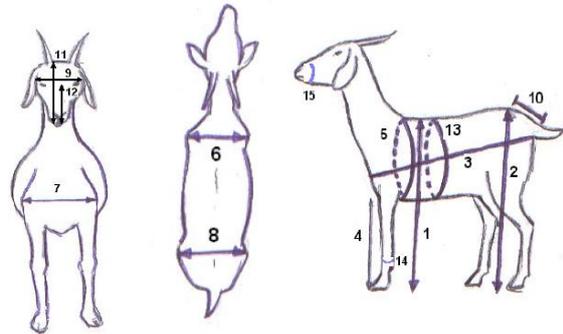


Figura 3.1: Características zoométricas.

Estudio	N	PV [kg]	LCU [cm]	ANG [cm]	Área [m ²]	Carga		
						[kg/m ²]	[kN/m ²]	
a	185	37,90	70,40	15,30	0,70	107,67	1,08	
b	SAL	45	25,56	64,20	22,00	0,64	79,63	0,80
	BA	60	29,85	62,38	19,40	0,62	95,70	0,96
	CO	41	44,68	66,24	22,39	0,66	134,90	1,35
	SAN	60	33,57	67,70	17,17	0,68	99,17	0,99
c	124	41,93	96,22	15,55	0,96	87,15	0,87	
d	49	38,90	68,40	20,10	0,68	113,74	1,14	

Tabla 3-1: Valores de las características zoométricas de los animales.

En base a la información estadística se consideró como carga al peso de dos animales de 38,9 kg en un área de influencia igual al ancho de la pasarela por el largo del animal de 68,40 cm. Se adopta como carga viva el valor de 1,14 kN/m², dicha carga se considera aplicada en toda la longitud de la pasarela, salvo para las combinaciones de estados de servicio en las que se indique lo contrario.

3.2.3 Carga de Nieve

A pesar que se prevé que la pasarela tenga un tablero de metal desplegado, para la verificación de la estructura se va a considerar la carga de nieve de modo preventivo, en caso de que llegara a modificarse la configuración del tablero por madera u otra terminación.

La carga de nieve se calcula según [CIRSOC 104, 2005].

Se considera que el tablero tiene una pendiente lateral menor a 5° con lo cual es una cubierta plana.

La carga de nieve sobre cubiertas planas se determina mediante la expresión [CIRSOC 104, 2005]:

$$p_f = 0,7 C_e C_t I p_g \quad [\text{kN/m}^2] \quad (3-1)$$

Siendo:

p_f Carga de nieve

C_e Factor de exposición

C_t Factor térmico

I Factor de Importancia

p_g Carga de nieve a nivel del terreno

Se considera una categoría de exposición del terreno tipo C, dado que es un terreno abierto con obstrucciones dispersas menores a 10 m, y una cubierta totalmente expuesta. Con esto se obtiene el factor de exposición $C_e=0,9$ de la Tabla 2 del reglamento.

El factor térmico C_t se obtiene de la Tabla 3 y se adopta el valor $C_t=1,2$ dado que es una estructura no calefaccionada.

Del apéndice B se obtiene que a la estructura le corresponde la Categoría I ya que es una instalación de uso agrícola y representa un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla. Para esta categoría de la estructura se le asigna un factor de importancia $I = 0,8$.

La carga de nieve se considera igual a la correspondiente para la localidad de El Huecú por la cercanía que tiene el emplazamiento con la isoquiona de $2,5 \text{ kN/m}^2$. Y se adopta una altura sobre el nivel del mar $HSNM=1150 \text{ m}$. Se calcula la carga de nieve con la expresión (3-2)

Resultando:

$$p_f = 0,7 * 0,9 * 1,2 * 0,8 * 2,5 \text{ kN/m}^2 \quad (3-2)$$

$$p_f = 1,51 \text{ kN/m}^2$$

A su vez para $p_g > 1 \text{ kN/m}^2$ el valor de p_f debe ser mayor o igual al siguiente valor mínimo indicado para cubiertas de baja pendiente.

$$p_f \geq I = 0,8 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Condición que se verifica.}$$

De acuerdo a 9.1 el tablero va a ser parcialmente permeable a las precipitaciones de nieve, por lo cual se considera que se acumulará en el tablero una carga de nieve igual al 50% de la carga de cálculo, por lo cual la carga de nieve adoptada es $S = 0,75 \text{ kN/m}^2$.

3.3 COMBINACIONES DE CARGA

Dado que la estructura se diseña considerándola formada por perfiles laminados en caliente y cables, es necesario realizar combinaciones de carga que permitan verificar ambos tipos de elementos.

Como la resistencia de los cables se verifica con un factor de seguridad $FS = 5$ (sección 7.3.1), se utilizan las condiciones de servicio para la verificación de los mismos. En los estados de servicio se debe preservar el uso, aspecto, mantenimiento, para un uso normal.

Mientras que el resto de la estructura se verifica mediante el método de los Estados Límites Últimos.

Para las acciones intervinientes en el proyecto, [CIRSOC 301, 2005] establece las siguientes combinaciones de carga para los estados límites últimos y para los estados de servicio.

a) Estados Límites Últimos

1. $1,4 D$
2. $1,2 D+1,6 L+0,5 S$
3. $1,2 D+1,6 S+0,8 W$
4. $1,2 D+1,6 L+0,8 W$
5. $1,2 D+1,5 W+0,5 S$
6. $0,9 D+1,5 W$

Dado que la sobrecarga de uso se considera aplicada en toda la longitud de la pasarela es redundante mayorar esta carga un 60% por lo cual se define esta carga sin mayorar para las combinaciones correspondientes a los estados de servicio.

b) Estados de Servicio

1. $D+L+S$
2. $D+W$
3. $D+0,7 (L+S+W)$
4. $D+0,7 W$
5. $D+0,7 (L+S)$
6. $D+0,6 (L+S)+0,6W$

Siendo:

D = peso propio o carga permanente

L = sobrecarga útil de ocupación

S = acción de la nieve

W = acción del viento

Debido a que el objeto de verificar estados de servicio es verificar la estructura bajo las condiciones normales de uso, se consideran los siguientes estados de carga.

7. La mitad de la carga de los animales de un lado
8. La carga de los animales en los tercios extremos
9. La carga de los animales en el tercio central
10. La carga de los animales en los dos quintos centrales
11. La carga de un animal de porte mayor (se consideró el peso de un buey de 600 kg.)

3.4 DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS LÍMITES

De acuerdo al apéndice L del [CIRSOC 301, 2005] el valor máximo para las deformaciones de la estructura bajo la peor combinación de servicio debe ser menor o igual a los siguientes valores:

- c) Deformaciones verticales: considerando que la deformación puede afectar el aspecto se adopta $L/300$, siendo L la distancia entre apoyos. Resulta una deformación máxima de 29 cm.
- d) Desplazamiento lateral: desplazamiento total del edificio referido a su altura total $H_T/300$ siendo H_T la altura total del edificio. El desplazamiento lateral límite es 2,6 cm.

Dado que la estructura en cuestión no es un edificio y que no existe reglamentación que limite este valor para pasarelas colgantes, sólo se tomará este valor como indicativo.

CAPÍTULO 4

4 ESTUDIO HIDROLÓGICO

4.1 INTRODUCCIÓN

Dado que las aguas del río Agrío tienen alto contenido de sustancias agresivas se va a definir la longitud de la pasarela de modo que las fundaciones de la estructura y la parte inferior de las torres no queden dentro del cauce del río. Por lo cual es necesario conocer el tirante máximo probable que puede sufrir el río Agrío en la sección de interés.

El estudio hidrológico se inicia a partir de un Modelo Digital del Terreno (MDT), el cual se procesa con el software ArcGis [Rapacioli, 2013] junto a un conjunto de herramientas provistas por HEC-GEO-HMS [Nanía, 2007] que permiten delinear cuencas y subcuencas con sus correspondientes redes de drenaje, creando así los archivos de entrada para el modelo HEC HMS [Nanía, 2007].

HEC-HMS es un software creado por el Cuerpo de Ingenieros de USA que permite, entre otros, simular el proceso lluvia – escorrentía. Además de la caracterización de la cuenca el modelo requiere una tormenta de diseño que debe ser desarrollada para la cuenca de estudio.

Luego de obtener el caudal máximo estimado, junto con el perfil transversal del punto de estudio, se emplea el programa HEC-RAS [US Army Corps of Engineering Center (1), 2010] con el objeto de conocer el tirante máximo probable para un tiempo de recurrencia dado.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL Y SOFTWARE UTILIZADO

4.2.1 Modelo Digital del Terreno MDT

“Un MDT (modelo digital del terreno) es una estructura numérica de datos que representa la distribución espacial de una variable cuantitativa y continua” [Felicísimo, 1999] que representa la superficie de la tierra.

Usualmente las estructuras numéricas empleadas son mallas regulares, a través de una representación raster y Red Irregular de Triángulos (TIN) (Figura 4.1) siendo una representación vectorial. Con lo cual el MDT sólo representa variables cuantitativas y la necesidad de continuidad requiere un comportamiento suave de la variable. Aunque se pueden representar diferentes variables en un MDT, generalmente la variable adoptada es la altura del terreno, con lo cual se cuenta con un Modelo Digital de Elevaciones (MDE).

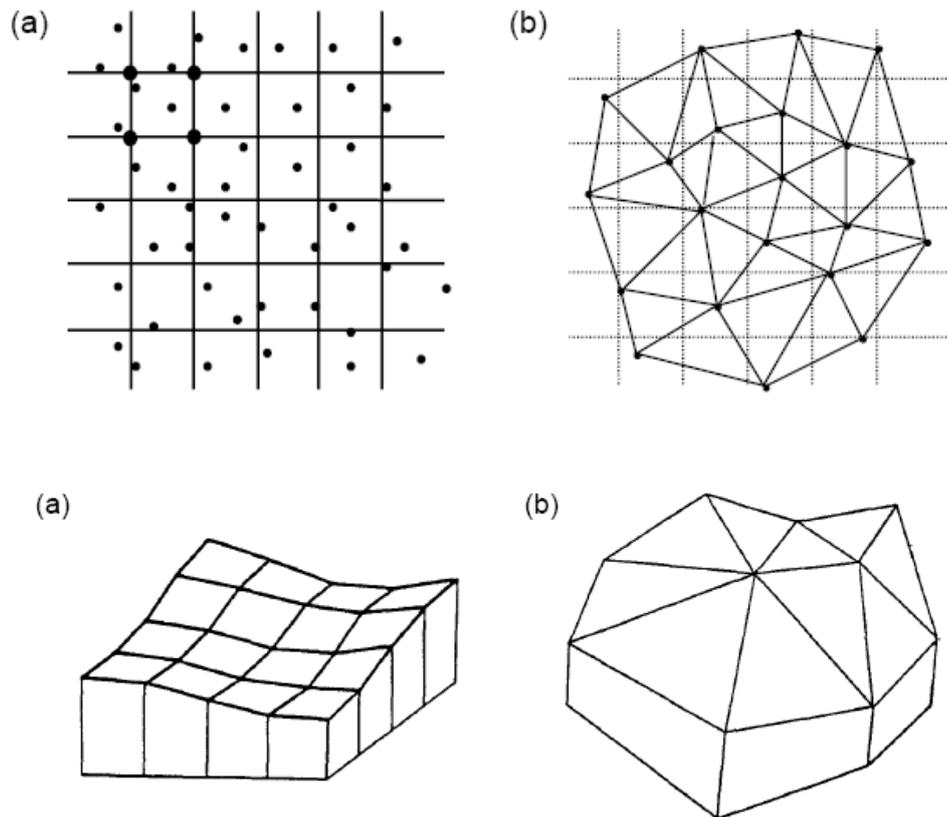


Figura 4.1: Representación 3D y 2D de las formas de representación numérica.

4.2.2 Geospatial Hydrologic Modeling Extension (HEC-GeoHMS)

Es una herramienta hidrológica geoespacial desarrollada para ingenieros e hidrólogos con limitada experiencia con el software GIS. La herramienta se utiliza en el entorno de ArcGIS junto con la extensión Spatial Analyst y genera modelos hidrológicos para utilizar en HEC-HMS. A partir del análisis del MDT transforma las vías de drenaje y los límites de las cuencas hidrográficas en una estructura de datos hidrológicos que representa la red de drenaje.

4.2.3 Hydrologic Modeling System (HEC-HMS)

Es un programa de simulación hidrológica de eventos, lineal y semidistribuido y da como resultado hidrogramas a la salida de la cuenca o subcuencas. Permite simular los procesos hidrológicos completos de sistemas de cuencas dendríticas. Incluye procedimientos de análisis hidrológicos tradicionales como la infiltración, hidrogramas unitarios y el enrutamiento hidrológico. También incluye los procedimientos que permiten la simulación continua incluyendo la evapotranspiración, el deshielo y la ponderación de la humedad del suelo. En otras palabras permite simular el proceso de precipitación-escorrentía en cuencas. Puede ser utilizado en pequeñas cuencas urbanas, o en grandes cuencas sin intervención. Los resultados se pueden aplicar para estudios de disponibilidad de agua, drenaje urbano, observación de flujo, impacto de intervenciones en cuencas, reducción del daño por inundaciones, operación de sistemas, etc.

Para simular la respuesta hidrológica de una cuenca, HEC-HMS utiliza los siguientes componentes.

4.2.3.1 *Módulo de la Cuenca:*

Es utilizado para representar la parte física de la cuenca. Se desarrolla un modelo de la cuenca mediante elementos hidrológicos junto con la inclusión de las características morfométricas y las condiciones del suelo. Estos emplean modelos matemáticos para describir los procesos físicos en la cuenca.

4.2.3.2 *Módulo Meteorológico*

Calcula la entrada de precipitación que requiere un elemento de subcuenca. El modelo meteorológico puede usar precipitación puntual o por celdas y puede modelar precipitación sólida y líquida junto con la evapotranspiración.

4.2.3.3 *Módulo de Control*

Se definen las fechas de inicio y culminación de los datos de lluvia y caudal para la simulación (u optimización) y los intervalos de tiempo para la realización de los cálculos.

4.2.4 **Hydrological Engineering Center –River Analysis System (HEC-RAS)**

Es un programa de modelización hidráulica unidimensional compuesto por cuatro tipos de análisis de ríos:

- Modelización de flujo en régimen permanente
- Modelización de flujo en régimen no permanente
- Modelización del transporte de sedimentos
- Análisis de calidad de aguas

Permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua por lo que su objetivo principal es realizar el manejo de crecidas, determinación de líneas de ribera y estudios de seguridad contra inundaciones. También se pueden analizar secciones compuestas dado que puede considerar diferentes rugosidades para cada porción de la sección transversal; y a su vez se pueden considerar los efectos producidos por obstrucciones como puentes, alcantarillas, vertederos y otras estructuras.

En este trabajo se realiza la modelación de flujo en régimen permanente. Este componente del sistema de modelación se emplea para calcular los perfiles de superficies de agua para flujos gradualmente variables en régimen permanente. El programa puede manejar una red de canales, un sistema dendrítico o un simple tramo de río. El estudio de flujos en régimen permanente es posible modelarlo en regímenes subcríticos, supercríticos y mixtos.

El procedimiento computacional básico se basa en la solución de la ecuación unidimensional de la energía. Las pérdidas de energía son evaluadas por fricción (Ecuación de Manning) y por contracción / expansión (Coeficiente que se aplica al término de variación de energía de

velocidad). La ecuación de momento se utiliza cuando el perfil del pelo de la superficie de agua varía rápidamente. Estas situaciones incluyen el cálculo de flujo en régimen mixto (es decir, saltos hidráulicos), hidráulica de puentes y la evaluación de perfiles en la confluencia de los ríos.

4.3 DESARROLLO DEL ESTUDIO HIDROLÓGICO

4.3.1 Modelo Digital del Terreno (MDT)

La base de la modelación hidrológica es el MDT del área de estudio, para ello se dispone del MDT de la provincia del Neuquén. El archivo tiene un tamaño de celda de 45 m x 45 m y las siguientes características de georreferenciación:

Marco de referencia: POSGAR 94 (Posiciones Geodésicas Argentinas año 1994)

Elipsoide de referencia: WGS 84

Sistema de proyección: POSGAR_1994_Argentina_Zone_2

Se redujo el área de análisis al área de estudio. En la Figura 4.2 se muestra en escala de grises el MDT de la Provincia del Neuquén y en escala de azules el archivo raster reducido al área de interés.

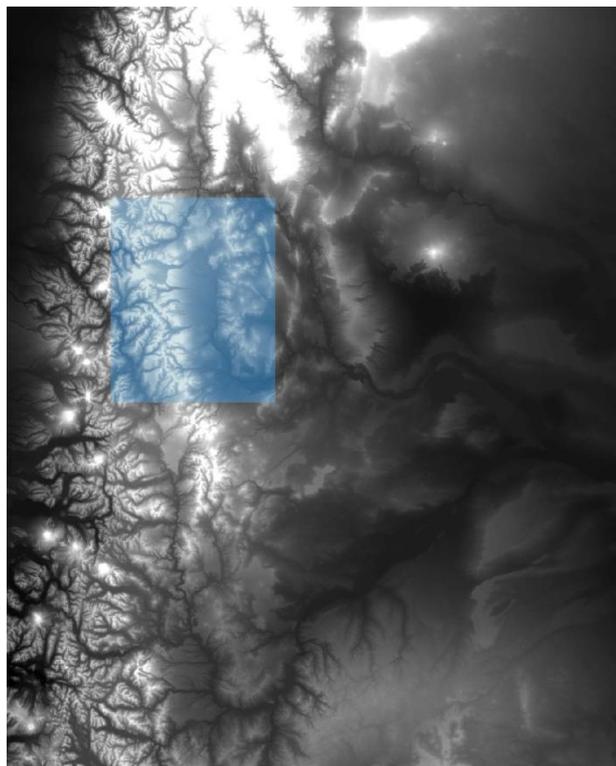


Figura 4.2: Modelo digital del terreno, Provincia de Neuquén.

4.3.2 HEC-GeoHMS

Se ha utilizado HEC Geo HMS para corregir y definir la red de drenaje y cuencas y subcuencas. A los fines del estudio, el punto en el cual se desea conocer los caudales, coincide con la ubicación de la pasarela y se observa en la Figura 4.3.

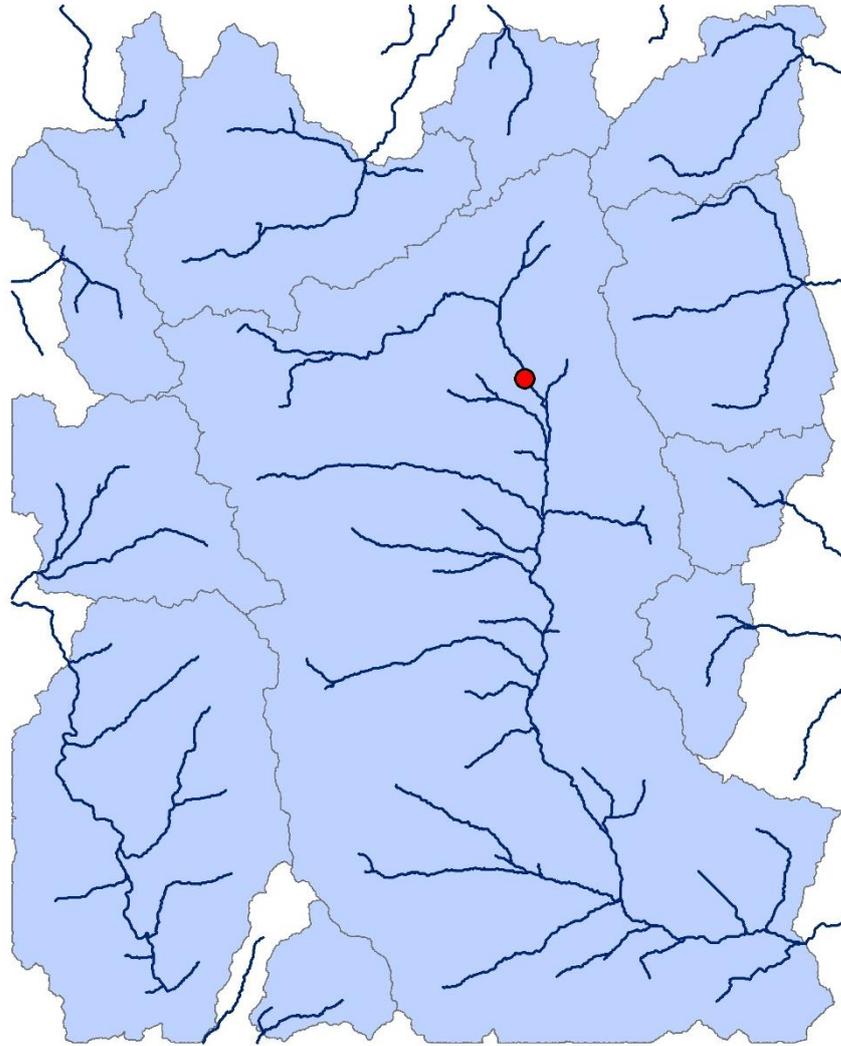


Figura 4.3: Definición de red de drenaje del Río Agrio.

4.3.3 HEC-HMS

El procesamiento se realiza con la versión HEC HMS versión 3.5. A continuación se detallan las consideraciones adoptadas en cada modelo del proyecto.

4.3.3.1 Módulo de la Cuenca

Se consideran las cuencas y subcuencas delimitadas con HEC Geo-HMS como modelo de cuenca y no se realizan modificaciones. En la Figura 4.4 se muestra la cuenca de estudio, los aportes de las subcuencas W180 y W120 se unen en el elemento Unión J25 y el recorrido de dicho caudal al punto final de la subcuenca W160 se modela mediante el elemento Tramo de tránsito R80. La salida de la cuenca es modelada por el elemento Salida 1y el mismo recibe el caudal del elemento Tránsito y el aporte de la cuenca W160.

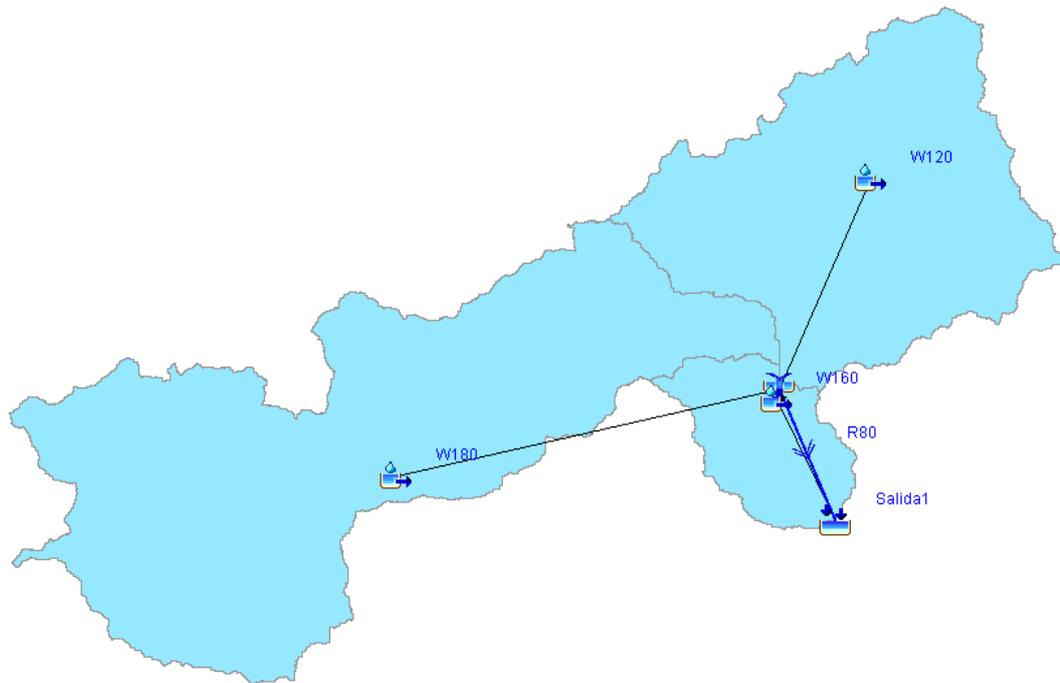


Figura 4.4: Cuencas y subcuencas en la zona de interés del Río Agrío.

4.3.3.1.1 Modelación de las subcuencas

Se han obtenido 3 subcuencas, estas se denominan W120, W160 y W180. Para cada subcuenca se debe definir su área en km² en este caso viene por defecto del modelo exportado de HEC Geo-HMS y en el modelo se deben definir los métodos que se adoptaran para simular el proceso precipitación-escorrentía. En este estudio sólo se modela la humedad del suelo y se emplea un método para transformar lluvia en escorrentía. No se considera caudal base.

Para caracterizar la humedad del suelo se emplea el método del Soil Conservation Service “SCS Curve Number”. Los parámetros a definir son los siguientes:

- a) Pérdidas iniciales [mm]: se adoptan nulas.
- b) Número de Curva CN [adim.]
- c) Área Impermeabilizada [%]: se adopta nula.

4.3.3.1.1.1 Obtención del Número de Curva CN

Se obtiene un mapa promedio de CN para cada subcuenca. Para estimar el CN de las subcuencas se evaluó la textura del suelo en el área en estudio. Teniendo como base un archivo de las texturas del suelo de la Provincia del Neuquén, se extrajo la cobertura según el área de estudio, se completaron los datos faltantes y se incorporó una columna con información de Grupo Hidrológico de Suelo (GHS) (Figura 4.5).

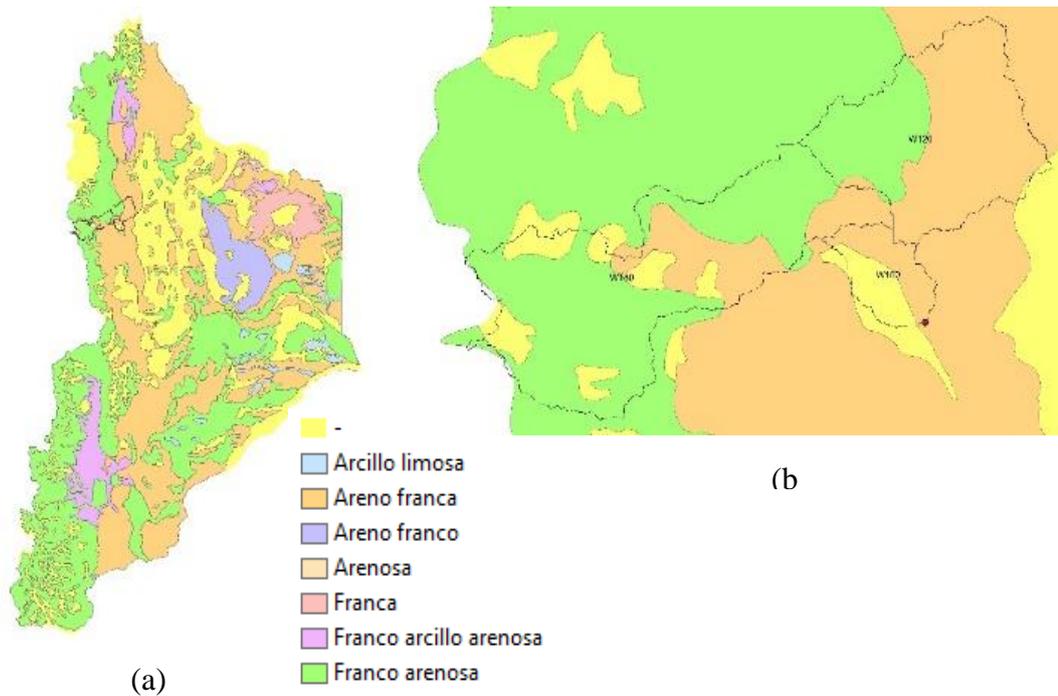


Figura 4.5: Tipos de suelo. a) Provincia de Neuquén. b) Zona en estudio.

La designación del GHS se realizó en función de la identificación de los grupos hidrológicos de suelos detallada en la Tabla 4-1.

GHS	Descripción	Tipo de Suelo según Textura
A	Tienen alta velocidad de infiltración, aún cuando están muy húmedos. Consisten principalmente en arenas o gravas profundas, bien a excesivamente drenadas. Estos suelos tienen alta velocidad de transmisión.	Arenoso Arenoso-limoso
B	Tienen moderadas velocidades de infiltración cuando están bien húmedos. Consisten principalmente en suelos moderadamente profundos a profundos, moderadamente bien drenados a bien drenados, con textura moderadamente fina a moderadamente gruesa. Con moderada velocidad de transmisión.	Franco-arenoso Franco Franco-arcilloso-arenoso Franco-limoso
C	Tienen infiltración lenta cuando están muy húmedos. Consisten principalmente en suelos con una capa que impide el descenso del agua, o suelos con textura moderadamente fina a fina. Tienen lenta transmisión de agua.	Franco-arcilloso Franco-arcilloso-limoso Arcillo-arenoso

D	Tienen infiltración muy lenta cuando están muy húmedos. Consisten principalmente en suelos de arcilla con alto potencial de expansión. Tienen lenta transmisión de agua,	Arcilloso
---	---	-----------

Tabla 4-1: Grupos hidrológicos de suelo.

Para la textura areno franca se designó el GHS A y para la franco arenosa el GHS B, obteniéndose el siguiente mapa de GHS (Figura 4.6).

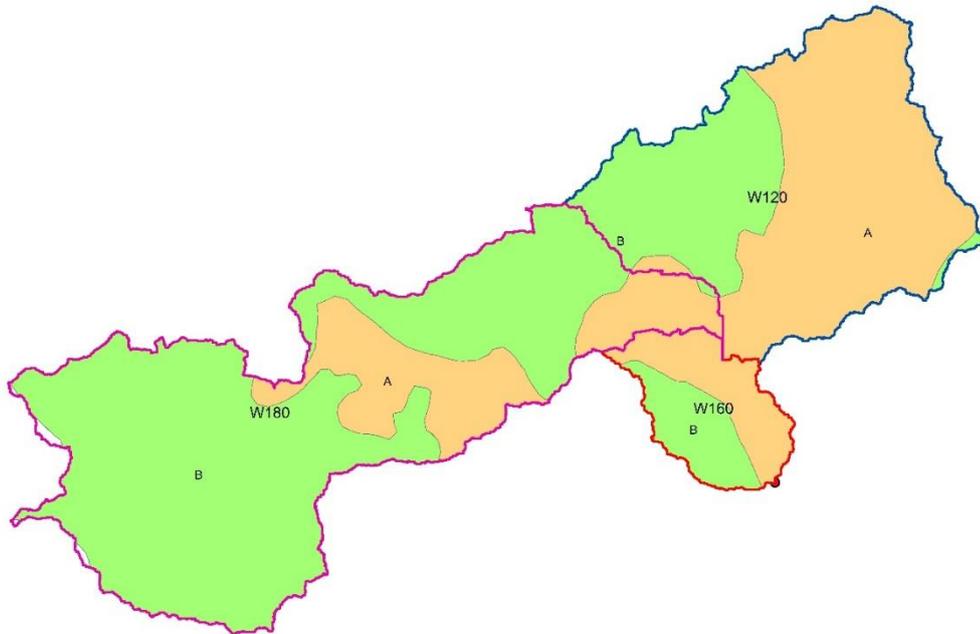


Figura 4.6: Mapa de los grupos hidrológicos del suelo en el área de interés.

De acuerdo al [Atlas de la Provincia del Neuquén] la zona de estudio presenta predominantemente una vegetación estepa arbustiva herbácea (Figura 4.7). En esta zona las precipitaciones varían de 500 a 200mm anuales. La vegetación cubre del 20 al 40% de la superficie del suelo, predominando las gramíneas de hojas duras (coirones, el neneo). Ocasionalmente aparecen arbustos como el calafate o el molle. En zonas más pedregosas o con afloramientos rocosos las gramíneas se reemplazan por otros arbustos. En valles y cañadones, según la cantidad de agua y el tipo de suelo, se encuentra una asociación en la que domina el hunguillo y en los bajos salitrosos aparece el césped de pasto salado. En las Figura 4.8 (a, b y c) se muestran imágenes de la vegetación existente en el lugar de emplazamiento del proyecto.



Figura 4.7: Atlas de la Provincia de Neuquén, vegetación.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.8: Relevamiento fotográfico de la vegetación en la zona de interés. a) b) c)

El Soil Conservation Service (S.C.S.) provee la siguiente designación de CN de acuerdo a un GHS y un uso del suelo y cubierta (Tabla 4-3). Estos valores corresponden a la condición de humedad antecedente media del suelo (AMCII), la cual es conservador para este proyecto.

DESCRIPCION DEL USO DEL SUELO Y CUBIERTA	TIPO HIDROLOGICO DE SUELO			
	A	B	C	D
- Suelo descubierto	77	86	91	94
- Estepa Arbustiva:				
a) Con menos del 5% de cobertura herbácea				
Cobertura entre el 5 - 20%	72	81	88	91
Cobertura entre el 20 - 30%	70	80	87	90
Cobertura entre el 30 - 40%	68	79	86	89
Cobertura mayor del 40%	51	70	80	84
b) Con más del 5% de cobertura herbácea				
Cobertura entre el 5 - 20%	71	80	87	90
Cobertura entre el 20 - 30%	68	78	85	88
Cobertura entre el 30 - 40%	66	77	84	87
Cobertura mayor del 40%	49	68	78	82
- Estepa halófito	70	80	87	89
- Estepa halófito - higrófito	51	70	80	84

Tabla 4-2: Valores del índice CN para áreas aluvionales semiáridas (INCYTH, 1980)

Según Tabla 4-2 para estepa arbustiva herbácea con 5% de cobertura herbácea y cobertura entre un 20-30% del suelo, se deducen los CN para los GHS mostrados en la Tabla 4-3:

GHS	CN
A	68
B	78

Tabla 4-3: Grupos hidrológicos de suelo y curva número.

De acuerdo a la Figura 4.6 se obtienen los porcentajes de GHS correspondientes a cada subcuenca y realizando un promedio ponderado se obtiene el CN para cada subcuenca, que se presenta en la Tabla 4-4.

	Posición Subcuenca	E	S	O
	Nombre	120	160	180
Área	A	214,31	41,14	108,44
	B	113,68	33,78	411,90
%	A	65	55	21
	B	35	45	79
CN	A		68	
	B		78	
CN Ponderado		71	73	76

Tabla 4-4. Curvas número para cada subcuenca en estudio.

Para modelar la transformación lluvia – escorrentía se utiliza el Hidrograma Unitario Sintético del Soil Conservation Service. Los parámetros involucrados se detallan a continuación:

- Tipo de gráfico: se considera el estándar.
- Tiempo de retardo T_{lag} [h, min]: es el tiempo que transcurre desde el centro de gravedad del hietograma de la precipitación neta hasta la cresta del hidrograma. Se considera como 0,6 del tiempo de concentración de la subcuenca.

4.3.3.1.1.2 Cálculo del Tiempo de Retardo T_{lag}

Para calcular el tiempo de retardo es necesario conocer el tiempo de concentración de cada subcuenca. Siendo este el tiempo necesario para que una gota de agua que cae en el punto más alejado hidráulicamente, llegue a la salida o al punto de consideración establecido. Existen tres vías por las cuales el agua puede ser transportada:

- Flujo superficial o flujo en lámina: se desarrolla en las cabeceras de los cursos de agua, en forma de lámina distribuida sobre una superficie y tiene un tirante muy pequeño. Cuando el tamaño de la cuenca decrece, mayor preponderancia tiene el flujo superficial.
- Flujo concentrado poco profundo: es el flujo encauzado de pequeño tirante tal que la existencia de obstáculos o la labranza de suelos pueden afectar su dirección. Este flujo se desarrolla en cauces y conductos menores y también en cordones cunetas.
- Flujo en cursos: es el flujo encauzado que se desarrolla en cauces, canales y conductos mayores. Posee un tirante mayor que el flujo concentrado poco profundo.

En este caso se emplea la Ecuación de [Témez, 1991], que se desarrolló para cuencas donde predomina el flujo en cauce. En la ecuación (4-1) se muestra la formulación y en la Tabla 4-5 los datos y resultados obtenidos para cada subcuenca. La longitud y pendiente del cauce principal corresponden a los valores del cauce más largo de cada subcuenca.

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L_c}{S^{1/4}} \right)^{0,76} \quad (4-1)$$

- Siendo:
- t_c : tiempo de concentración [hs]
 - L_c : longitud del cauce principal [km]
 - S : pendiente media del cauce principal [m/m]

Posición Subcuenca	E	S	O
Nombre	120	160	180
A [km ²]	327,99	74,92	520,34
L [m]	30825,25	18066,38	67087,12
S:Pendiente [m/m]	0,029391	0,008746	0,026518
Tc [hs]	7,9	6,7	14,6
T_{lag} [min]	285,78	239,72	526,26

Tabla 4-5: Tiempo de retardo de cada subcuenca.

4.3.3.1.2 Modelación de los elementos hidrológicos Unión y Salida

Para la modelación de los elementos hidrológicos Unión J25 y Salida 1 (Figura 4.4) no es necesario realizar ajustes dado que las conectividades de los mismos provienen del modelo exportado de HEC-GeoHMS. No se realiza la calibración del modelo dado que no se cuenta con valores de mediciones de caudales.

4.3.3.1.3 Modelación del elemento hidrológico Tramo de tránsito

Para modelar la propagación de caudales en el Tramo R80 (Figura 4.4) se emplea el método de Muskingum y no se consideran aportes ni pérdidas al flujo durante el recorrido del tramo. El método es un modelo empírico que requiere de los siguientes parámetros de entrada.

- Factor de tiempo de viaje K [hs], es constante para todo el tramo.
- Factor adimensional de ponderación del amortiguamiento o retardo X (entre 0 y 0,5)
- Número de subdivisiones para los tramos: se adopta un tramo.

Se considera que el flujo durante el recorrido sufre una atenuación de un 20% con lo cual $X=0,2$. El factor de tiempo de viaje K puede asimilarse al tiempo recorrido de la onda cinemática, de un tramo a otro del tramo estudiado. Como se conoce el tiempo de concentración y se conoce el perfil que describe el camino de flujo más largo de la cuenca W160 (ver Figura 4.6) y dada la cercanía entre el punto del elemento Unión y el centroide de la cuenca W160 (representado por un asterisco rojo en la Figura 4.9) se opta por considerar que estos dos puntos coinciden. Por relación entre la ubicación del centroide y el tiempo de concentración se obtiene la duración que demanda el recorrido del tramo.

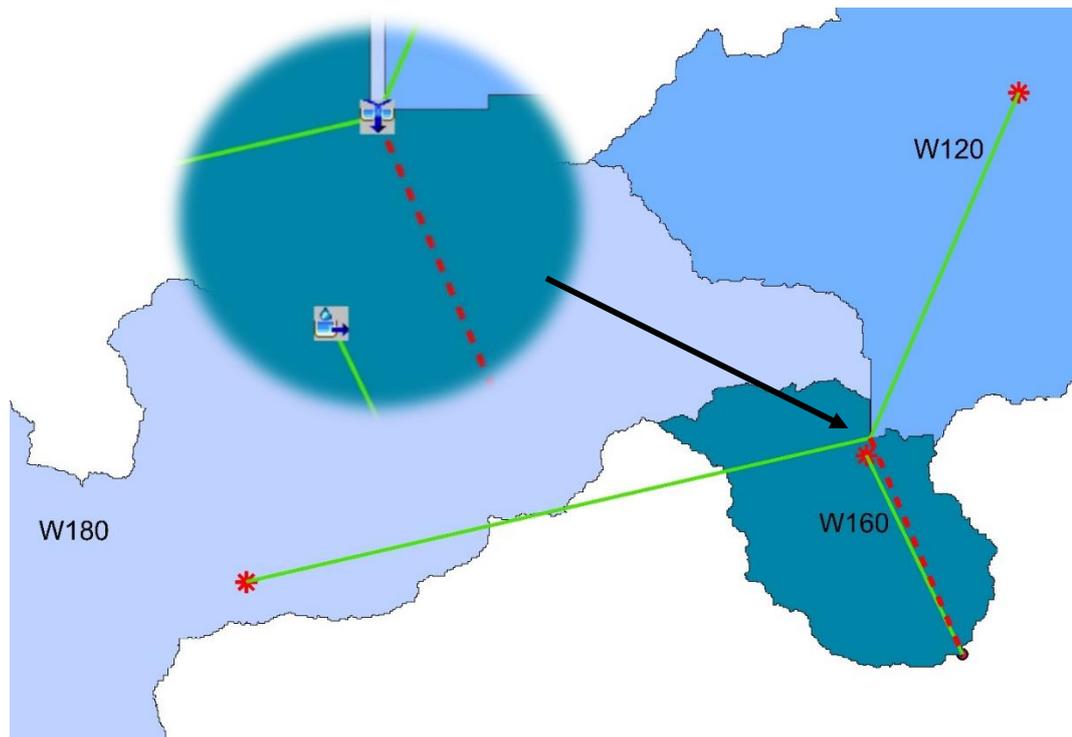


Figura 4.9: Posición del elemento unión y el centroide de la cuenca W160.

En la Figura 4.10 se muestra el perfil longitudinal del camino más largo del cauce de la cuenca W160. Sabiendo que la elevación del centroide de dicha cuenca es 1152m, se obtiene a partir del perfil, que el mismo se encuentra a 9 m del inicio del recorrido de flujo más largo. Sabiendo de la Tabla 4-5 que el tiempo de concentración para la subcuenca W160 es 6,7 hs, por relación de proporcionalidad se aproxima el valor de K a 3,36 hs.

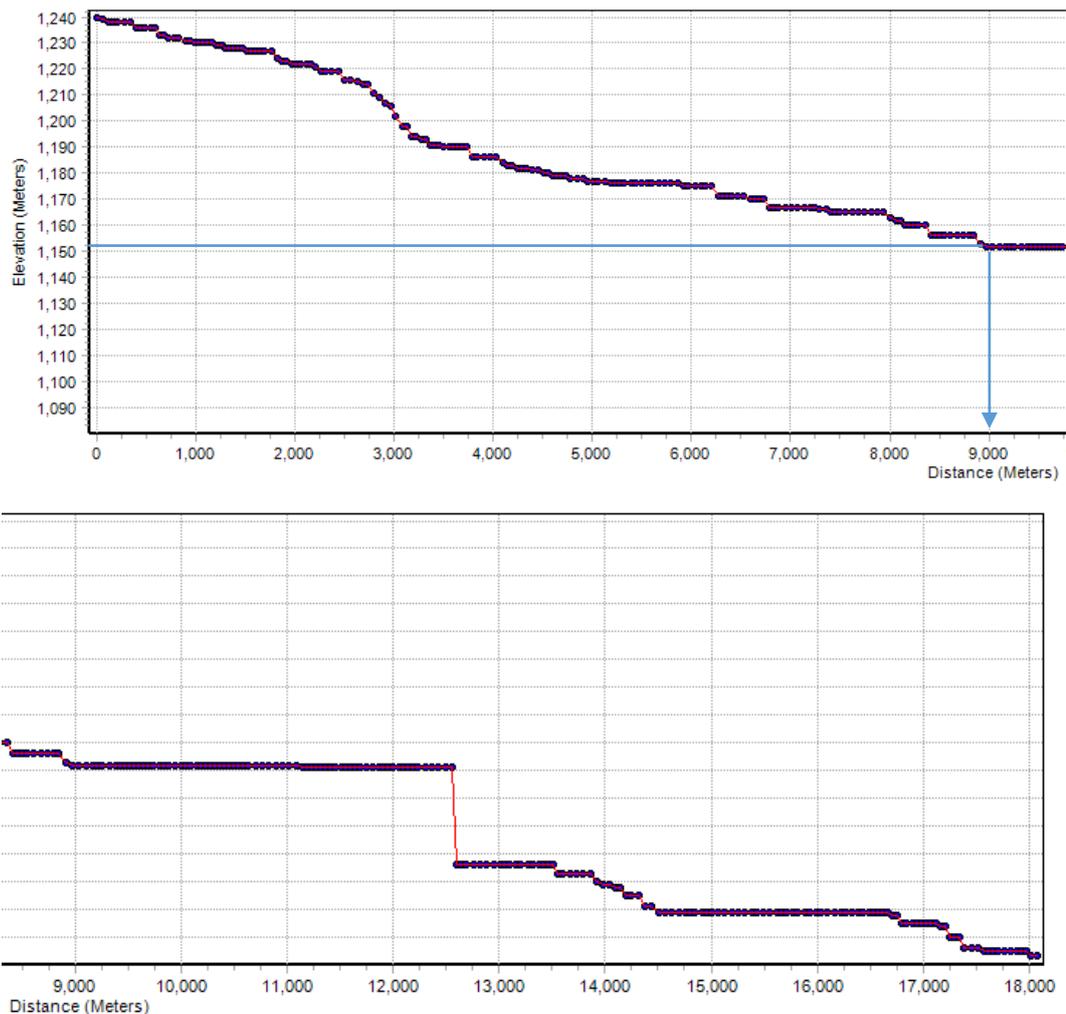


Figura 4.10: Perfil longitudinal del camino más largo del cauce.
a) Perfil de 0-9 m b) Perfil de 9-18 m.

4.3.3.2 Módulo Meteorológico

Este módulo permite ingresar la tormenta de diseño. Como se pretende evaluar seis tiempos de recurrencias, se genera un modelo meteorológico para cada uno de ellos con las siguientes consideraciones:

- La precipitación se va a definir mediante un hietograma específico.
- No se consideran los fenómenos de evapotranspiración ni los aportes de efluentes por deshielos.
- Se emplea el sistema métrico.
- Se considera el mismo hietograma para las tres subcuencas.

Los hietogramas se ingresan mediante el módulo de datos de series de tiempo (Time-Series Data). Para cada tiempo de recurrencia se tienen en cuenta las siguientes especificaciones.

- La información se ingresa manualmente.
- Los valores que se ingresan son milímetros acumulados de precipitación.
- Los intervalos son de 30 minutos.

- Se considera que la tormenta se inicia el 01/01/2000 a las 00:00 hs y finaliza el mismo día a las 10:00 hs.

En el siguiente inciso se describe el desarrollo realizado para la obtención de la tormenta de diseño y se muestran los hietogramas resultantes.

4.3.3.2.1 Obtención de la Tormenta de Diseño

Para diseñar la tormenta de diseño para la zona alta de la cuenca del río Agrío fue necesario evaluar con qué información estadística de precipitaciones se contaba. En la Figura 4.11 se muestra el mapa de isoyetas medias mensuales de la zona de interés de la cuenca del río Agrío y la ubicación de las estaciones meteorológicas. Se decidió emplear únicamente los datos provistos por la estación Estancia Pino Andino (5000,07) dado que en la estación Caviahue se considera la existencia de un microclima y resultaría excesivamente conservador el análisis. En la Figura 4.12 se muestra la ubicación de las dos estaciones meteorológicas mencionadas respecto a la cuenca de análisis.

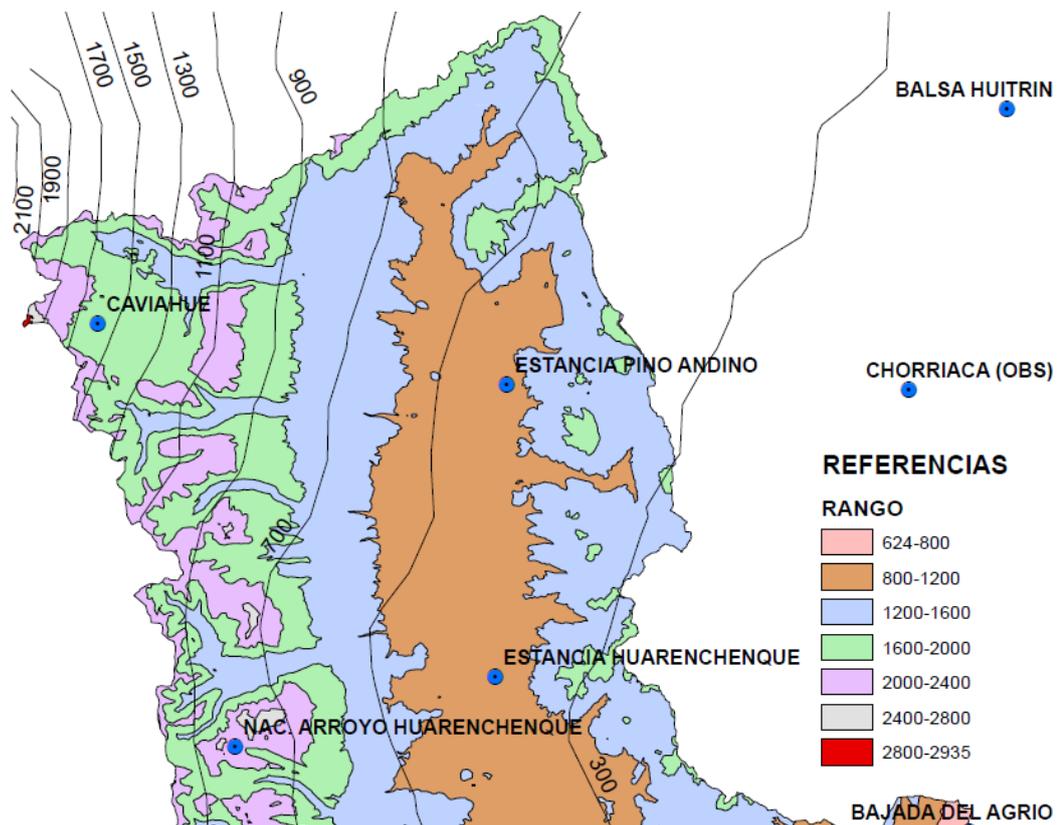


Figura 4.11: Mapa de isoyetas.

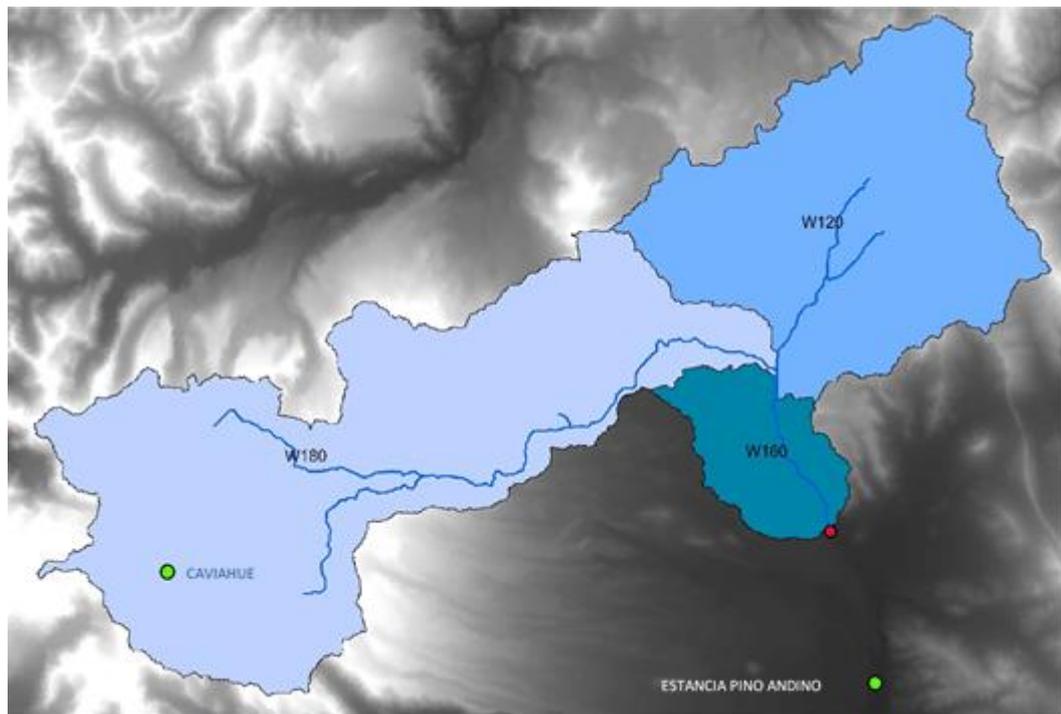


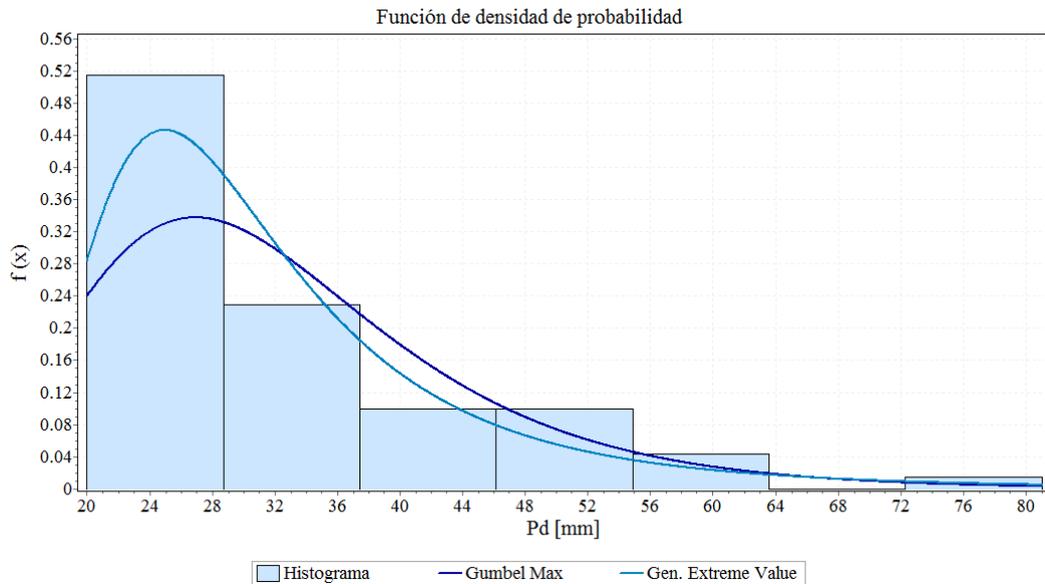
Figura 4.12: Ubicación de estaciones meteorológicas respecto de la cuenca.

Se contó con los datos de precipitaciones diarias de la estación Estancia Pino Andino en el período 14/06/1988 – 31/07/013, contando con 5502 valores medidos.

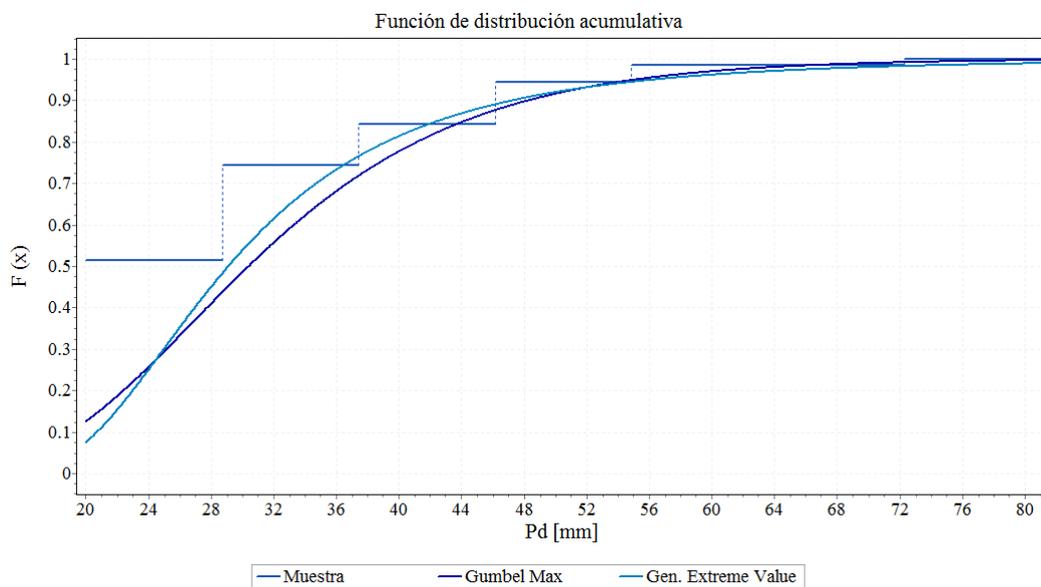
A continuación se detalla el procedimiento realizado con los datos de lluvias en mm.

1. Se colocan todos los valores en una columna.
2. En los días que no existía el dato de la precipitación se le asigna un valor nulo.
3. Se ordenan los valores de mayor a menor.
4. Se conservan los valores de precipitaciones diarias mayores e iguales a 20 mm.

Mediante el programa Easyfit se obtienen las funciones de distribución GEV (Generalized Extreme Value) y Gumbel para el conjunto de valores (x_1, x_2, \dots, x_n) resultantes. Del programa se obtienen los parámetros característicos de cada distribución (ver Ec. (4-2)). En la Figura 4.13 se muestran las gráficas comparativas de las funciones de distribución $f(x)$ y de las funciones acumuladas $F(x)$ obtenidas.



(a)



(b)

Figura 4.13: a) Comparación de las funciones de distribución Gumbel - GEV
 b) Comparación de las funciones de distribución acumuladas Gumbel - GEV

A continuación se detalla el desarrollo matemático utilizado para obtener el valor de la precipitación diaria máxima para cada tiempo de retorno (TR) para cada función de distribución.

4.3.3.2.1.1 Función de distribución Generalized Extreme Value GEV

$$F(x) = \exp(-(1+kz)^{-1/k}) \quad z = \left(\frac{x-u}{\sigma}\right) \text{ con los parámetros } \sigma, k \text{ y } \mu. \quad (4-2)$$

Siendo:

σ : Parámetro de escala.

k : Parámetro de forma.

μ : Parámetro de localización.

Reemplazando la expresión (4-2) en la ecuación (4-3) y despejando, se obtiene la expresión (4-4).

$$F(x)=1-\frac{1}{TR} \quad (4-3)$$

$$x=\left(-\frac{1}{k}\sqrt{-\ln\left(1-\frac{1}{TR}\right)-1}\right)*\frac{\sigma}{k}+\mu \quad (4-4)$$

Aplicando la fórmula (4-4) se obtienen las precipitaciones diarias para los tiempos de recurrencia TR 2, 10, 25, 50 y 100 años, para las dos distribuciones. Estos valores se muestran en la Tabla 4-6 y se adoptan los valores correspondientes a la función GEV por resultar más conservadores para tiempos de recurrencia mayores.

Función	Parámetros		Tiempo de Recurrencia TR					
			2	5	10	25	50	100
GEV	k	0,20577						
	σ	7,3275	29,08	39,12	47,26	59,45	70,16	82,44
	μ	26,29						
Gumbel	σ	9,5004	30,37	41,14	48,27	57,28	63,96	70,59
	μ	26,888						

Tabla 4-6: Valores de Precipitaciones Diarias P_d para cada TR en [mm].

Se procede a ajustar las precipitaciones diarias P_{d-TR} a 24 horas ($P_{24 \text{ horas}}$) para todas las recurrencias consideradas y obtener la Intensidad para las 24hs ($I_{24 \text{ horas}}$), mediante las expresiones (4-5) y (4-6). Se adopta para el coeficiente k el valor 1,13. Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 4-7.

$$P_{24 \text{ horas}}=k*P_{d-TR} \quad (4-5)$$

$$I_{24 \text{ horas}}=\frac{P_{24 \text{ horas}}}{24} \quad (4-6)$$

k	P _{24h} [mm]	TR					
		2	5	10	25	50	100
1,13		32,86	44,26	53,41	67,18	79,28	93,16
	I _{24h} [mm/h]	1,37	1,84	2,23	2,80	3,30	3,88

Tabla 4-7: Tiempos de recurrencia vs precipitaciones diarias.

A continuación se emplea el Método de Intensidad Media Contigua IMM para obtener las intensidades que permiten escalar las curvas de Huff (ecuación (4-7)).

$$\frac{I_D}{I_{24}}=\left(\frac{24}{D}\right)^n \quad (4-7)$$

Donde:

I_D : es la intensidad media contigua ó Intensidad Media Máxima (IMM) que deseamos conocer.

I_{24} : es la intensidad que ocurre en 24hs y la conocemos para cada TR.

D: es la duración en la cual queremos conocer la IMM.

n: es un exponente que ajusta la curva de valores de precipitaciones reales vs tiempo.

Expresa la Intensidad de la lluvia, y varía entre 0 (lluvia débil) y 1 (lluvia muy intensa).

Para obtener el exponente n se utiliza un mapa con las IMM de la provincia de Neuquén para TR 25 años, con lo cual conocemos I_D para TR 25 años que presenta un valor de 53,8 mm/h. Mientras que I_{24} para TR 25 años vale 2,8 y se fija a D en 1 hora. De la ecuación (4-7) se despeja el exponente n, obteniéndose el valor de 0,9.

Para obtener las IMM para los distintos TR se establece a D como el tiempo de concentración promedio de la cuenca de análisis T_c . El tiempo de concentración se obtiene como el promedio de los tiempos de concentración de las tres subcuencas mostrados en la Tabla 4-5, tomando el valor de 9,74 hs. La ecuación (4-7) adquiere la siguiente forma:

$$I_D = \left(\frac{24}{9,74 \text{hs}} \right)^{0,9} * I_{24}^{\text{TR}} \quad (4-8)$$

Luego se obtiene la Precipitación Máxima Probable $P_{\text{máx}}$ en mm para cada TR, multiplicando la Intensidad Media Máxima I_D ó IMM por el tiempo de concentración T_c . Los valores obtenidos se muestran en la Tabla 4-8.

	TR						D [hs]
	2	5	10	25	50	100	
ID [mm/h]	3,08	4,15	5,01	6,30	7,44	8,74	9,74
$P_{\text{máx}}$ [mm]	30,03	40,44	48,80	61,39	72,44	85,12	

Tabla 4-8: Intensidad Media Máxima y Precipitación Máxima Probable para cada TR.

A continuación se obtiene la forma de la precipitación de diseño empleando los hietogramas de Huff. De acuerdo al área de la cuenca y el T_c promedio corresponde el hietograma adimensional mostrado en la Figura 4.14. El cual se aplica para cuencas de áreas comprendidas entre 130 y 1040 km^2 (Tabla C) y para tormentas que presentan una duración entre 6 a 12hs (2° Cuartil).

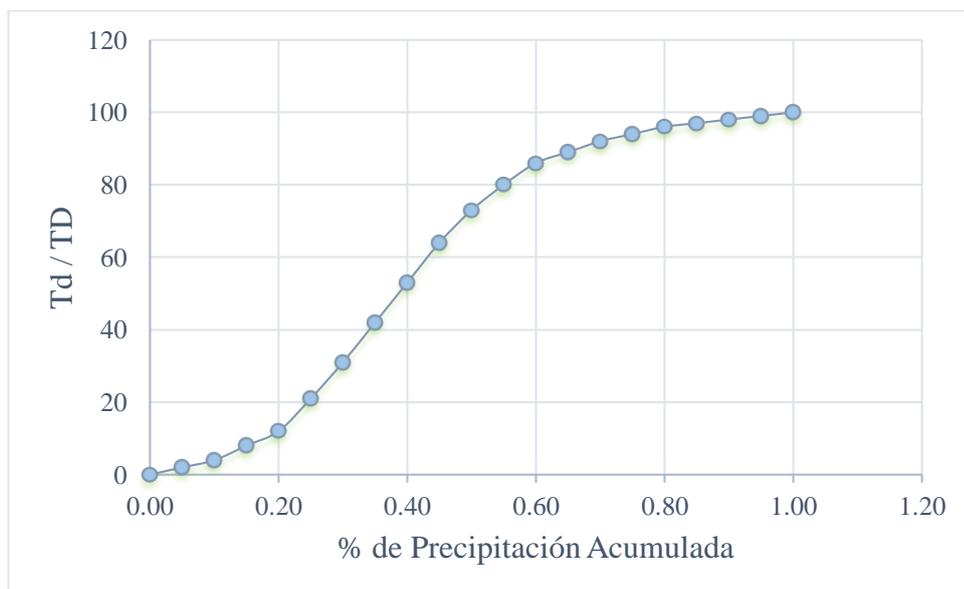


Figura 4.14: Precipitación de diseño adimensional Huff.

Los hietogramas de Huff dan para cada intervalo de 5% de la tormenta, el porcentaje de precipitación correspondiente. Estos son porcentajes acumulados y al multiplicarlos por la IMM de un TR dado se obtienen las precipitaciones acumuladas. La duración de la tormenta coincide con el Tc de la cuenca y los distintos intervalos de tiempo se obtienen de multiplicar los porcentajes de tiempo que indica el hietograma de Huff por el Tc. En la Tabla 4-9 se muestran los valores de los hietogramas para los seis TR evaluados.

Td/TD	Intervalo	t	t	2do Cuartil	2	5	10	25	50	100	TR
	[min]	[min]	[hs]		30.0	40.4	48.8	61.4	72.4	85.1	Pmáx [mm]
0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
0.05	29	29.22	0.49	0.02	0.60	0.81	0.98	1.23	1.45	1.70	
0.10	29	58.43	0.97	0.04	1.20	1.62	1.95	2.46	2.90	3.40	
0.15	29	87.65	1.46	0.08	2.40	3.24	3.90	4.91	5.80	6.81	
0.20	29	116.86	1.95	0.12	3.60	4.85	5.86	7.37	8.69	10.21	
0.25	29	146.08	2.43	0.21	6.31	8.49	10.25	12.89	15.21	17.88	
0.30	29	175.29	2.92	0.31	9.31	12.54	15.13	19.03	22.46	26.39	
0.35	29	204.51	3.41	0.42	12.61	16.98	20.50	25.78	30.43	35.75	
0.40	29	233.72	3.90	0.53	15.91	21.43	25.86	32.53	38.40	45.12	
0.45	29	262.94	4.38	0.64	19.22	25.88	31.23	39.29	46.36	54.48	
0.50	29	292.15	4.87	0.73	21.92	29.52	35.62	44.81	52.88	62.14	
0.55	29	321.37	5.36	0.8	24.02	32.35	39.04	49.11	57.96	68.10	
0.60	29	350.58	5.84	0.86	25.82	34.78	41.97	52.79	62.30	73.21	
0.65	29	379.80	6.33	0.89	26.72	35.99	43.43	54.63	64.48	75.76	
0.70	29	409.02	6.82	0.92	27.62	37.20	44.90	56.48	66.65	78.31	
0.75	29	438.23	7.30	0.94	28.22	38.01	45.87	57.70	68.10	80.02	
0.80	29	467.45	7.79	0.96	28.82	38.82	46.85	58.93	69.55	81.72	
0.85	29	496.66	8.28	0.97	29.12	39.23	47.34	59.54	70.27	82.57	
0.90	29	525.88	8.76	0.98	29.43	39.63	47.82	60.16	71.00	83.42	
0.95	29	555.09	9.25	0.99	29.73	40.04	48.31	60.77	71.72	84.27	
1.00	29	584.31	9.74	1.00	30.03	40.44	48.80	61.39	72.44	85.12	

Tabla 4-9: Hietogramas en función de los TR.

Para cargar las precipitaciones en HEC HMS es necesario que el intervalo de tiempo del hietograma coincida con los que tiene disponible el programa. En este caso el intervalo obtenido al escalar los hietogramas es de 29 minutos, por lo cual se ajusta el hietograma a intervalos de 30 minutos mediante líneas de tendencia de cuarto orden obtenidas de una planilla de Excel. En la Figura 4.15 se muestran los hietogramas con intervalos de 29 minutos en color azul y en color rojo se ilustra el hietograma correspondiente para un intervalo de 30 minutos. En la Tabla 4-10 se muestran los valores de los hietogramas empleados en la modelación de la tormenta.

t [min]	t [hs]	2	5	10	25	50	100	TR
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
30	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
60	1.00	0.49	0.65	0.79	0.99	1.17	1.38	
90	1.50	2.07	2.78	3.36	4.23	4.99	5.86	
120	2.00	4.40	5.93	7.16	9.00	10.63	12.49	
150	2.50	7.24	9.75	11.76	14.80	17.47	20.52	
180	3.00	10.35	13.94	16.81	21.15	24.96	29.33	
210	3.50	13.53	18.23	21.98	27.66	32.64	38.35	
240	4.00	16.63	22.40	27.01	34.00	40.11	47.13	
270	4.50	19.51	26.28	31.68	39.88	47.04	55.28	
300	5.00	22.08	29.73	35.82	45.12	53.21	62.52	
330	5.50	24.25	32.67	39.34	49.56	58.44	68.67	
360	6.00	26.01	35.03	42.16	53.15	62.64	73.61	
390	6.50	27.34	36.82	44.27	55.85	65.80	77.33	
420	7.00	28.27	38.06	45.73	57.73	67.99	79.89	
450	7.50	28.86	38.85	46.61	58.91	69.33	81.48	
480	8.00	29.19	39.29	47.07	59.57	70.05	82.33	
510	8.50	29.40	39.56	47.30	59.95	70.44	82.79	
540	9.00	29.63	39.85	47.55	60.38	70.86	83.29	
570	9.50	30.07	40.43	48.12	61.23	71.76	84.35	
600	10.00	30.93	41.57	49.35	62.93	73.65	86.59	

Tabla 4-10: Hietograma para modelar la tormenta.

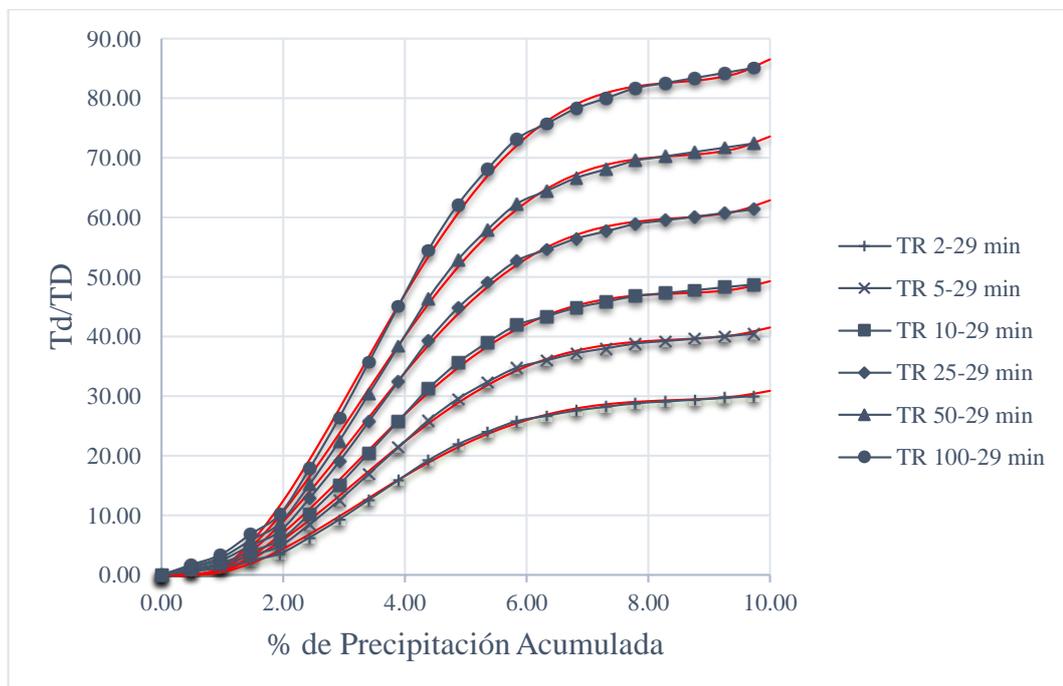


Figura 4.15: Hietogramas con intervalos de 30 min.

4.3.3.3 Módulo de Control

En el módulo de control se especifica la duración y el intervalo en el que se quieren mostrar los datos de salida. En este caso se deben conocer los valores de escorrentía desde el inicio de la precipitación y por un transcurso igual a la suma de la duración de la tormenta (10 hs) más el

tiempo de concentración mayor entre las tres subcuencas (14,6 hs correspondiente a la subcuenca W180) obteniéndose una duración de 25 hs. Se adopta un intervalo de 5 minutos.

4.3.3.4 Resultados Obtenidos

En la Tabla 4-11 se muestra el flujo máximo y el volumen total erogado por la cuenca de aporte para los seis tiempos de recurrencia.

TR [Años]		2	5	10	25	50	100
Flujo máximo	[m ³ /s]	30,9	89,2	146,7	268,6	381,2	530,8
Volumen total	[1000m ³]	1311,2	3930,8	6545,6	12090,8	17252,3	24118,9

Tabla 4-11: Flujo máximo y volumen para cada TR.

4.3.4 HEC-RAS

El software HEC-RAS se emplea para conocer el tirante del cauce en la sección donde se proyecta la pasarela y para los distintos tiempos de recurrencia analizados. A continuación se detallan las consideraciones realizadas en la modelación del cauce.

4.3.4.1 Datos Geométricos

Dado que durante el reconocimiento del sitio de estudio, sólo se tuvo la posibilidad de tomar la altimetría de la sección transversal correspondiente al lugar del emplazamiento de la pasarela, se asume un segmento de cauce uniforme de 100 m de longitud con dicha sección transversal. En la Tabla 4-12 se muestra la coordenada x y la elevación de los puntos conocidos, en correspondencia con el perfil mostrado en la Figura 4.16.

	Estación	Elevación
	x	y
1	0	100
2	1,9	100,09
3	5,7	98,5
4	10,34	96,7
5	10,6	96,6
6	30,7	96,6
7	55,7	95,3
8	74,7	95,6
9	76,83	96,7
10	83,03	99,9

Tabla 4-12: Puntos del relevamiento topográfico de la sección del emplazamiento.



Figura 4.16: Perfil supuesto en la sección de emplazamiento.

De acuerdo a la Tabla 4-13 se adopta un coeficiente de Manning de 0,03 (A.1.a.) correspondiente a cantos rodados limpios. El tramo en estudio se considera con transición gradual, con lo cual

según la Tabla 4-14 [US Army Corps of Engineering Center ⁽²⁾, 2010] los coeficientes de contracción y expansión valen 0,1 y 0,3 respectivamente.

A. *Natural Streams*

1. **Main Channels**

a. Clean, straight, full, no rifts or deep pools			
b. Same as above, but more stones and weeds	0.025	0.030	0.033
c. Clean, winding, some pools and shoals	0.030	0.035	0.040
d. Same as above, but some weeds and stones	0.033	0.040	0.045
e. Same as above, lower stages, more ineffective slopes and sections	0.035	0.045	0.050
f. Same as "d" but more stones	0.040	0.048	0.055
g. Sluggish reaches, weedy, deep pools	0.045	0.050	0.060
h. Very weedy reaches, deep pools, or floodways with heavy stands of timber and brush	0.050	0.070	0.080
	0.070	0.100	0.150

2. **Flood Plains**

a. Pasture no brush			
1. Short grass	0.025	0.030	0.035
2. High grass	0.030	0.035	0.050
b. Cultivated areas			
1. No crop	0.020	0.030	0.040
2. Mature row crops	0.025	0.035	0.045
3. Mature field crops	0.030	0.040	0.050
c. Brush			
1. Scattered brush, heavy weeds	0.035	0.050	0.070
2. Light brush and trees, in winter	0.035	0.050	0.060
3. Light brush and trees, in summer	0.040	0.060	0.080
4. Medium to dense brush, in winter	0.045	0.070	0.110
5. Medium to dense brush, in summer	0.070	0.100	0.160
d. Trees			
1. Cleared land with tree stumps, no sprouts	0.030	0.040	0.050
2. Same as above, but heavy sprouts	0.050	0.060	0.080
3. Heavy stand of timber, few down trees, little undergrowth, flow below branches	0.080	0.100	0.120
4. Same as above, but with flow into branches	0.100	0.120	0.160
5. Dense willows, summer, straight	0.110	0.150	0.200

Tabla 4-13: Coeficientes de Manning.

	Contraction	Expansion
No transition loss computed	0.0	0.0
Gradual transitions	0.1	0.3
Typical Bridge sections	0.3	0.5
Abrupt transitions	0.6	0.8

Tabla 4-14: Coeficientes de contacto y expansión.

Los puntos 4 y 9 de la Tabla 4-12, se consideran como los puntos de la ribera del río en condiciones normales, debido a las marcas en la coloración de las piedras del cauce natural del río. En la Figura 4.17 se muestran fotos que corroboran lo indicado, considerando que las mismas fueron tomadas en el mes de Diciembre.



Margen Derecha



Margen Izquierda

Figura 4.17: Fotos relacionadas a la línea de ribera en la zona de emplazamiento.

La sección aguas arriba se considera a una distancia de 100 m y su elevación se determina con la pendiente del cauce correspondiente a la cuenca W160. La pendiente es 0,008746 y por proporcionalidad la sección aguas arriba resulta 87,46 cm más elevada.

4.3.4.2 Datos del Régimen Estable

Utilizando el software se ingresan los valores de caudales máximos probables para cada TR mostrados en la Tabla 4-10. Se fijan las condiciones de contorno, adoptando aguas arriba la pendiente normal del cauce de la cuenca W160 (0,008746) y aguas abajo se fija la condición de profundidad crítica. Se considera que se realice un análisis para un régimen de flujo mixto.

4.3.4.3 Resultados Obtenidos

En la Figura 4.18 se muestra la sección aguas abajo con los tirantes de agua correspondientes para cada TR. En la Figura 4.19 se ilustra el perfil longitudinal del pelo de agua para cada TR desde la sección de la pasarela hacia aguas arriba.

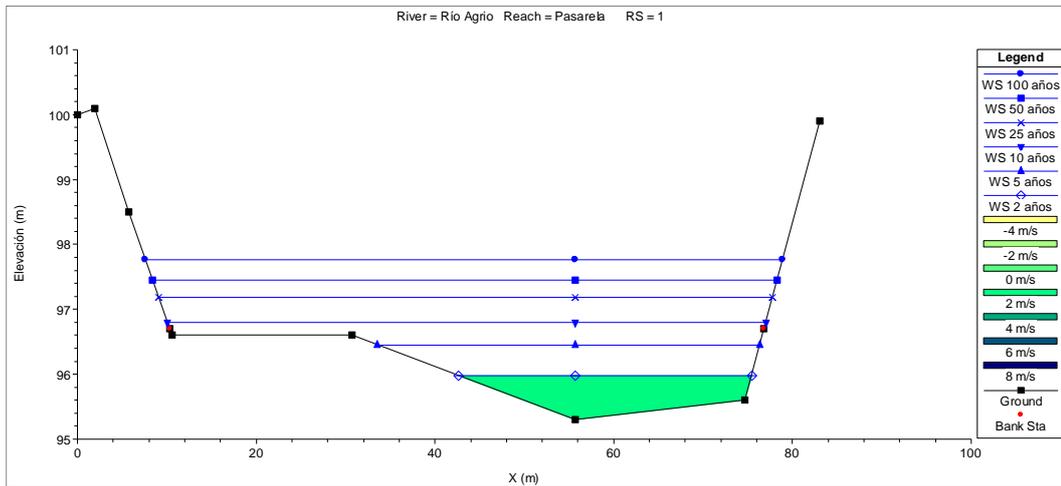


Figura 4.18: Sección transversal y tirantes para cada TR en el lugar de emplazamiento.

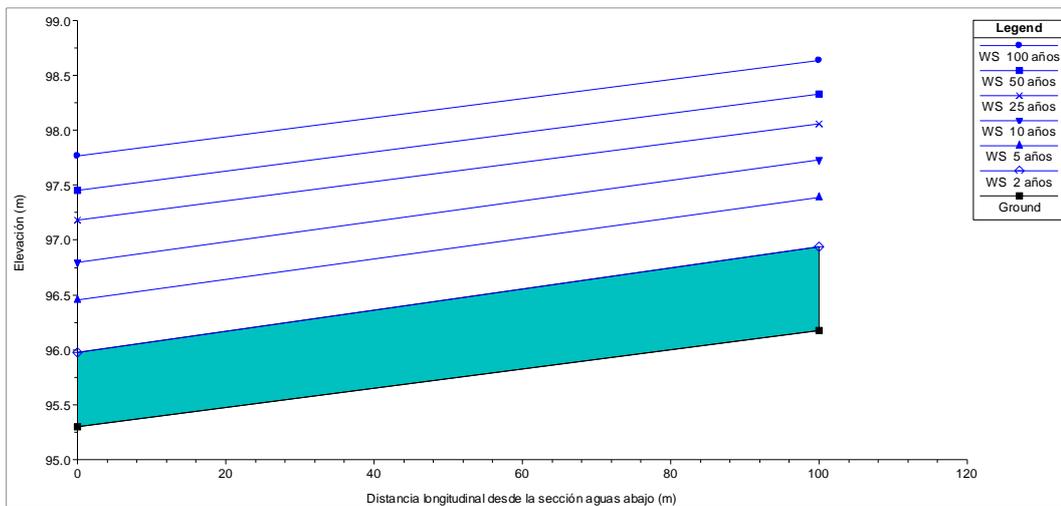


Figura 4.19: Perfil longitudinal del pelo de agua aguas arriba del emplazamiento.

La cuenca de aporte en la sección de interés es de 363,89 m² (Tabla 4-4), y se la caracterizó como una estepa arbustiva herbácea. Se evaluó el comportamiento de la misma frente a tormentas de diseño para tiempos de recurrencia de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años. Las tormentas de diseño se modelaron a partir de los datos de precipitaciones diarias P_d [mm] de la estación meteorológica de Pino Andino.

El tirante máximo para el tiempo de recurrencia de 100 años se ubica a 97,8 msnm (Figura 4.20). Adoptando una pasarela de 88 m de largo los apoyos de las torres quedan a 2,17 m del cauce del río. El tirante no supera el perfil del cauce de 81,13 m de ancho por lo cual las torres se pueden ubicar fuera del cauce sin riesgo a que las fundaciones de las torres queden en contacto con el agua.

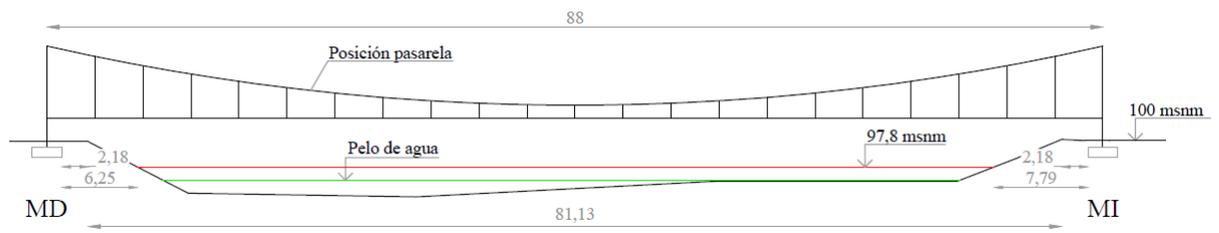


Figura 4.20: Posición de los tirantes normal y para una recurrencia de 100 años.

CAPÍTULO 5

5 DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se realiza una breve reseña histórica del uso de los cables en obras de ingeniería y se desarrolla el análisis teórico de la curva parabólica. Se realiza una descripción general de la geometría y dimensiones de la pasarela, se definen las unidades de medidas empleadas y las características de los materiales adoptados. Por último se realiza el predimensionamiento de la estructura definiendo en una primera instancia las secciones de los elementos estructurales.

5.2 EMPLEO DE CABLES EN OBRAS DE INGENIERÍA

El uso de cables de acero se inició en 1834 como reemplazo de las cadenas en la industria minera, actualmente su empleo se ha extendido a otros rubros. Desde las eslingas para el movimiento de cargas, ascensores, industria naval, elementos postesados de hormigón, puentes colgantes, tensores y contravientos en estructuras metálicas, luminarias y postes.

Un cable de acero es un conjunto de alambres de acero, reunidos helicoidalmente, que constituyen una cuerda de metal apta para resistir esfuerzos de tracción con apropiadas cualidades de flexibilidad. Se encuentra formado por tres componentes el alma de fibra o de acero, el alambre y el cordón ó torón. Los alambres son las unidades básicas de la construcción del cable de acero. Estos se arrollan alrededor de un centro en un modo específico en una o más capas, de manera de formar un cordón. A su vez los cordones se arrollan alrededor del alma y de esta manera se forma el cable de acero. Las características como la resistencia a la fatiga y la resistencia a la abrasión están directamente afectadas por la configuración del cable. Como regla general, un cable que tiene cordones hechos con poca cantidad de alambres grandes, va ser más resistente a la abrasión y menos resistente a la fatiga. A continuación se detallan las construcciones básicas de cables.

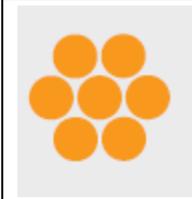
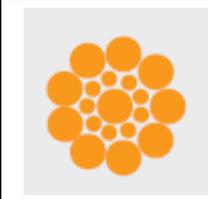
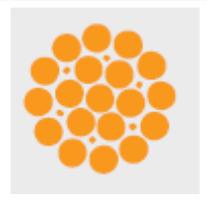
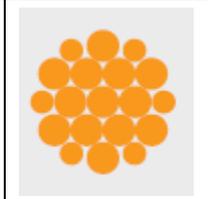
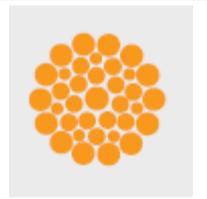
Común de capa simple	Seale	Filler	Warrington	Warrington Seale
				

Figura 5.1: Configuraciones de cables.

- Cable común de capa simple tiene un alambre central y seis alambres del mismo diámetro que lo rodean. La composición más común es $1+6=7$

- Cable Seale: construcción en la que la última capa tiene los alambres de gran diámetro y por lo tanto, posee una gran resistencia a la abrasión. La composición más común es $1+9+9=19$
- Cable Filler: se distingue por tener entre dos capas de alambres, otros hilos más finos que rellenan los espacios existentes entre las mismas. Presenta mayor sección metálica y buena resistencia al aplastamiento. La composición más común es $1+6/6+12=25$
- Cable Warrington: presenta una capa exterior formada por alambres de dos diámetros diferentes, alternando su colocación dentro de la corona. La composición más común es $1+6+6/6=19$
- Cable Warrington Seale: es una combinación de los dos cables mencionados anteriormente. La conjunción de alambres finos interiores aporta flexibilidad, mientras que la última capa de alambres relativamente más gruesos, aportan resistencia a la abrasión. La composición más común es $1+7+7/7+14=36$

5.2.1 Cable Parabólico

En esta sección se desarrolla la teoría del uso de cables en estructuras colgantes, en especial el análisis de los cables que soportan una carga distribuida uniforme (tablero) mediante cables que conectan el cable principal y la carga, en general verticales, a los que se denomina péndolas.

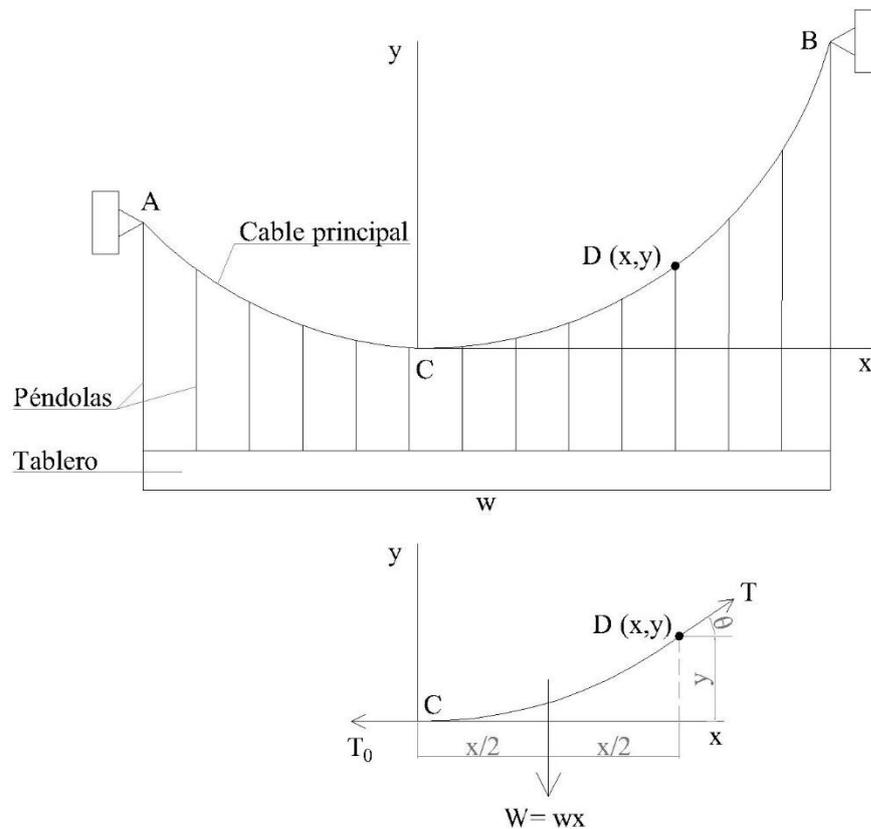


Figura 5.2: Referencias geométricas y de cargas en un cable parabólico.

De la Figura 5.2 [Beer et al., 2007] se considera que el cable AB soporta una carga distribuida de manera uniforme a lo largo de la horizontal. La carga por unidad de longitud (medida en forma horizontal) se representa con la letra w y tiene unidades de [fuerza/longitud]. Seleccionando ejes coordenados con su origen en el punto más bajo del cable C, se encuentra que la carga total soportada por el segmento del cable entre los puntos C y D vale $W = w x$, siendo las coordenadas del punto D (x, y) . Si se analiza el equilibrio de las fuerzas T_0 , T y W ecuación (5-1) se obtiene la expresión (5-2) que representa la fuerza en el cable en la posición x .

$$T \cos \theta = T_0 \quad W = w x = T \sin \theta \quad \operatorname{tg} \theta = \frac{w x}{T_0} = \frac{\sin \theta}{\cos \theta} \quad (5-1)$$

$$T = \sqrt{T_0^2 + w^2 x^2} \quad (5-2)$$

Al evaluar el equilibrio de momentos respecto del punto D $\sum M_D = 0$ se obtiene la ecuación (5-3). Despejando “ y ” de (5-3) se obtiene la expresión (5-4):

$$w x \frac{x}{2} - T_0 y = 0 \quad (5-3)$$

$$y = \frac{w x^2}{2T_0} \quad (5-4)$$

La ecuación (5-4) corresponde a una parábola con un eje vertical y su vértice en el origen del sistema de coordenadas. Por lo tanto, la curva formada por cables que están cargados uniformemente a lo largo de la horizontal es una parábola.

Cuando los apoyos del cable A y B tienen la misma elevación, la distancia L entre los apoyos se conoce como la luz del cable y la distancia vertical h desde los apoyos hasta el punto más bajo se conoce como flecha. Conociendo la luz, la flecha del cable y la carga w , se puede encontrar la tensión mínima T_0 sustituyendo $x = L/2$ e $y = h$ en (5-4), resultando:

$$T_0 = \frac{wL^2}{8h} \quad (5-5)$$

Entonces, las ecuaciones (5-1) a (5-5) proporcionarán la tensión y la pendiente del cable en cualquier punto definiendo su geometría. Cabe aclarar que se considera que los cables de los puentes colgantes están cargados de esta forma, dado que el peso del cable es pequeño en comparación con el peso del tablero.

5.3 GEOMETRÍA DE LA PASARELA

La pasarela se encuentra compuesta por dos cables principales paralelos que están conectados a las torres. Las torres están formadas por dos pilares unidos por travesaños y rigidizados por diagonales simples. Del cable principal cuelgan las péndolas que sostienen el tablero. El mismo consta de dos vigas longitudinales unidas por travesaños y los marcos internos se rigidizan con diagonales simples. Cabe mencionar que se descartó el diseño de la estructura colgante con un único cable central, dado que este diseño implicaba una mayor altura de las torres (para una misma

flecha) a fin de obtener la altura mínima de uso. A su vez el diseño adoptado brinda una mayor estabilidad al conjunto.

A continuación se presentan las dimensiones generales adoptadas de la pasarela, indicadas en la Figura 5.3.

- a) Distancia entre las torres **L**: de acuerdo a los perfiles transversales del sitio (Figura 2.12 y Figura 4.16) la luz mínima es de 84 m. Con el objeto que las fundaciones no queden expuestas a la erosión del cauce, se aumenta la distancia entre las torres en 2 m, adoptándose una luz de la estructura $L = 88\text{m}$.
- b) Ancho de la pasarela **B**: el ancho se limita a 1 m con el objeto de asegurar que no será transitada por animales de mayor porte, además coincide con el ancho de la pasarela existente.
- c) Distancia entre los travesaños del tablero: se adopta una separación de 2 m con el objeto de que las diagonales que rigidizan los marcos queden de una longitud coherente.
- d) Distancia entre los travesaños de las torres: se adoptan tres travesaños superiores distanciados 1 m y uno inferior ubicado 1 m debajo del tablero.
- e) Distancia entre péndolas **a**: se adopta una distancia entre péndolas de 4 m, dado que es un número múltiplo del largo de la estructura y es un valor razonable. En consecuencia la estructura cuenta con 22 péndolas verticales.
- f) Altura de la estructura por encima del terreno **h0**: se fija en 2 m, a fin de que permita la circulación por debajo de la misma y considerando que la altura de la actual es de 1,60 m.
- g) Distancia mínima entre el tablero y el cable principal **h1**: se adopta una distancia de 1 m. Definiendo la altura del cerramiento lateral, el cual además provee de protección a las personas y animales durante la circulación.
- h) Flecha de la parábola **h**: se definió en 5 m obteniendo una relación flecha-luz de 1/20. Esta relación cobra importancia dado que determina la componente horizontal de la fuerza del cable, la altura de las torres y la rigidez total de la estructura. Para obtener esfuerzos mínimos y un diseño económico la relación debe ser tan grande como sea posible, del orden de 1/8, pero esto implica torres muy altas. En general esta relación se encuentra entre 1:8 y 1:12 con un promedio de 1:10. En este caso se fijó la flecha de 5 m con el objeto de obtener una altura total de la torre razonable atendiendo a las posibilidades de acceso al sitio con esta estructura prefabricada.
- i) Altura total de las torres **H**: la altura total es de 8 m, siendo la suma de h_0 , h_1 y h .

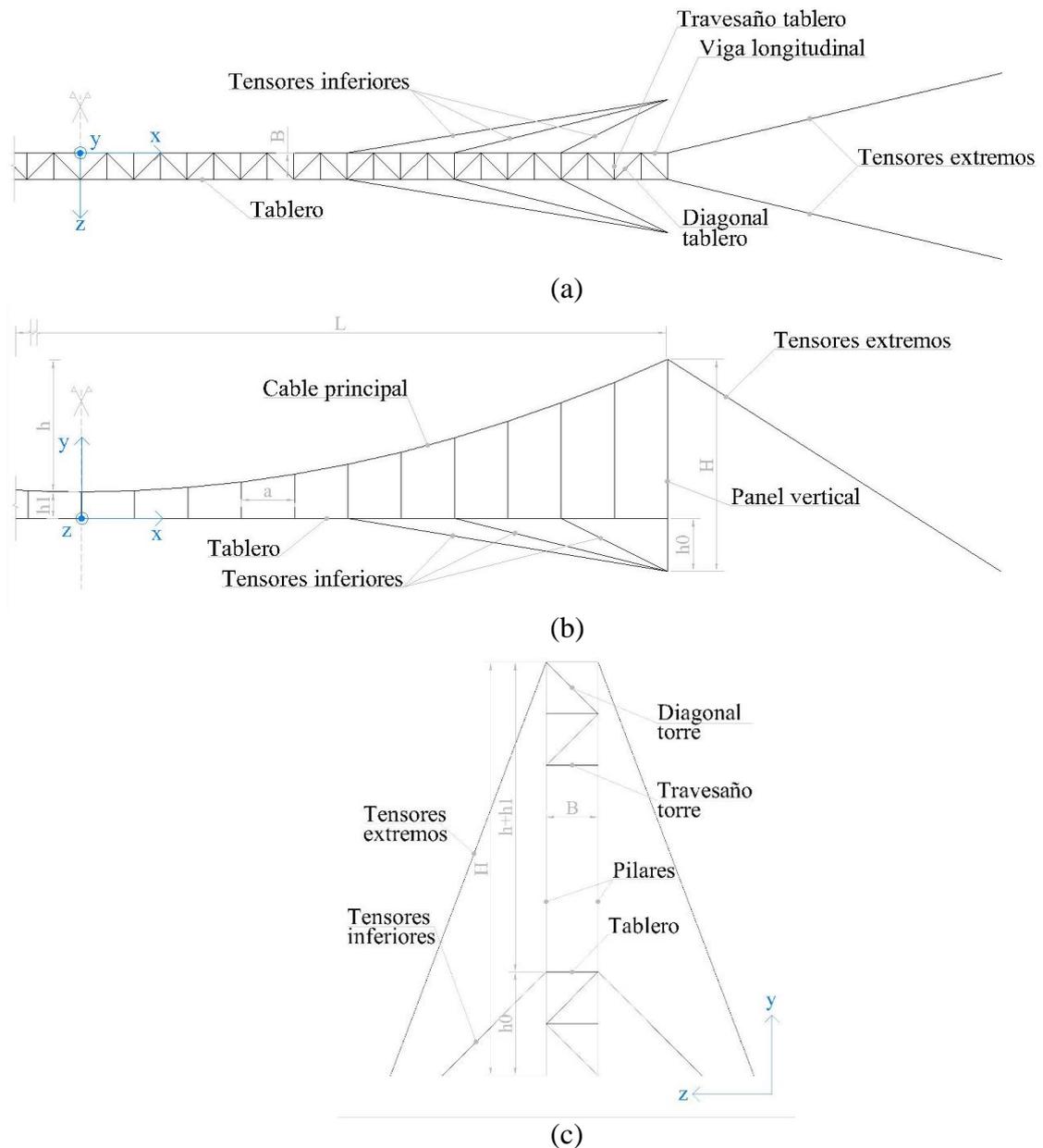


Figura 5.3: Esquema general de la pasarela: a) Planta / Plano XZ b) Vista perpendicular al río / Plano XY c) Vista paralela al río / Plano YZ.

5.4 UNIDADES DE MEDIDA

Se utiliza el Sistema Métrico Internacional (SI).

Longitud: metro [m]

Masa: kilogramo [kg]

Tiempo: segundo [s]

Fuerza: Newton [N]

5.5 MATERIALES

Las propiedades del acero F24 se extraen del [CIRSOC 301, 2005]. Las propiedades de los cables para los tensores inferiores y las péndolas se obtienen de [Tesum]. Las características resistentes del cable principal (CMR y módulo de elasticidad E) y de los tensores extremos se obtienen de la [ASTM A586, 2004].

Acero F24

Tensión de fluencia $F_y = 235 \text{ MPa}$

Tensión de rotura $F_u = 370 \text{ MPa}$

Densidad $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Módulo de elasticidad $E = 210000 \text{ MPa}$

Módulo de corte $G=77200 \text{ MPa}$

Módulo de Poisson $\nu = 0,3$

Acero Cable Principal y Tensores Extremos

Densidad $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Módulo de elasticidad $E = 165000 \text{ MPa}$

Módulo de Poisson $\nu = 0,3$

Cable Péndolas

Densidad $\rho = 8372,09 \text{ kg/m}^3$

Módulo de elasticidad $E = 160000 \text{ MPa}$

Módulo de Poisson $\nu = 0,3$

Cable Tensores Inferiores

Densidad $\rho = 8324,05 \text{ kg/m}^3$

Módulo de elasticidad $E = 160000 \text{ MPa}$

Módulo de Poisson $\nu = 0,3$

5.6 PREDIMENSIONAMIENTO

En la etapa de predimensionamiento se optó por elegir secciones para la viga longitudinal del tablero, los travesaños, las cruces y los cables. Con las dimensiones definidas, se estimó la carga de peso propio y se verificaron los elementos.

En esta etapa se consideraron las cargas: peso propio D, carga de uso L y carga de nieve S. En la Tabla 5-2 se muestran las combinaciones de carga consideradas. Las combinaciones a, b, y c se evalúan para la verificación de los perfiles estructurales y las combinaciones restantes para la verificación de los cables.

Se adoptaron las siguientes secciones para los distintos elementos estructurales.

- Cable principal y tensores extremos: cable estructural galvanizado Grado 1 Clase A Revestimiento completo, diámetro nominal $D= 31,80 \text{ mm}$ (1 ¼”), Norma ASTM A586. Sección del cable $A_{cp}= 7,94 \text{ cm}^2$.
- Péndolas y tensores inferiores: cordón de acero galvanizado, diámetro nominal $D= 6 \text{ mm}$, formación 1+19 (1+6+12), rango de resistencia 120/140 daN/mm², marca TESUM. Sección del cable $A_p= 0,21 \text{ cm}^2$.
- Viga longitudinal del tablero: IPN 80

- Torres y travesaños del panel vertical: cajón cerrado constituido por dos perfiles laminados en caliente U80.
- Diagonales del tablero y panel vertical: perfil laminado en caliente ángulo de lados iguales 1 1/2" x 3/16".

La carga de peso propio se estimó con los siguientes perfiles y pesos unitarios, resultando en una carga lineal de 0,17 kN/m.

				[kg/m]	[kN/m]
Travesaño	[kg/m]	[Peso/m]		16,99	0,17
IPN 80	5,9	2,95			
Viga	[kg/m]	[Peso/m]			
IPN 80	5,9	11,8			
Cruces	[kg/m]	L cruz	[Peso/m]		
1 1/2x3/16"	2,71	2,24	3,03		

Tabla 5-1: Peso propio del tablero.

El peso propio de los cables se calculó con una altura promedio de péndolas C y se lo supuso como una carga distribuida uniformemente. Para el cable principal se adoptó una sección de 1 1/4" y para las péndolas una sección de 6 mm, estas con un peso por unidad de longitud de 4,25 kg/m y 0,18 kg/m respectivamente.

$$C = \frac{h+h_1}{2} = \frac{5 \text{ m} + 1 \text{ m}}{2} = 3 \text{ m} \quad (5-6)$$

$$\text{Peso}_{\text{cable}} = 2 * \frac{\left(1 \text{ m} * 4,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + \frac{3}{2} * 3 \text{ m} * 0,18 \frac{\text{kg}}{\text{m}}\right)}{100} = 0,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (5-7)$$

Se considera una carga permanente de 0,2 kN/m² correspondiente al metal desplegado que se empleará en el tablero y para el cierre lateral. Esto lleva a una carga uniforme de peso propio D = 0,47 kN/m.

La carga de uso se definió en la sección 3.2.2 y arroja un valor L = 1,14 kN/m².

El valor de la carga de nieve se obtiene de la ecuación (3-2) y su valor es S = 1,51 kN/m².

En la Tabla 5-2 se muestran las combinaciones de carga consideradas para el predimensionamiento.

	Combinación	[kN/m]
a	1,4D	0,66
b	1,2D+L	1,71
c	1,2D+1,6S	2,98
d	D+L	1,61
e	D+S	1,98

Tabla 5-2: Combinaciones de carga para el predimensionamiento.

La carga uniformemente distribuida en cada cable “w” resulta de dividir la carga de la combinación “e” por dos. Se adopta la combinación “e” de acuerdo a lo expuesto en la sección 3.3.

A partir de la ecuación (5-5) se evalúa la tensión mínima para cada cable principal, considerando $w = 1,98 \text{ kN/m}$ y $x = 44 \text{ m}$.

$$T_0 = \frac{0,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * (88\text{m})^2}{8 * 5\text{m}} = 196,86 \text{ kN} \quad (5-8)$$

Luego se calcula la tensión máxima $T_{\text{máx}}$ para el cable principal (5-9), utilizando la ecuación (5-2) en el extremo del cable.

$$T_{\text{máx}} = \sqrt{(191,96 \text{ kN})^2 + (0,99 \text{ kN/m})^2 * (44\text{m})^2} = 196,86 \text{ kN} \quad (5-9)$$

En la Tabla 5-3 se muestra la verificación de los cables. El esfuerzo de las péndolas se calcula como la carga uniforme w con un ancho de influencia de 4 m. Para la verificación de los cables de las péndolas se considera un factor de seguridad FS de 5 y se acepta que el cable principal verifique para un factor de seguridad FS de 4 dado que en esta etapa de predimensionamiento se consideró el 100% de carga de nieve y según 3.2.3 para la verificación de la estructura se considera el 50% de dicho valor.

Elección Cable Principal		Elección Cable Péndolas	
[kN]	T 196,86	[kN]	V 3,97
	FS 4		FS 5
[KN]	Tu 787,44	[KN]	Tu 19,83
[KN]	CMR 854	[KN]	CMR 23,8

Tabla 5-3: Verificación de la resistencia de los cables.

Donde:

T: Carga de predimensionamiento requerida.

T_u: Carga de presimensionamiento última.

CMR: Carga máxima de rotura (ver sección 7.3.1.1)

Al evaluar la ecuación (5-4) para las distintas posiciones de las péndolas (x) se obtienen las coordenadas y de la parábola de acuerdo a la nomenclatura de la Figura 5.2, los valores obtenidos se muestran en la Tabla 5-4. La forma que adquiere el cable queda definida por la luz de la pasarela y por la flecha adoptada, siendo esta independiente de la carga distribuida w .

Curva Parabólica			
x	y	x	y
[m]	[m]	[m]	[m]
0	0,00	24	1,49
4	0,04	28	2,02
8	0,17	32	2,64
12	0,37	36	3,35
16	0,66	40	4,13
20	1,03	44	5,00

Tabla 5-4: Coordenadas del cable principal.

La verificación de los perfiles empleados en el tablero y en el panel vertical se realiza con la combinación c. A continuación se detalla el criterio para la verificación de los elementos en la etapa del predimensionamiento.

- **Viga longitudinal:** se considera el modelo simplificado del tramo de viga entre dos péndolas. Estas se consideran como apoyos dobles y se considera la carga w aplicada en toda la longitud.
- **Torres:** se considera el esquema de cuerpo libre del nudo superior de la torre. La acción principal que recibe es la que le transmite el cable principal. En esta etapa se considera la componente vertical de la misma para verificar la torre como un elemento comprimido.
- **Travesaños del tablero:** se evalúa como un elemento sometido a flexión con su correspondiente carga de influencia.

En la Tabla 5-5 se muestran los valores obtenidos.

Elección Viga Rigidez		Elección de Torres		Elección Travesaños	
[kNm]	M_u 2,98	[kN]	P 65,66	[m]	L 1,00
[MN/m ²]	F_y 235	[Mpa]	F_y 235	[kN/m ²]	w 1,49
[cm ³]	W 12,70	[Mpa]	F_{cr} 91,60	[kN/m]	q 2,98
[cm ³]	W_d 19,45	[cm ²]	A_g 7,17	[kNm]	M_u 0,37
		[cm ²]	$A_{g \text{ adop.}}$ 11,00	[MN/m ²]	F_y 235
				[cm ³]	W 1,59
				[cm ³]	W_d 9,73

Tabla 5-5: Verificación de los perfiles.

CAPÍTULO 6

6 MODELO NUMÉRICO DE LA ESTRUCTURA

6.1 INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se describen los elementos finitos adoptados, se muestran las características del modelo numérico de la estructura, se verifica que los resultados arrojados por el modelo numérico sean coherentes con la formulación teórica de la parábola. Luego se procede a introducir las tensiones iniciales a los cables de la estructura, se detalla el proceso iterativo abordado hasta la obtención del modelo numérico definitivo y se detallan las secciones de perfiles y cables adoptados. Una vez obtenido el modelo se realiza el estudio dinámico de la estructura y se evalúa la inestabilidad aeroelástica. Por último se calcula la carga de viento mediante el método analítico.

6.2 DESCRIPCIÓN DEL MODELO

Para modelar la estructura se utilizó Abaqus 6.13, programa de cálculo por elementos finitos de propósitos generales.

Los elementos utilizados para representar la estructura son:

- Elementos Barra (Truss): son elementos estructurales largos que pueden transmitir sólo fuerza y desplazamientos longitudinales para predecir el comportamiento de estructuras conformadas por estos elementos dispuestos en 2D (plano) ó 3D (espacio). Sólo tienen grados de libertad traslacionales. El elemento truss de dos nodos puede ser usado para representar componentes tales como pernos o conectores. El elemento de 3 nodos es útil para modelar cables de refuerzo curvos en estructuras de concreto armado. El elemento T3D2 se utilizó para modelar los cables, es un elemento truss de tres dimensiones y tiene dos nodos.
- Elemento Viga (Beam): para modelar la viga longitudinal del tablero, las torres y los travesaños se emplearon elementos viga B33. Este elemento corresponde a la teoría de vigas Euler- Bernoulli en el espacio, con interpolación cúbica. Las vigas Euler Bernoulli no permiten la deformación cortante transversal; es decir que las secciones planas permanecen planas y normales al eje de la viga; por lo cual son utilizadas para análisis con pequeñas deformaciones. Tienen grados de libertad traslacionales y rotacionales. Al utilizar funciones de interpolación cúbica se obtiene buena exactitud en los resultados, en especial en casos que involucran cargas distribuidas a lo largo de la viga.
- Elemento Conector: permite vincular dos partes con iguales o diferentes grados de libertad (desplazamientos, rotaciones). El elemento conector se empleó para modelar la unión entre los elementos truss (cables) y los elementos viga. Se eligió en conector CONN3D2 con una conexión básica traslacional del tipo JOIN. Este conector tridimensional de dos nodos

- (1,2) fija los dos nodos en la misma posición del sistema coordenado cartesiano del nodo 1. Es decir que permite que el elemento correspondiente al nodo 1 le transmita las fuerzas al nodo 2 y este último no recibe ninguna restricción rotacional.

Los datos del modelo numérico se calcularon con una planilla de cálculo, ya que el procesador de Abaqus, CAE, no permite la introducción de tensiones iniciales en los cables.

De acuerdo a los ejes coordenados de la Figura 5.3 (eje X de una margen a otra del río, eje Y vertical y eje z en la dirección del río) se establecieron los nodos de la estructura. Los elementos de barra (truss) se utilizaron para el cable principal, las péndolas, los tensores inferiores, los tensores extremos y las diagonales tanto del tablero como de los paneles verticales. Dado que estos elementos físicamente no transmiten movimientos rotacionales la diferencia que existe entre los cables y las diagonales, materializadas por perfiles ángulos, radica en que los primeros no admiten esfuerzos de compresión. Esto se tuvo en cuenta adoptando para los cables una relación constitutiva que es no nula solo para el caso donde los nodos extremos del elemento se alejan (extensión) lo cual provoca tracción.

Las partes estructurales restantes, como ser la viga longitudinal del tablero, las torres y los travesaños, fueron representados con elementos de viga (beam).

Las uniones de elementos viga-viga permiten que se transmitan las traslaciones y los giros en los tres ejes X, Y y Z. Las uniones entre cables solo transmiten las traslaciones en los tres ejes coordenados. Estas dos condiciones se generan por las características propias de los elementos involucrados.

En la unión de elementos viga con elementos barra ó viga-cable es necesario emplear un conector join para poder compatibilizar los grados de libertad de ambas tipologías haciendo que la viga sólo le transmita al cable, los tres movimientos traslacionales en los ejes X, Y y Z, (u_1 , u_2 y u_3). Este tipo de conexión se esquematiza en la Figura 6.1. Para generar el elemento conector fue necesario crear el segundo punto del elemento, el cual corresponde con el elemento truss. Estos puntos se definieron en todos los casos a una distancia radial de la unión de los ejes de los elementos concurrentes de 10 cm. Lo cual implicó utilizar conectores en las siguientes uniones:

- a) Tablero – Péndolas
- b) Tablero – Diagonales
- c) Tablero – Tensores Inferiores
- d) Torre – Tensores Extremos
- e) Torre – Cable Principal



Figura 6.1: Esquema del conector join.

La vinculación de la estructura al terreno se efectúa mediante los cuatro apoyos de las torres y las conexiones del cable principal y de los tensores inferiores. Para las torres se consideran restringidos los desplazamientos y giros (empotramiento en la fundación) y para los cables se consideran restringidos los desplazamientos en las direcciones de los tres ejes coordenados.

En el anexo N° 1 se muestra la configuración de la pasarela. Consta de dos parábolas paralelas (cables principales) contenidas en planos paralelos al XY. El cable principal está suspendido de los pilares extremos superiores de las torres. Las torres forman dos planos estructurales verticales (paralelos al plano YZ) separados entre sí 88 m. El tablero es sostenido por las péndolas unidas al cable principal (el cual transmite las cargas a las torres). Los tensores extremos se conectan a la parte superior de las torres y se vinculan con el terreno a 25 m de los pilares según el eje X y a 3 m según el eje Z. Estos permiten equilibrar la componente horizontal de la fuerza del cable principal que llega a cada torre y actúan como contravientos en la dirección del cauce. Los tensores inferiores unen el tablero al terreno y se proyectan para aportar mayor rigidez al tablero frente a la acción del viento en la dirección del río. Estos son solidarios al tablero en las posiciones correspondientes a las 2^{da}, 4^{ta} y 6^{ta} péndola. El otro extremo de los mismos se ubica alineado con los pilares y separados de los mismos en la dirección Z de 2 m. Tanto el plano vertical de las torres como el tablero están rigidizados por diagonales y travesaños.

6.3 VERIFICACIÓN DEL MODELO NUMÉRICO CON EL PREDIMENSIONAMIENTO

Con el objeto de verificar que el modelo numérico, para una estructura colgante parabólica, proporciona resultados coherentes con las leyes de estática clásica se procede a comparar las tensiones del modelo numérico con las arrojadas por la formulación clásica bajo las cargas de uso L (ver 3.2.3) sin considerar la carga de peso propio.

En la Tabla 6-1 se muestran los valores de las fuerzas T del cable en la posición x para el modelo teórico, al evaluar la expresión (5-2) para los distintos valores de x, $T_0 = 196,86 \text{ kN}$ (ver Ec. (5-8)) y $w = L/2$ (la carga aplicada al tablero se distribuye en los dos cables principales). Luego la tensión en el cable principal para la posición x se obtiene como el cociente entre la fuerza T calculada y la sección del cable $A_{cp} = 7,94 \text{ cm}^2$ (ver 5.6). También se indican las tensiones S11 obtenidas del modelo numérico para los elementos correspondientes. Los valores se muestran para un cuarto del modelo ya que es simétrico y se calcula la discrepancia existente entre ambos modelos.

Curva Parábola – Modelo Teórico					Modelo Numérico		Discrepancia	
Péndola N°	x [m]	y [m]	T [kN]	S11 [N/m ²]	S11 [N/m ²]	Elementos concurrentes al nodo	[kg/cm ²]	[%]
1	0	0,00	110,35	1,389E+08	1,386E+08	170/171	3,17	0,23
2	4	0,04	110,38	1,390E+08	1,387E+08	171/172	3,13	0,23
3	8	0,17	110,45	1,391E+08	1,387E+08	172/173	3,19	0,23
4	12	0,37	110,56	1,392E+08	1,389E+08	173/174	3,22	0,23
5	16	0,66	110,73	1,394E+08	1,391E+08	174/175	3,20	0,23
6	20	1,03	110,94	1,397E+08	1,394E+08	175/176	3,11	0,22
7	24	1,49	111,20	1,400E+08	1,397E+08	176/177	3,02	0,22
8	28	2,02	111,50	1,404E+08	1,401E+08	177/178	3,13	0,22
9	32	2,64	111,85	1,408E+08	1,405E+08	178/179	3,28	0,23
10	36	3,35	112,24	1,413E+08	1,410E+08	179/180	3,47	0,25
11	40	4,13	112,68	1,419E+08	1,416E+08	180/181	3,26	0,23
12	44	5,00	113,17	1,425E+08	1,419E+08	181	6,13	0,43

Tabla 6-1: Comparación de las tensiones teóricas en los cables del modelo teórico y del modelo numérico.

6.4 INTRODUCCIÓN DE TENSIONES INICIALES

Con el objeto de asegurar el estado de servicio de la estructura, se deben introducir las tensiones iniciales en el cable principal, péndolas, tensores extremos y tensores inferiores de modo de cumplir con las deformaciones y desplazamientos laterales máximos indicados en la sección 3.4. Los valores de tensiones iniciales a introducir se obtienen mediante un proceso iterativo. El objetivo es que el tablero, bajo las cargas de servicio, acuse una deformación máxima igual o menor a $L/300$ igual a 29 cm.

De las combinaciones de servicio del apartado 3.3 se adoptó la combinación de cargas B.5 D+0,7 (L+S) y se procedió a realizar el proceso iterativo hasta obtener las tensiones iniciales en el cable principal, tensores extremos y péndolas que produzcan una deformación cercana a $L/300$.

Se adopta una tensión inicial para los tensores inferiores de $5,53 \cdot 10^8$ N/m², correspondiente al 0,5 % de la carga máxima de rotura del cable, que genera para la combinación B5 una deformación vertical hacia abajo de 23 cm. En el estado sin carga la pasarela presenta una contraflecha de 32 cm.

6.5 MODELO NUMÉRICO ADOPTADO

Se modela la estructura con los elementos definidos en el predimensionamiento. Se realiza la introducción de tensiones iniciales en los cables.

Se verifican los elementos estructurales y resulta necesario incrementar las secciones de la viga longitudinal y de los perfiles verticales de las torres. A continuación se detallan las secciones adoptadas para la estructura:

- Cable principal y tensores extremos: cable estructural galvanizado Grado 1 Clase A Revestimiento completo, diámetro nominal $D= 31,80 \text{ mm}$ ($1 \frac{1}{4}''$), Norma [ASTM A586, 2004], CMR: 854,00 kN, sección del cable $A_{cp}= 7,94 \text{ cm}^2$.
- Péndolas: cordón de acero galvanizado, diámetro nominal $D= 6 \text{ mm}$, formación 1+19 (1+6+12), rango de resistencia $120/140 \text{ daN/mm}^2$, marca [Tesum], CMR: 23,80 kN, sección del cable $A_p= 0,21 \text{ cm}^2$.
- Tensores inferiores: cordón de acero galvanizado, diámetro nominal $D= 16 \text{ mm}$, formación 1+19 (1+6+12), rango de resistencia $120/140 \text{ daN/mm}^2$, marca [Tesum], CMR: 169,00 kN, $A_{Tinf}= 1,52 \text{ cm}^2$.
- Viga longitudinal del tablero: IPN 140
- Torres y travesaños del panel vertical de las torres: cajón cerrado constituido por dos perfiles laminados en caliente U200.
- Diagonales del tablero y del panel vertical de las torres: perfil laminado en caliente ángulo de lados iguales $2'' \times 1/4''$.

En la Figura 6.2 se puede apreciar el modelo numérico de la estructura obtenido.

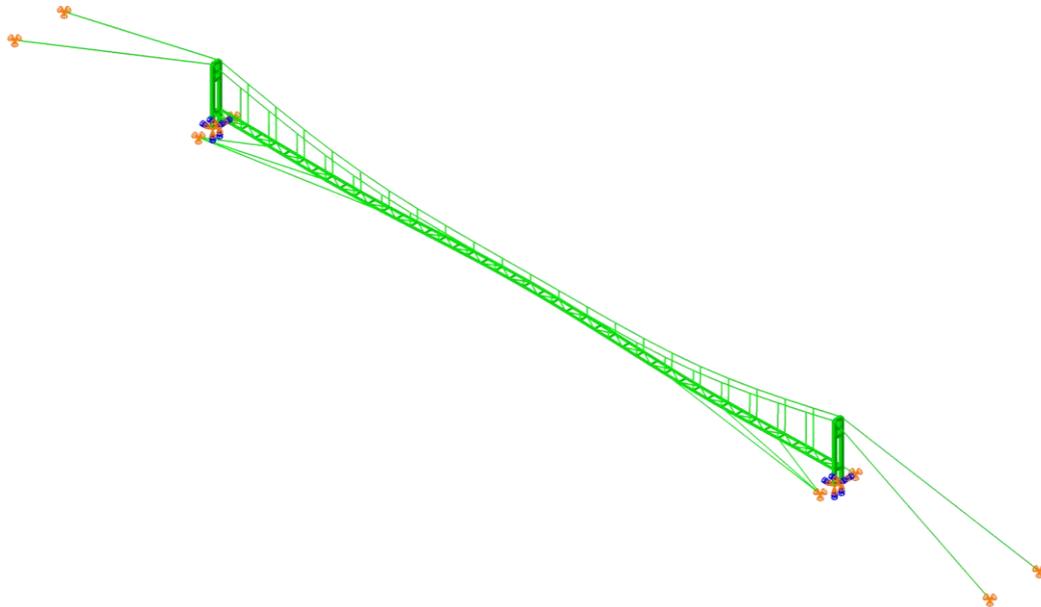


Figura 6.2: Modelo Numérico

6.6 ESTUDIO DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA

6.6.1 Estudio Dinámico

A partir del modelo numérico de la pasarela se realizó se calcularon las frecuencias naturales de vibración y los correspondiente modos de vibración. En las Figura 6.3 a Figura 6.7 se muestran los modos de vibración de las cinco frecuencias naturales menores.

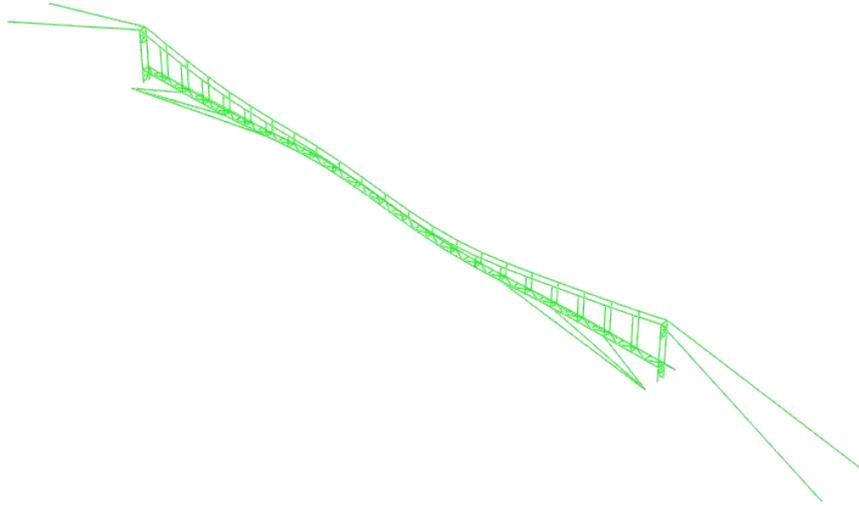


Figura 6.3: 1° Modo $f_1=0,653$ (Flexional)

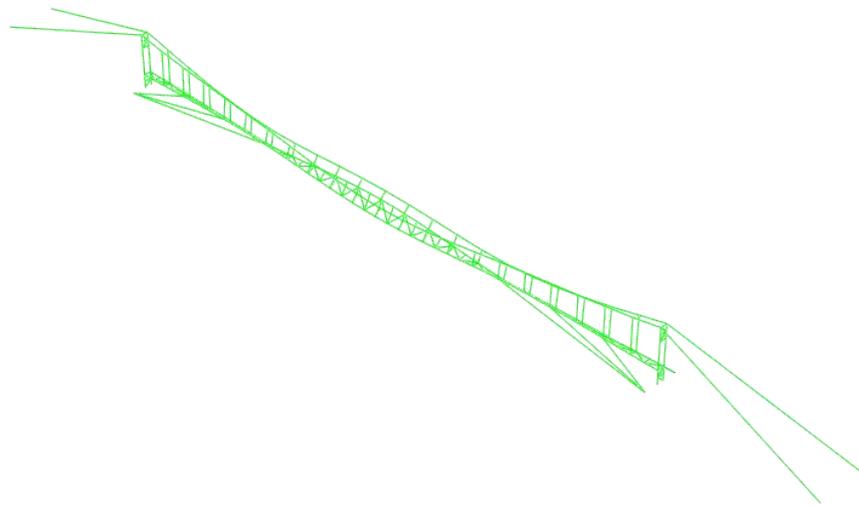


Figura 6.4: 2° Modo $f_2=0,680$ (Torsional)

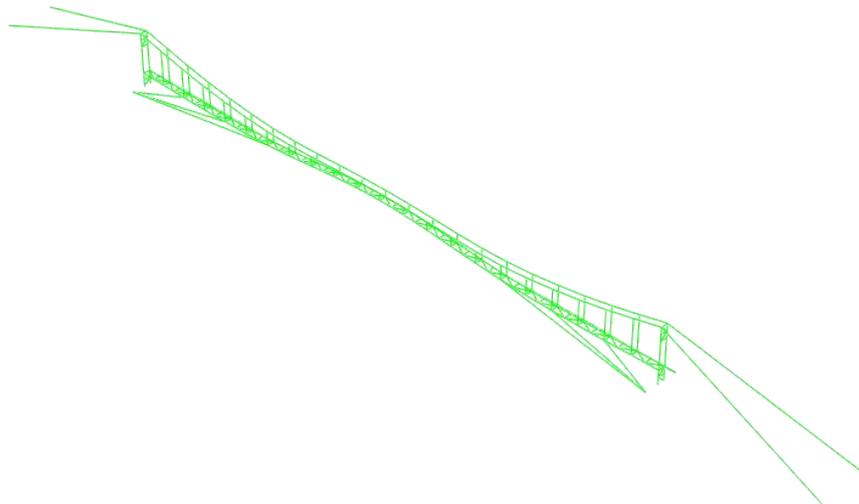
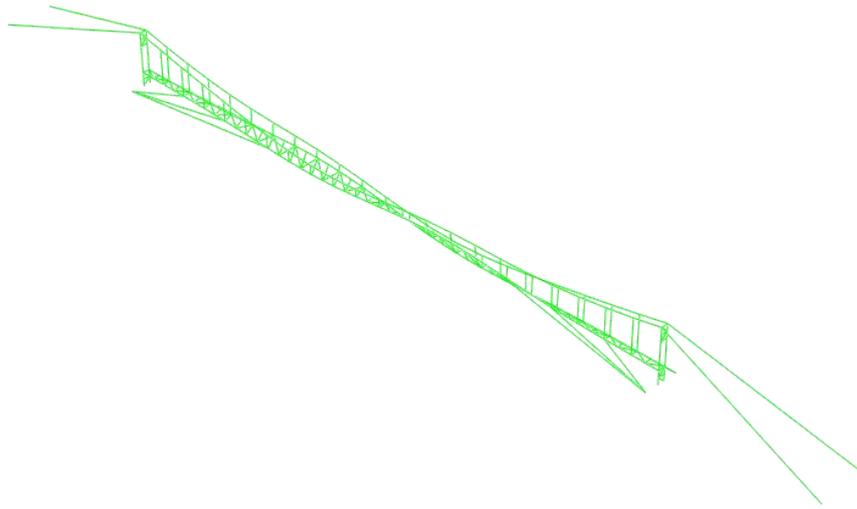
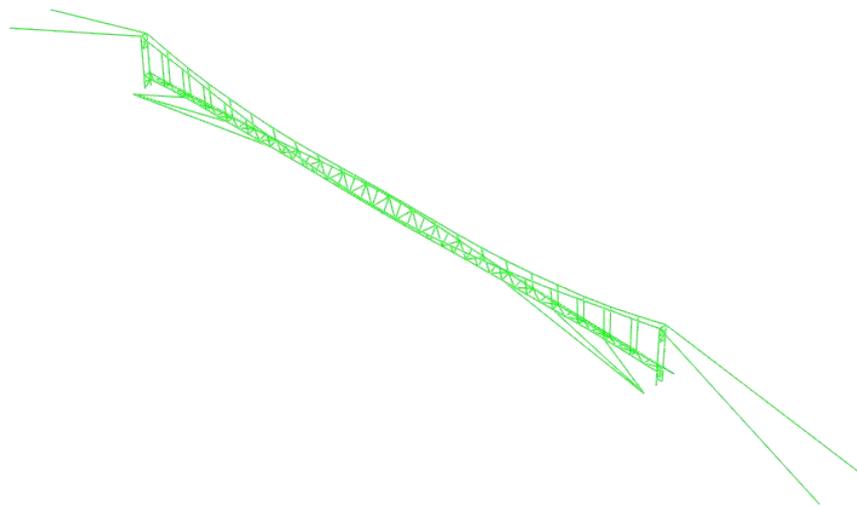


Figura 6.5: 3° Modo $f_3=0,745$ (Flexional)

Figura 6.6: 4º Modo $f_4=0,774$ (Torsional)Figura 6.7: 5º Modo $f_5=1,018$ (Torsional)

6.6.2 Inestabilidad aeroelástica

De acuerdo al [CIRSOC 102, 2005] una estructura es flexible cuando presenta su frecuencia natural menor a 1 Hz. Como la frecuencia natural de la pasarela es 0,65 Hz la estructura es flexible y es necesario evaluar el comportamiento de la misma frente a la acción del viento, mediante un modelo a escala y en túnel de viento.

La interacción viento-estructura puede dar lugar a fenómenos aeroelásticos de carácter oscilatorio y de amplitud creciente en el tiempo que dan lugar a inestabilidades aeroelásticas. A continuación se describen los fenómenos aeroelásticos que intervienen en el estudio de puentes [Gimsing, 2012].

- a) Desprendimientos de torbellinos (vortex shedding): el fenómeno se debe a la separación del flujo de aire por la presencia de un obstáculo, en este caso el obstáculo principal es el tablero, y se caracteriza por el desprendimiento periódico de torbellinos de sentido de rotación alternado llamados vórtices de Von Kármán (ver Figura 6.8 [Hernández Vázquez et al., 2005]). Dicho desprendimiento genera fuerzas verticales de sentido alternado sobre el tablero que causan vibraciones verticales típicas de este fenómeno.

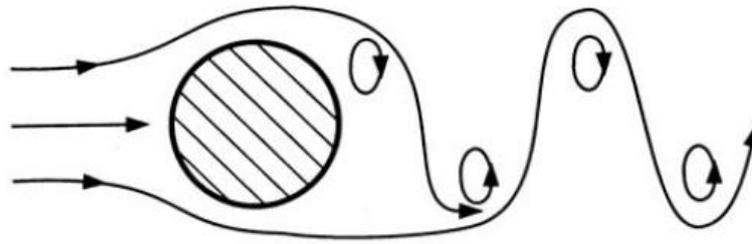


Figura 6.8: Fenómeno de desprendimiento de torbellinos.

- b) Galope transversal (galloping): genera movimientos de gran amplitud según la dirección normal al flujo de aire, con frecuencias menores a las que se producirían en el caso de desprendimiento de torbellinos. El fenómeno es importante en el diseño de cables de gran longitud en puentes atirantados.
- c) Galope inducido por una estela (wake galloping): tiene lugar cuando existen dos obstáculos próximos de tal forma que uno de los cuerpos se encuentra en la estela del otro. Debido a la estela de torbellinos que genera el cuerpo aguas arriba del flujo de aire, el segundo cuerpo recibe una corriente incidente cuya intensidad y sentido varían con el tiempo. Este fenómeno suele estar muy condicionado por las distancias entre dos tirantes consecutivos. Empleando separaciones mayores a seis diámetros el galope inducido se ve reducido considerablemente.
- d) Flameo (flutter): tiene lugar a partir de cierta velocidad crítica de viento cuando las fuerzas que provoca el flujo de aire sobre el tablero de un puente, en combinación con los movimientos del propio tablero dan lugar a una amplificación de los movimientos del tablero hasta que, debido al elevado nivel de tensiones que alcanza el material, se produce el colapso.

Este fenómeno involucra el acoplamiento de dos modos de vibración distintos, siendo normalmente los modos de flexión y de torsión. Por lo cual es de gran importancia diseñar la estructura de modo que las frecuencias propias de flexión y de torsión se encuentren lo más distanciadas posible. Para garantizar esto es determinante la relación entre la masa del tablero por unidad de longitud y la rigidez torsional del mismo. En la Figura 6.9 “se muestra el movimiento de la sección transversal del puente cuando las frecuencias de torsión y flexión son iguales y existe ese desfase entre las oscilaciones; en este caso, es posible la absorción de cierta energía, procedente del trabajo realizado por el viento sobre la estructura, que se emplea en aumentar sistemáticamente las deformaciones.” [Hernández Vázquez et al., 2005]

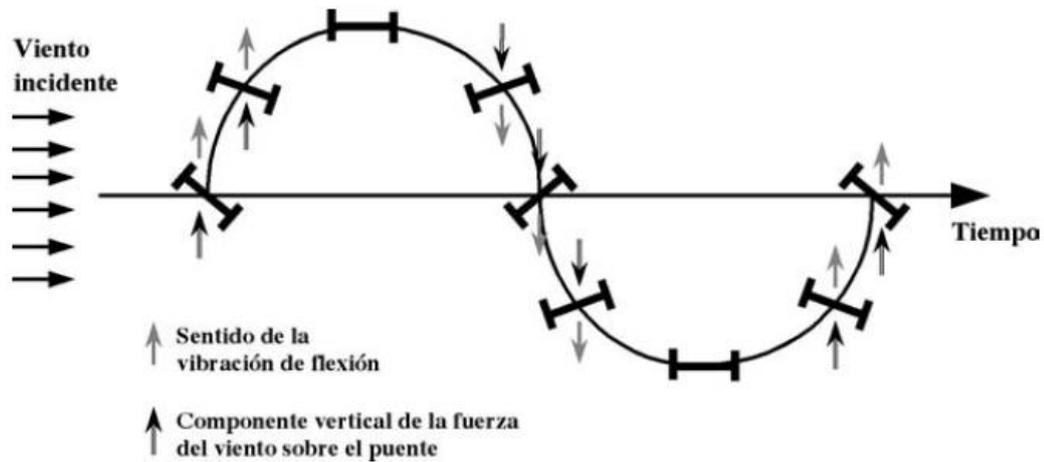


Figura 6.9: Absorción de energía del viento por una estructura oscilante.

- e) Bataneo (buffeting): corresponde al estudio de la influencia de la naturaleza turbulenta del viento, esto es, el efecto de las ráfagas u otras perturbaciones de la corriente, las cuales no han sido producidas por el obstáculo que las sufre.

A continuación se detallan los criterios adoptados para verificar cada uno de los fenómenos anteriormente mencionados.

- a) Flameo: el criterio lo desarrolló A.G. Frandsen y se basa en una teoría que predice las velocidades de flameo para tableros de puentes, considerando el amortiguamiento estructural. Esta teoría además explica el acoplamiento del flameo y de la divergencia torsional de un tablero delgado.

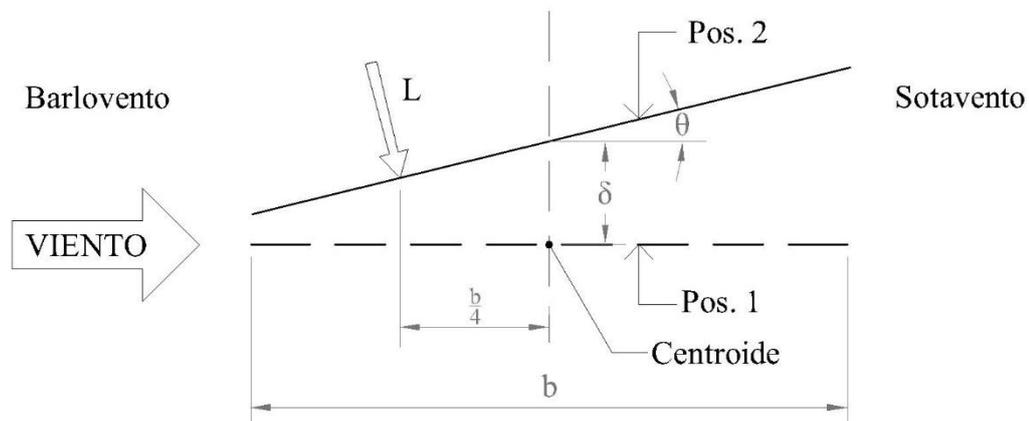


Figura 6.10: Tablero en la posición neutra (1) y en la posición desviada (2)

Considera el tablero como una placa plana de ancho b , con un espesor infinitesimal y una longitud infinita. Con estas simplificaciones el flujo de aire alrededor del tablero será bidimensional. El tablero que se muestra en la Figura 6.10 tiene una posición neutra 1 paralela a la dirección del viento y una desviada a la posición 2 (caracterizada por la traslación vertical δ y la rotación θ) introduce una presión aeroestática, cuya resultante L actúa en una cuarta parte del tablero a barlovento. La acción de la presión aeroestática puede descomponerse en una

fuerza vertical L y un momento M . Asumiendo un pequeño ángulo de rotación θ se derivan las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} L &= -\pi\rho b U^2 \theta \\ M &= \frac{1}{4} \pi\rho b^2 U^2 \theta \end{aligned} \quad (6-1)$$

Siendo ρ la densidad másica del aire y U la velocidad del viento que llega. Las ecuaciones de movimiento del tablero, sin considerar el amortiguamiento, pueden expresarse introduciendo los coeficientes de inercia K_v y K_t , resultando:

$$\begin{aligned} K_v \delta + \mu \frac{\partial^2 \delta}{\partial t^2} &= K_v \delta + \mu \ddot{\delta} = L(t) \\ K_t \theta + I_m \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} &= K_t \theta + I_m \ddot{\theta} = M(t) \end{aligned} \quad (6-2)$$

En las ecuaciones $L(t)$ y $M(t)$ son la fuerza vertical activa y el momento torsional activo, ambos dependientes del tiempo. Con $L(t)=M(t)=0$, las frecuencias angulares verticales y torsionales ω_v y ω_t resultan:

$$\omega_v = \sqrt{\frac{K_v}{\mu}} \text{ y } \omega_t = \sqrt{\frac{K_t}{I_m}} \quad (6-3)$$

Donde μ es la masa del tablero por unidad de longitud e I_m es el correspondiente momento de inercia másico. La inercia vertical y torsional K_v y K_t se determinan mediante las siguientes expresiones:

$$K_v = \mu \omega_v^2 \text{ y } K_t = I_m \omega_t^2 \quad (6-4)$$

Asumiendo que el tablero se encuentra sujeto a una fuerza externa P_0 y a un momento externo M_0 , el equilibrio en el estado 2 se expresa según (6-5).

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 \delta}{\partial t^2} &= \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = 0 \\ P(t) &= L_0 - \pi\rho b U^2 \theta \text{ y} \\ M(t) &= M_0 + \frac{1}{4} \pi\rho b^2 U^2 \theta \end{aligned} \quad (6-5)$$

Se obtiene:

$$\begin{aligned} K_v \delta &= L_0 - \pi\rho b U^2 \theta \text{ y} \\ K_t \theta &= M_0 + \frac{1}{4} \pi\rho b^2 U^2 \theta \end{aligned} \quad (6-6)$$

Despejando δ y θ resulta:

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{1}{K_v} \left(L_0 - \frac{\pi\rho b^2 U^2}{K_t - \frac{1}{4} \pi\rho b^2 U^2} M_0 \right) \quad (a) \\ \theta &= \frac{M_0}{K_t - \frac{1}{4} \pi\rho b^2 U^2} \quad (b) \end{aligned} \quad (6-7)$$

En la Ec. (6-7) (b), se observa que la presión aeroestática reduce la rigidez torsional de K_t a $K_t - \frac{1}{4}\pi\rho b^2 U^2$. En consecuencia la rigidez se reducirá por completo para una velocidad del viento U_d determinada por:

$$U_d = \frac{2}{b} \sqrt{\frac{K_t}{\pi\rho}} \quad (6-8)$$

La velocidad U_d conocida como velocidad divergente, se corresponde con un problema de estabilidad estática, ya que incluso una rotación muy pequeña del tablero desde su posición neutral, implicará desplazamientos sin límites.

La ecuación anterior indica que U_d es inversamente proporcional al ancho del tablero b ; sin embargo K_t también depende de dicho ancho b . De modo que, para sistemas de cables sujetos desde el borde del tablero, la rigidez torsional se evalúa como $K_t = \frac{1}{2}Kb^2$, Obteniendo de forma simplificada la velocidad divergente:

$$U_d = \sqrt{\frac{2K}{\pi\rho}} \quad (6-9)$$

b) Flameo Acoplado: es un fenómeno que cobra mayor interés que el fenómeno de divergencia, dado que tiene lugar a una velocidad menor que la U_d , la cual se llama velocidad de flameo. La vibración de flameo es una oscilación armónica caracterizada por el acoplamiento de las oscilaciones verticales y torsionales que ocurren cuando las frecuencias de las mismas coinciden.

Generalmente, los puentes colgantes con dos paneles de cables tendrán una frecuencia modal torsional f_t mayor que la frecuencia modal vertical f_v , sin embargo debido a la reducción de la rigidez torsional bajo la acción de la presión aeroestática, f_t disminuirá con el incremento de la velocidad del viento. Frandsen mostró que la velocidad de flameo para el tablero viene dada por:

$$U_f = U_d \sqrt{1 - \left(\frac{\omega_v}{\omega_t}\right)^2} \quad (6-10)$$

A partir de la expresión (6-10) la velocidad de flameo U_f es menor que la velocidad divergente U_d . En la misma expresión puede observarse que se presentará una baja velocidad de flameo si las frecuencias propias de los modos vertical ω_v y torsional ω_t se encuentran muy cerca. En consecuencia, es deseable que la frecuencia torsional ω_t duplique al valor de la frecuencia vertical ω_v , en puentes colgantes extensos.

c) Bataneo: es el mecanismo en el cual las fluctuaciones del viento en dirección contraria hacen vibrar el puente. En general, estas vibraciones no son de naturaleza catastrófica, pero pueden ser suficientes como para cerrar el puente por seguridad. Además el efecto acumulativo de estas

oscilaciones disminuye la vida útil del puente que puede ser por la fatiga de varios componentes del puente algunas veces alcanzando el deterioro de toda la estructura del puente, esto acompañado de grandes costos de mantenimiento y reparaciones.

- d) Desprendimiento de vórtices: es un mecanismo autolimitado de oscilaciones inducidas por el viento. Generalmente no son de naturaleza catastrófica pero pueden generar preocupaciones respecto a la serviciabilidad y estado de fatiga del puente. Este fenómeno implica una importante interacción fluido-estructura, provocando oscilaciones armónicas por naturaleza con frecuencias que coinciden con las frecuencias de los modos dominantes del puente.

La velocidad crítica de desprendimientos de vórtices se define como:

$$U_{cr} = \frac{f_i D}{S_t} \quad (6-11)$$

Siendo D la dimensión característica de la estructura. Para el tablero de un puente a menudo se considera como la profundidad de la viga, S_t es el número de Strouhal. Para cilindros circulares es aproximadamente 0,2. Para distintos diseños de tableros el valor de S_t puede variar órdenes de magnitud.

La velocidad de desprendimiento de vórtices no indica la velocidad a la cual hay una susceptibilidad definida para que el puente oscile, pero si determina la velocidad del viento a la cual los vórtices se forman a la misma frecuencia que la de un modo particular de la estructura. Para que un puente oscile se deben reunir varias condiciones adicionales, la más importante es que la estructura cuente con poco amortiguamiento estructural y flujos de viento laminar con intensidades de turbulencias típicamente por debajo de 5-8%. Además, para el tablero de un puente, el viento debe estar casi perpendicular al eje del tablero, dentro de un rango de ± 20 grados. Finalmente la velocidad crítica del viento debe ocurrir para velocidades de viento suficientemente grandes para que cuenten con la energía suficiente para excitar el puente, pero también velocidades lo suficientemente bajas para que el estrechamiento de la estela no interrumpa la creación de vórtices.

Evaluación de los fenómenos aeroelásticos

- a) Flameo: se procede a calcular la velocidad divergente U_d de acuerdo a la Ec. (6-9).

Cálculo del momento de inercia de la sección transversal del tablero de la pasarela I_m .

Cálculo de la velocidad divergente.

Peso del tablero				kg/m	kN/m
Travesaño	kg/m	kg/m		36,96	0,37
IPN 80	5,9	2,95			
Viga	kg/m	kg/m			
IPN 140	14,3	28,6			
Cruces	kg/m	L cruz	kg/m		
2"x1/4"	4,84	2,24	5,41		

Tabla 6-2: Valores de los pesos de los perfiles del tablero.

Peso total	Peso concentrado	Peso distribuido	I_m Concentrado	I_m Distribuido	I_m
[kg]	[kg]	[kg]	[kg.m ²]	[kg.m ²]	[kg.m ²]
36,96	28,6	8,36	11,67	1,14	12,81

Tabla 6-3: Valores adoptados para calcular el momento de inercia del tablero.

b	I_m	ρ	w_t	K_t	K	U_d
[m]	[kg.m ²]	[kg/m ³]	[Hz]			[m/s]
1	12,81	1,29	4,27	233,86	116,93	7,60

Tabla 6-4: Valores adoptados para calcular la velocidad divergente.

b) Flameo acoplado:

U_d	w_t	w_v	U_f
[m/s]	[rad/s]	[rad/s]	[m/s]
7,60	4,27	4,08	2,23

Tabla 6-5: Valores adoptados para calcular la velocidad de flameo.

Se observa que la velocidad flameo es menor que la velocidad divergente, sin embargo no se cumple que la frecuencia torsional duplique la frecuencia vertical, por lo cual es posible que a velocidades cercanas a 2,23 m/s ocurra el fenómeno de flameo acoplado.

- c) Bataneo: es un fenómeno que no se va a desarrollar ya que no hay obstáculos en el flujo de aire y no hay objetos próximos entre sí en la estructura.
- d) Desprendimiento de vórtices: la profundidad D es igual a la altura del tablero y resulta 0,14 m. Se considera para una sección IPN con una relación altura/ancho igual a 2 un número de Strouhal de 0,144. Al evaluar la ecuación del número de Reynolds y del número de Strouhal para las velocidades de viento probables en el lugar, se obtienen los siguientes valores:

V	R_e	f_s
[m/s]	[adim]	[1/s]
5	3,9E+04	5,14
10	7,8E+04	10,29
15	1,2E+05	15,43
20	1,6E+05	20,57
25	2,0E+05	25,71
30	2,3E+05	30,86
35	2,7E+05	36,00
40	3,1E+05	41,14
45	3,5E+05	46,29

Tabla 6-6: Valores de los números de Reynolds y Strouhal en función de la velocidad del viento.

Se puede observar que las frecuencias de desprendimientos de vórtices se encuentran muy alejadas respecto a las frecuencias naturales de la estructura, por ello no se espera que se pueda producir.

6.7 CARGA DE VIENTO

La carga de viento se determina de acuerdo al [CIRSOC 102, 2005]. Se emplea el procedimiento analítico, el cual se encuadra en el siguiente campo de validez:

1. La estructura es de forma regular.
2. La estructura no posee características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida al galope o flameo. Por su ubicación, tampoco deben merecer consideración especial los efectos de canalización o golpeteo en la estela debido a las obstrucciones a barlovento.

Cuando la estructura es flexible el reglamento se limita a considerar el efecto de amplificación causado por ráfagas en resonancia con las vibraciones, en dirección del viento, de la estructura. En el apartado 0 se analizan las consideraciones realizadas respecto al punto 2 del campo de validez del reglamento.

A continuación se muestra el desarrollo para obtener la carga de viento según el procedimiento indicado. Los artículos, apéndices y Tablas a los que se hace mención corresponden al reglamento [CIRSOC 102, 2005].

5.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

5.4 Velocidad básica del viento $V=45$ [m/s]

5.4.4 Factor de direccionalidad $K_d=0,85$

Se debe aplicar cuando se utilice conjuntamente con las combinaciones de carga especificadas en el Apéndice B.3.

5.5 Categoría del Edificio de Tabla A-1: II

Factor de Importancia de Tabla 1 $I=1$

5.6 Categorías de exposición para Sistema Principal Resistente (Figura 3): C

Coefficientes de exposición para presión dinámica de Tabla 5: K_z ó K_h

K_z	Altura
0,87	0 -5 m
0,90	6 m
0,94	7,5 m
0,95	8 m

Tabla 6-7: Coeficiente de exposición según la altura.

5.7 Factor topográfico $K_{zt} = 1$.

5.10 La presión dinámica q_z a la altura z se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad (6-12)$$

5.8.2 Factor de efecto ráfaga: se realiza el procedimiento para estructuras flexibles considerando:
Altura de la estructura $h = 8$ m.

Dimensión horizontal de la estructura medida normalmente a la dirección del viento
 $B = 88$ m.

Dimensión horizontal de la estructura medida paralelamente a la dirección del viento
 $L = 1$ m.

Frecuencia natural de la estructura $n_1 = 0,65$

Factor de intensidad de turbulencia de Tabla 4 $c = 0,2$

Altura equivalente de la estructura \bar{z} : su valor corresponde a $0,6 h$ y debe ser mayor que z_{\min} . La constante de exposición z_{\min} se obtiene de la Tabla 4 y vale $z_{\min} = 4,6$ m. Con lo cual $\bar{z} = 4,8$ m.

De la Tabla 4 también se obtienen:

Factor de escala de longitud integral $l = 152$ m.

Exponente para la ley potencial de la escala de longitud integral $\varepsilon = 0,2$.

Factor de velocidad media horaria de viento $\bar{b} = 0,65$.

Exponente para la ley potencial de la velocidad media horaria del viento $\bar{\alpha} = 0,15$.

5.8.1 Escala de longitud integral de la turbulencia $L_{\bar{z}}$.

$$L_{\bar{z}} = l \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{\varepsilon} \quad L_{\bar{z}} = 131,25 \quad (6-13)$$

La respuesta base Q está dada por

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,63 \left(\frac{B+h}{L_{\bar{z}}} \right)}} Q = 0,81 \quad (6-14)$$

Intensidad de la turbulencia a la altura \bar{z} :

$$I_{\bar{z}} = c \left(\frac{10}{\bar{z}} \right)^{\frac{1}{6}} \quad I_{\bar{z}} = 0,22 \quad (6-15)$$

5.8.2 Factor de pico para la respuesta base g_Q y factor de pico para la respuesta al viento g_v . Ambos adoptan el valor $g_Q=g_v=3,4$.

Factor de pico para la respuesta resonante g_R :

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600 n_1)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(3600 n_1)}} \quad g_R = 4,087 \quad (6-16)$$

Velocidad media horaria del viento a la altura \bar{z}

$$\bar{V}_z = \bar{v} \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{\bar{a}} \quad \bar{V}_z = 26,13 \text{ m/s} \quad (6-17)$$

Frecuencia reducida N_1

$$N_1 = \frac{n_1 L \bar{z}}{\bar{V}_z} \quad N_1 = 3,28 \quad (6-18)$$

$$\text{Para } n = 4,6 \frac{n_1 h}{\bar{V}_z} = 0,92 \quad R_1 \text{ vale} \quad R_1 = R_h = \frac{1}{n} - \frac{1}{2n^2} (1 - e^{-2n}) = 0,58$$

$$\text{Para } n = 4,6 \frac{n_1 B}{\bar{V}_z} = 10,12 \quad R_1 \text{ vale} \quad R_1 = R_B = \frac{1}{n} - \frac{1}{2n^2} (1 - e^{-2n}) = 0,09$$

$$\text{Para } n = 4,6 \frac{n_1 L}{\bar{V}_z} = 0,11 \quad R_1 \text{ vale} \quad R_1 = R_L = \frac{1}{n} - \frac{1}{2n^2} (1 - e^{-2n}) = 0,92$$

Se considera una relación de amortiguamiento $\beta=0,005$ para estructuras metálicas.

Factor de respuesta resonante R

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_b (0,53 + 0,47 R_L)} \quad R = 0,84 \quad (6-19)$$

El factor de efecto de ráfaga para la estructura flexible o dinámicamente sensible resulta:

$$G_f = 0,925 \left(\frac{1 + 1,7 I_z \sqrt{g_q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1,7 g_v I_z} \right) \quad G_f = 1,6 \quad (6-20)$$

5.9 La estructura es abierta de acuerdo a la clasificación de cerramientos.

5.13 La carga de viento de diseño sobre edificios abiertos y otras estructuras se define mediante la siguiente expresión:

$$F = q_z G C_f A_f \quad (6-21)$$

A su vez el Anexo II – Coeficientes de fuerza para estructuras o elementos estructurales con sección transversal uniforme. El artículo II.1 brinda la siguiente formulación para las cargas de viento sobre estructuras con relaciones de esbeltez $8 \leq \frac{l}{b} \leq 40$.

$$F = G C_f K_e A_f q_z \quad [N] \quad (II.1)$$

$$F_x = G C_{fx} K_e A_f q_z \quad [N] \quad (II.2) \quad (6-22)$$

$$F_y = G C_{fy} K_e A_f q_z \quad [N] \quad (II.3)$$

Siendo:

- G Factor de efecto de ráfaga del artículo 5.8.1.
- C_f Coeficiente de fuerza neta.

C_{fx}, C_{fy}	Coefficientes de fuerza en la dirección de los ejes x, y de la estructura o elemento estructural.
A_f	Área proyectada normal al viento b.l.
b	Dimensión transversal perpendicular a la dirección del viento.
l	Longitud de la estructura o elemento.
K_e	Factor de corrección por esbeltez.

Los factores corrección por esbeltez se obtienen de la Tabla II.6 y son los siguientes.

Relación de esbeltez l/b	Factor de corrección K_e
8	0,7
14	0,8
30	0,9
40 o más	1

Tabla 6-8: Tabla II.6 [CIRSOC 102, 2005] Factores de corrección por esbeltez.

Se aplicará la carga de viento a la viga longitudinal del tablero y a las torres. Se evalúan los siguientes parámetros para conocer la fuerza de viento correspondiente.

z	Altura del baricentro del área A_f
d	Dimensión transversal de la sección en la dirección paralela al viento
b	Dimensión transversal de la sección en la dirección perpendicular al viento.
l	Longitud del elemento estructural.
G	Factor de efecto de ráfaga.
C_f	Coefficiente de fuerza.
l/b	Relación de esbeltez.
K_e	Coefficiente de reducción obtenido de la Tabla II.6.
A_f	Área del elemento estructural normal a la dirección del viento b, l en m^2 .
K_z	Coefficiente de exposición para la presión dinámica, evaluado a la altura z obtenido de la Tabla 5.
q_z	Presión dinámica evaluada a la altura z, se calcula según el artículo 5.10.
V_z	Velocidad de ráfaga según el artículo II.2.
$V_{z,b}$	Producto necesario para ingresar a la Tabla II.5 y obtener el coeficiente de fuerza para cables.
F	Fuerza ejercida por el viento, calculada mediante la formulación del Anexo II, artículo II.1.

Los coeficientes de fuerza para estructuras abiertas se obtienen de las Tablas del Anexo II según corresponda. En la Tabla 6-9 se muestran los valores de las acciones de viento aplicados en los distintos elementos.

	z	d	b	l	G	d/b	Tabla	C_f	l/b	K_e	A_f	K_z	q_z	F
	[m]	[m]	[m]	[m]							[m ²]		[N/m ²]	[N]
Torre	5	0,15	0,2	1	1,60	0,75	II,3A	2,771	5,00	0,65	0,2	0,87	917,96	530,5
	6											0,90	949,61	548,8
	7,5											0,94	991,82	573,2
Viga.	2,02	0,07	0,14	2	1,60	0,50	II,4	2,05	14,29	0,80	0,14	0,87	917,96	338,9

Tabla 6-9: Acciones del viento sobre los elementos de la estructura.

CAPÍTULO 7

7 VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

7.1 INTRODUCCIÓN

En la primera etapa se procede a evaluar el modelo numérico para los distintos estados de carga definidos en el inciso 3.3. En la segunda etapa se extiende el desarrollo teórico para la verificación de los elementos estructurales y luego se muestran los valores obtenidos.

7.2 OBTENCIÓN DE LOS ESFUERZOS

7.2.1 Combinaciones de carga para Estados Límites Últimos

En la Tabla 7-1 se muestran los valores máximos de tensión para cada elemento estructural y para cada combinación de los estados límites últimos. Luego se muestran las gráficas de deformadas obtenidas para cada combinación.

	ESFUERZO	RESISTENCIA	A1	A2	A3	A4	A5	A6
TORRE	Tracción	2,12E+08	NC	2,75E+06	1,97E+08	1,96E+08	3,57E+08	3,52E+08
	Compresión X	Depende largo del elemento				-2,35E+08	-3,91E+08	-3,80E+08
	Compresión Z		-1,19E+07	-2,93E+07	-2,37E+08			
VIGA X	Tracción	2,12E+08	1,89E+07	1,80E+07	1,07E+08	1,05E+08	1,58E+08	1,53E+08
	Compresión X	-1,87E+08	-2,03E+07	-3,60E+07	-1,58E+08	-1,55E+08		
	Compresión Y	-1,54E+08					-2,77E+08	-2,81E+08
TRAVESAÑO TABLERO	Tracción	2,12E+08	9,33E+05	4,58E+05	2,00E+07	1,99E+07	3,43E+07	3,35E+07
	Compresión	-1,97E+08	NC	NC	-2,08E+07	-2,07E+07	-3,66E+07	-3,60E+07
TRAVESAÑO TORRE	Tracción	2,12E+08	3,27E+06	5,33E+06	9,04E+07	8,96E+07	1,52E+08	1,47E+08
	Compresión	-1,99E+08	-6,28E+05	-1,02E+06	-9,06E+07	-8,98E+07	-1,52E+08	-1,48E+08
CRUCES TABLERO	Tracción	2,12E+08	2,21E+04	NC	4,95E+07	4,92E+07	8,52E+07	8,33E+07
	Compresión	-6,93E+07	NC	-4,69E+04	-4,80E+07	-4,76E+07	-8,19E+07	-7,99E+07
CRUCES TORRE	Tracción	2,12E+08	NC	NC	6,12E+06	6,24E+06	1,70E+07	1,76E+07
	Compresión	-1,31E+08	-3,53E+06	-5,41E+06	-1,85E+07	-1,82E+07	-2,49E+07	-2,33E+07

Tabla 7-1: Valores máximos de tensión en los elementos de la pasarela para combinaciones de Estados Límites Últimos.

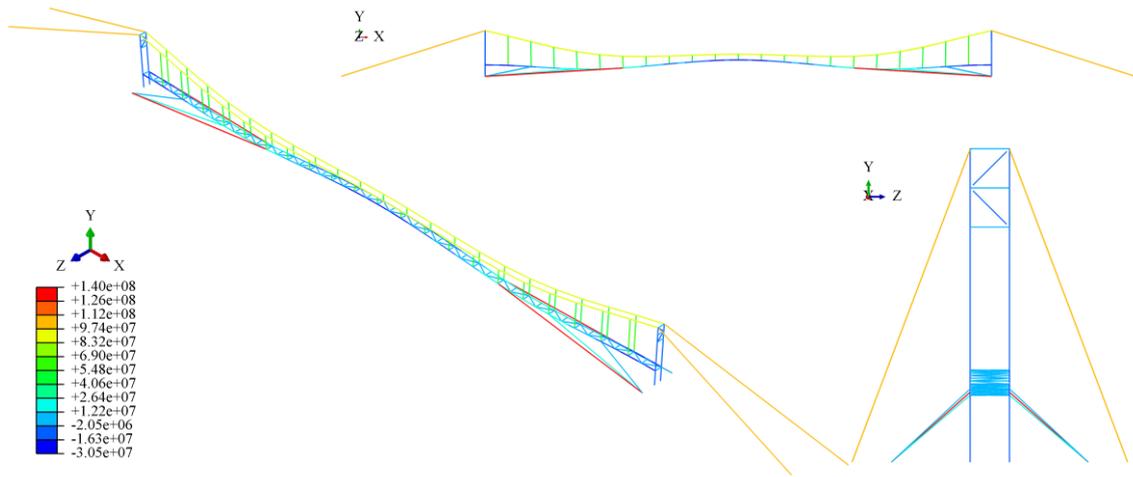


Figura 7.1: Estado Tensional s11 – Combinación 1) 1,4D

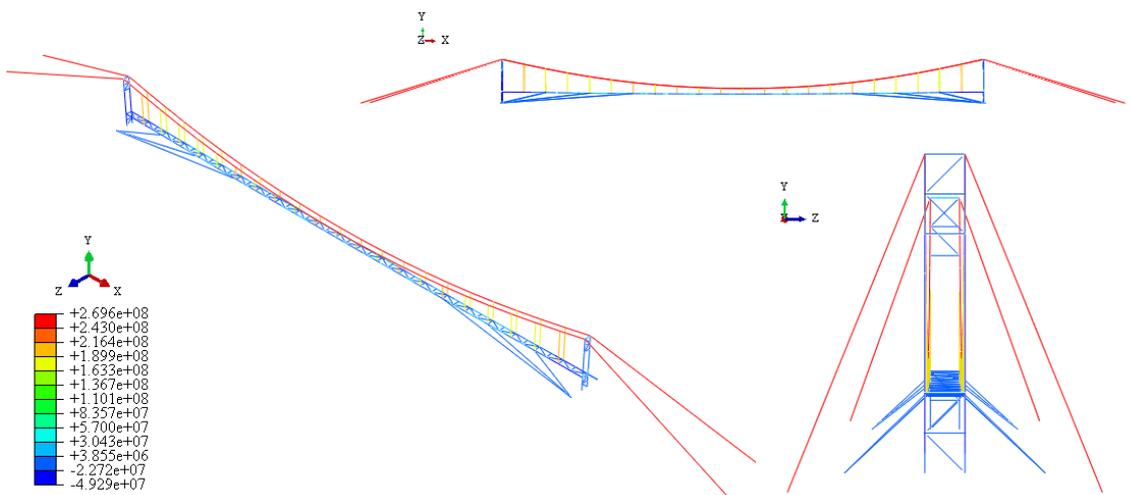


Figura 7.2: Estado Tensional s11 – Combinación 2) 1,2D + 1,6L + 0,5S.

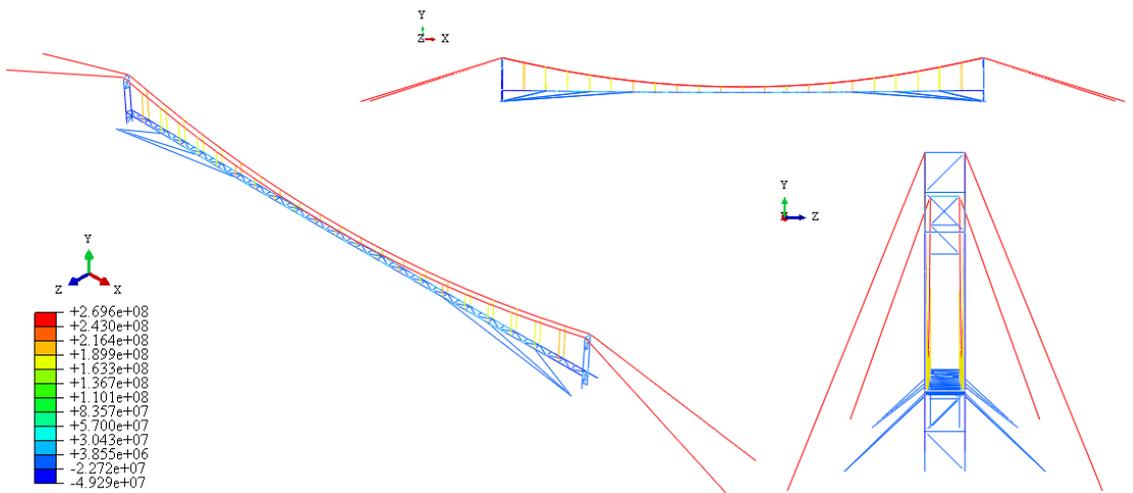


Figura 7.3: Estado Tensional s11 – Combinación 3) 1,2D + 1,6S + 0,8W.

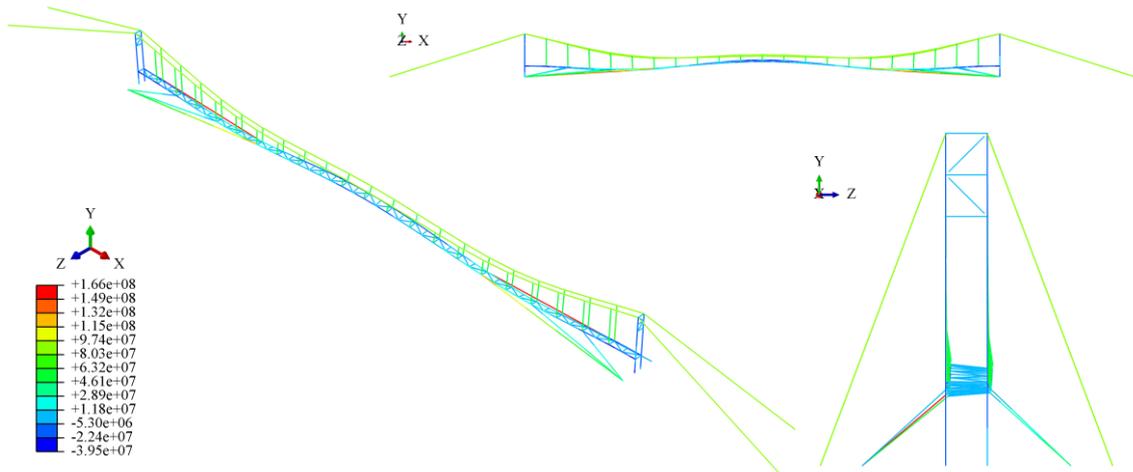


Figura 7.4: Estado Tensional s11 – Combinación 4) 1,2D + 1,6L + 0,8W.

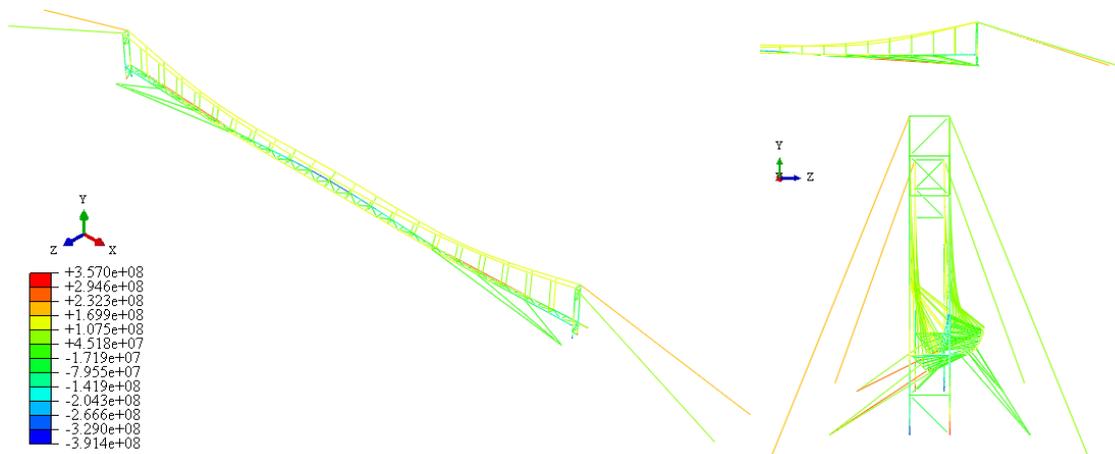


Figura 7.5: Estado Tensional s11 – Combinación 5) 1,2D + 1,5W + 0,5S

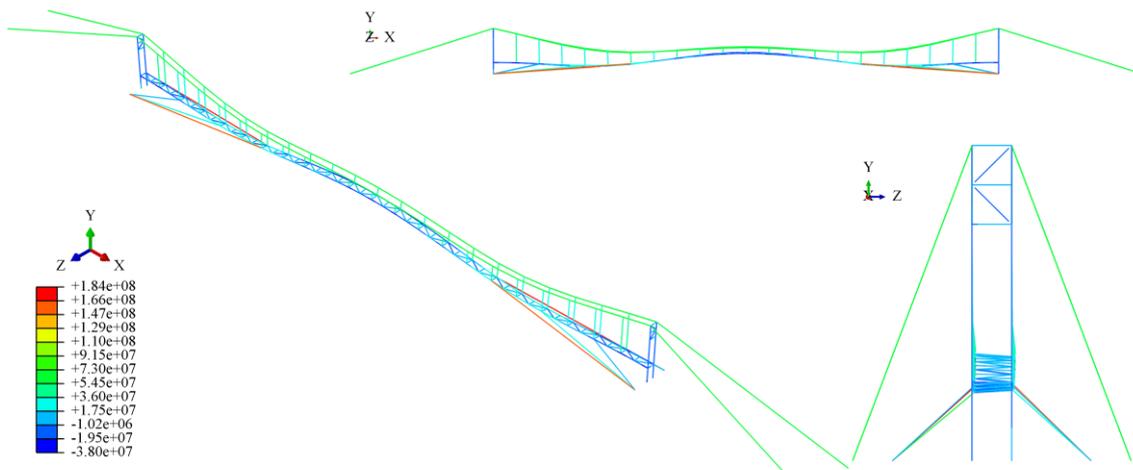


Figura 7.6: Estado Tensional s11 – Combinación 6) 0,9D + 1,5W

7.2.2 Combinaciones de carga para Condiciones de Servicio

En la Tabla 7-2 se muestran los valores máximos de tensión para cada elemento estructural para cada combinación de los estados de servicio. Luego en la Tabla 7-3 se detallan los desplazamientos verticales máximos del tablero, el elemento para el cual se produce y el desplazamiento en los

odos centrales de la estructura, nodo 23 para $z=0$ y nodo 68 para $z=1$. En el Anexo 3 se muestran las deformadas para las combinaciones de servicio y en cada una se resalta en rojo los elementos del tablero que presentan el máximo descenso.

	ESFUERZO	RESISTENCIA	B1	B2	B3	B4	B5	B6
COLUMNA	Tracción	2,12E+08		2,31E+08	172411000	1,58E+08	1,88E+06	145673000
	Compresión X	Depende largo elemento		-2,55E+08		-1,78E+08		
	Compresión Z		-4,95E+07		-2,12E+08		-3,13E+07	-1,81E+08
VIGA	Tracción	2,12E+08	2,26E+07	9,92E+07	9,73E+07	6,75E+07	1,95E+07	8,11E+07
	Compresión X	-1,87E+08	-5,72E+07		-1,43E+08		-3,78E+07	-1,21E+08
	Compresión Y	-1,54E+08		-1,50E+08		-1,41E+08		
TRAVESAÑO TABLERO	Tracción	2,12E+08	4,74E+05	2,24E+07	1,77E+07	1,56E+07	4,59E+05	1,51E+07
	Compresión	-1,97E+08	NC	-2,38E+07	-1,84E+07	-1,64E+07	NC	-1,56E+07
TRAVESAÑO TORRE	Tracción	2,12E+08	7,76E+06	9,77E+07	8,02E+07	6,74E+07	5,94E+06	6,80E+07
	Compresión	-1,99E+08	-1,44E+06	-9,82E+07	-8,04E+07	-6,77E+07	-1,44E+06	-6,81E+07
CRUCES TABLERO	Tracción	2,12E+08	NC	5,54E+07	4,38E+07	3,84E+07	NC	3,72E+07
	Compresión	-6,93E+07	-8,62E+04	-5,31E+07	-4,24E+07	-3,68E+07	-4,88E+04	-3,60E+07
CRUCES TORRE	Tracción	2,12E+08	NC	1,07E+07	4,75E+06	6,62E+06	NC	3,70E+06
	Compresión	-1,31E+08	-7,75E+06	-1,65E+07	-1,71E+07	-1,22E+07	-6,00E+06	-1,48E+07

	Esfuerzo	RESISTENCIA	B7	B8	B9	B10	B11
COLUMNA	Tracción	2,12E+08	1,03E+08	2,07E+07	4,15E+07	1,87E+07	3,06E+07
	Compresión Z	-1,48E+08	-2,92E+08	-4,18E+07	-6,73E+07	-3,29E+07	-1,19E+08
VIGA	Tracción	2,12E+08	2,44E+08	2,67E+08	1,26E+08	8,25E+07	3,12E+08
	Compresión X	-1,87E+08	-3,64E+08	-4,51E+08	-8,69E+07	-1,13E+08	-1,68E+08
TRAVESAÑO TABLERO	Tracción	2,12E+08	1,40E+07	4,88E+05	1,11E+07	6,28E+06	1,50E+07
	Compresión	-1,97E+08	-1,04E+06	NC	-3,68E+05	-3,29E+05	-3,78E+06
TRAVESAÑO TORRE	Tracción	2,12E+08	4,71E+06	1,05E+07	5,21E+06	2,32E+06	1,49E+07
	Compresión	-1,99E+08	-5,20E+07	-2,08E+07	-1,19E+07	-7,27E+06	-1,87E+07
CRUCES TABLERO	Tracción	2,12E+08	3,69E+05	NC	4,05E+05	3,00E+05	8,85E+06
	Compresión	-6,93E+07	-7,46E+05	-1,30E+05	-1,58E+05	-5,09E+04	-9,27E+06
CRUCES TORRE	Tracción	2,12E+08	NC	NC	NC	NC	NC
	Compresión	-1,31E+08	-4,26E+06	-3,18E+06	-4,41E+06	-8,45E+05	-5,21E+06

Tabla 7-2: Valores máximos de tensión en los elementos de la pasarela para combinaciones de servicio.

	Combinación	U ₂ [m]	Elemento	U _{N23} [m]	U _{N68} [m]
B1	D+L+S	-0.48	22	-0,48	
B2	D+W	-0.36	8	0,76	0,41
B3	D+0.7(L+S+W)	-0.36	10	-0,03	-0,16
B4	D+0.7W	-0.25	8	0,62	0,37
B5	D+0.7(L+S)	-0.23	19 y 25	-0,23	
B6	D+0.6(L+S)+0.6W	-0.30	10 y 34	0,03	-0,09
B7	La mitad de la carga de un lado	-1.99	54 y 11	0,84	
B8	L en tercios extremos	-1.17	8 y 36	1,89	
B9	L en tercio central	-0.73	22	-0,73	
B10	Dos quintos centrales	-0.42	76	0,62	
B11	Carga de un animal de porte	-0.34	21	-0,33	

Tabla 7-3: Valores de desplazamientos verticales máximos para condiciones de servicio.

7.3 VERIFICACIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.3.1 Verificación de los Cables

La resistencia de los cables se obtiene del catálogo del producto o de la norma que prevé su fabricación, según corresponda. Estos informan la carga mínima de rotura del cable (CMR) que corresponde a la carga comprobada por ensayo de tracción sobre una probeta del cordón. La sollicitación máxima del cable debe ser inferior a la carga de trabajo del mismo. La carga de trabajo se obtiene afectando a la carga de rotura real por un coeficiente de seguridad. Para cables empleados en instalaciones fijas de puentes, se recomienda un factor de seguridad entre 5 y 9. En este proyecto se toma un factor de seguridad de 5 ya que es una instalación de baja importancia. De acuerdo a lo mencionado en el capítulo 3.3 los cables se verifican para las exigencias de las combinaciones de cargas de servicio.

7.3.1.1 Carga de Trabajo de los cables

En la Tabla 7-4 se muestran los valores de tensión máxima para cada tipo de cable y para cada combinación de servicio. Los valores que superan la carga de trabajo para un factor de seguridad igual a 5 se indican en color rojo.

	Combinación	Tensores Extremos	Cable Principal	Péndolas	Tensores Inferiores
		s11 máx			
B1	D+L+S	3,05E+08	2,97E+08	2,34E+08	1,24E+08
B2	D+W	1,34E+08	1,13E+08	8,16E+07	2,19E+08
B3	D+0,7(L+S+W)	2,60E+08	2,37E+08	1,85E+08	8,82E+07
B4	D+0,7W	1,22E+08	1,06E+08	7,60E+07	1,64E+08
B5	D+0,7(L+S)	2,33E+08	2,27E+08	1,76E+08	1,64E+08
B6	D+0,6(L+S)+0,6W	2,32E+08	2,13E+08	1,64E+08	8,25E+07
B7	La mitad de la carga de un lado	2,01E+08	1,87E+08	1,43E+08	4,53E+08
B8	L en tercios extremos	1,47E+08	1,40E+08	1,04E+08	4,53E+08

B9	L en tercio central	2,04E+08	2,00E+08	1,54E+08	1,92E+08
B10	Dos quintos centrales	1,66E+08	1,61E+08	1,22E+08	1,92E+08
B11	Carga de un animal de porte	1,40E+08	1,36E+08	1,01E+08	9,89E+07
	D+L	2,09E+08	2,03E+08	1,57E+08	9,89E+07
	S11 máx p/ FS=5	2,15E+08	2,15E+08	2,21E+08	2,21E+08

Tabla 7-4: Tensiones máximas de los cables para cargas de servicio.

En la Tabla 7-5 se muestran los factores de seguridad para los cuales los distintos elementos de cable verifican.

	Combinación	Tensores Extremos	Cable Principal	Péndolas	Tensores Inferiores
		FS con el cual verifica			
B1	D+L+S	3	3	4	5
B2	D+W	5	5	5	5
B3	D+0,7(L+S+W)	4	4	5	5
B4	D+0,7W	5	5	5	5
B5	D+0,7(L+S)	4,5	4,5	5	5
B6	D+0,6(L+S)+0,6W	4,5	5	5	5
B7	La mitad de la carga de un lado	5	5	5	2
B8	L en tercios extremos	5	5	5	2
B9	L en tercio central	5	5	5	5
B10	Dos quintos centrales	5	5	5	5
B11	Carga de un animal de porte	5	5	5	5
	D+L	5	5	5	5

Tabla 7-5: Factores de seguridad en los cables

7.3.2 Verificación de los Perfiles

La verificación de los perfiles se realiza de acuerdo al [CIRSOC 301, 2005]. Se determinan las resistencias de diseño para cada elemento estructural y luego se comparan con las resistencias requeridas máximas obtenidas de los incisos 7.2.1 y 0.

Para cada elemento se muestran los valores de tensiones requeridas y de tensiones de diseño, para las distintas combinaciones de cargas evaluadas tanto para esfuerzos de tracción como de compresión. Se indica qué elemento y para qué combinación se obtuvo la tensión máxima requerida.

7.3.2.1 Resistencia de diseño de las torres

Las torres de la pasarela se encuentran conformadas por dos pilares verticales unidos entre sí, en la zona superior y en la unión con el tablero, mediante travesaños. A su vez los marcos se rigidizan mediante diagonales simples de perfil ángulo 2"x1/4". Los pilares y los travesaños están formados por dos perfiles laminados en caliente U200 unidos con cordones de soldadura discontinuos.

7.3.2.1.1 Tensión de diseño de los pilares de las torres

La tensión de diseño de los pilares se obtiene de evaluar el pilar como un elemento sometido a compresión mediante la resistencia para pandeo flexional (ELU 1) alrededor de los ejes globales X y Z. Como un elemento sometido a tracción se evalúa el estado límite para fluencia en la sección bruta (ELU 1) y el estado límite para rotura en la sección neta (ELU 2). Se consideran los siguientes aspectos:

- L: para las combinaciones de carga donde predomina el viento (pandeo flexional alrededor del eje X) se considera una longitud real no arriostrada de 1 m y 4 m; y en los casos donde el viento no resulta preponderante (pandeo flexional alrededor del eje Z) corresponden elementos de 2 m y 6 m.
- Las combinaciones donde predomina el viento sobre el resto de las cargas son las siguientes A4, A5, A6, B2 Y B4.
- Factor de longitud efectiva: de modo conservador se considera para ambos sentidos un valor de k de 1 correspondiente a un elemento empotrado en un extremo y con el otro extremo libre.
- Esbeltez local: debido a que es un cajón rectangular soldado se verifica el pandeo local del alma correspondiente al caso 10.5 de elementos rigidizados [CIRSOC 301, 2005].

En la Tabla 7-6 se muestran los valores de la tensión de diseño F_d para cada estado límite último y la resistencia requerida F_{req} obtenida del caso más desfavorable para las combinaciones y elementos correspondientes.

Verificación a Compresión alrededor eje X	Longitud Elemento	ELU 1 [N/m ²]	F_d [N/m ²]	F_{req} [N/m ²]	Comb.	N° Elemento
	1	1,97E+08	1,97E+08	-1,78E+08	B4	471
	4	1,59E+08	1,59E+08	-1,47E+08	A5 Y A6	151
Verificación a Compresión alrededor eje Z	Longitud Elemento	ELU 1 [N/m ²]	F_d [N/m ²]	F_{req} [N/m ²]	Comb.	N° Elemento
	2	1,93E+08	1,93E+08	-1,89E+08	B3	468
	6	1,48E+08	1,48E+08	-1,21E+08	A3	146
Verificación a Tracción	ELU 1 [N/m ²]	ELU 2 [N/m ²]	F_d [N/m ²]	F_{req} [N/m ²]	Comb.	N° Elemento
	2,12E+08	2,78E+08	2,12E+08	1,97E+08	A3	469

Tabla 7-6: Tensiones de diseño para los pilares de las torres.

Existen elementos que no verifican las exigencias de las combinaciones de carga consideradas, estos se enlistan a continuación y se indican en la Figura 7.7:

Para el pandeo flexional alrededor del eje X, para las combinaciones A4, A5, A6 Y B2 no verifican los elementos 468 y 471 de 1 m de largo; y el elemento 146 de 4 m de largo no verifica para la combinación A5.

Para el pandeo flexional alrededor del eje Z no verifican los elementos de 1 m de largo para las combinaciones A3 (468 y 471), B3 (471) y B7 (470 y 471).

La resistencia de diseño a tracción no se verifica en los elementos 469 y 470 para las combinaciones A5 y A6 y para el elemento 469 para la combinación B2.

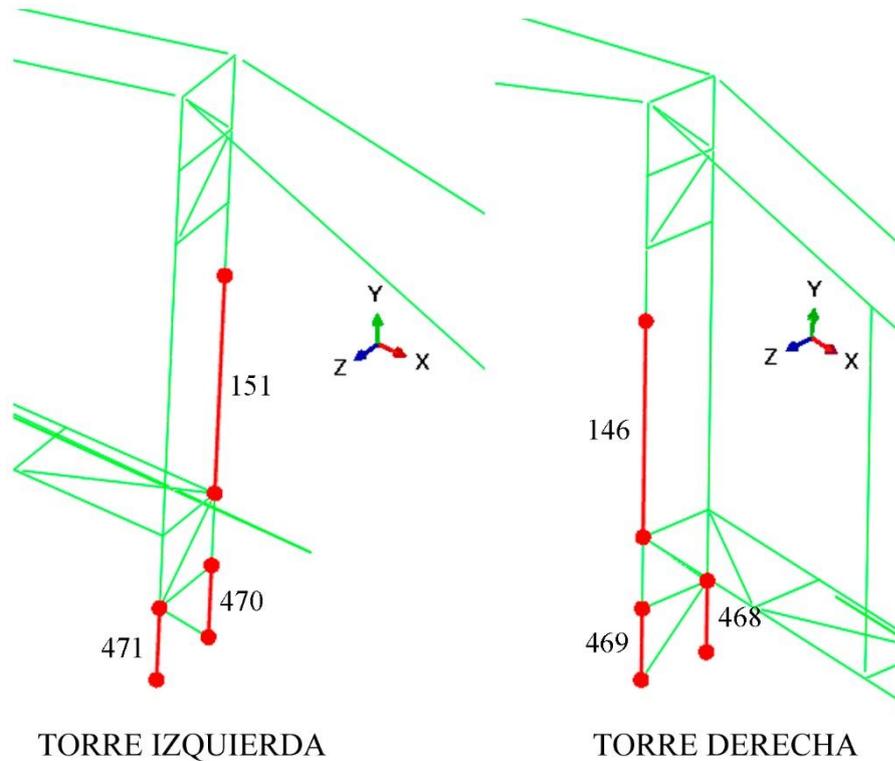


Figura 7.7: Elementos de los pilares con los máximos esfuerzos.

7.3.2.1.2 Tensión de diseño de los travesaños

Los travesaños se verifican bajo esfuerzos de tracción y compresión, dado que trabajan en un panel reticulado. Se evalúan los estados límites últimos para pandeo flexional, para fluencia en la sección bruta y para rotura en la sección neta. Se considera un factor de longitud efectiva de 0,5 y para evaluar la esbeltez local se considera el caso 10 [CIRSOC 301, 2005].

Verificación a Compresión	ELU 1 [N/m ²]	F_d [N/m ²]	F_{req} [N/m ²]	Comb.	Nº Elemento	
	1,99E+08	1,99E+08	1,52E+08	A5	133	
Verificación a Tracción	ELU 1 [N/m ²]	ELU 2 [N/m ²]	F_d [N/m ²]	F_{req} [N/m ²]	Comb.	Nº Elemento
	2,12E+08	2,78E+08	2,12E+08	1,52E+08	A5	133

Tabla 7-7: Tensiones de diseño para los travesaños de las torres.

En la Figura 7.8 se muestra el elemento 133.

7.3.2.1.3 Tensión de diseño de las diagonales

Como las diagonales forman parte de un plano reticulado, estas admiten esfuerzos de tracción y compresión. Se evalúan los estados límites últimos para pandeo flexional, para fluencia en la

sección bruta y para rotura en la sección neta. En este caso el módulo de alabeo para el perfil ángulo se obtiene mediante la expresión (7-1). Se considera un factor de longitud efectiva de 0,9 y para evaluar la esbeltez local del alma se emplea el caso 6 [CIRSOC 301, 2005].

$$C_w = \frac{e^3}{36} (2 h_1^3) \text{ siendo } h_1 = a - e/2 \quad (7-1)$$

Verificación a Compresión	ELU 1	ELU 2	F _d	F _{req}	Comb.	N° Elemento
	[N/m ²]	[N/m ²]	[N/m ²]	[N/m ²]		
	1,31E+08	1,99E+08	1,31E+08	2,49E+07	A5	475
Verificación a Tracción	ELU 1	ELU 2	F _d	F _{req}	Comb.	N° Elemento
	[N/m ²]	[N/m ²]	[N/m ²]	[N/m ²]		
	2,12E+08	2,78E+08	2,12E+08	1,76E+07	A6	477

Tabla 7-8: Tensiones de diseño para las diagonales de las torres.

En la Figura 7.8 se muestran los elementos 475 y 476.

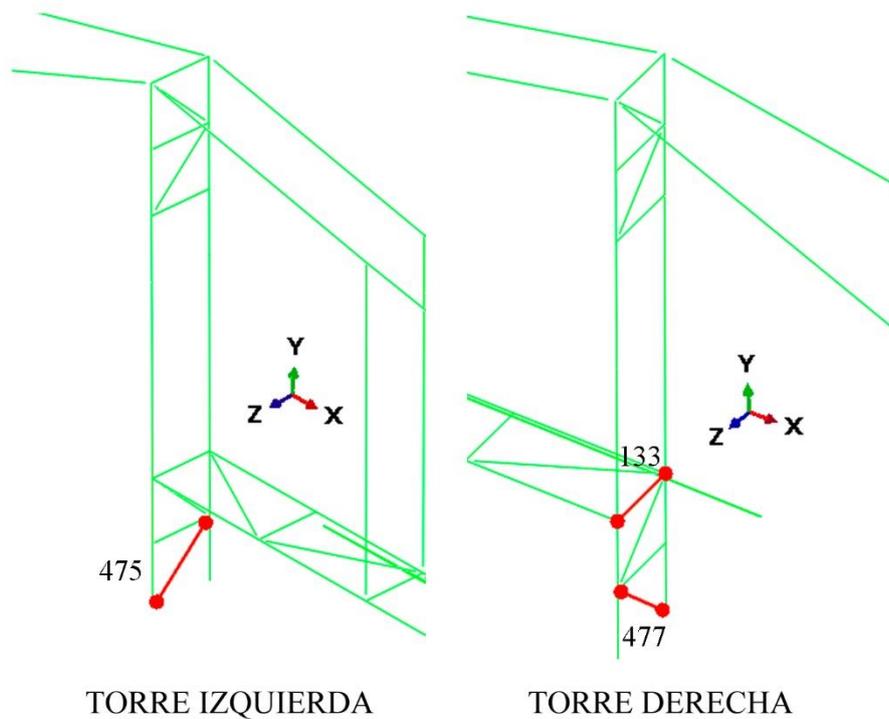


Figura 7.8: Elementos de máximos esfuerzos de los travesaños y diagonales de las torres.

7.3.2.2 Resistencia de diseño del tablero

El tablero se encuentra constituido por una viga reticulada de perfiles laminados en caliente. Las vigas longitudinales son perfiles IPN 140, los travesaños son perfiles IPN 80 y las diagonales perfiles ángulo 2"x1/4" (ver Figura 7.9). Se verifican los tres componentes del tablero bajo los esfuerzos de tracción y compresión dado que constituyen un sistema reticulado. Se evalúan los estados límites últimos y de servicio para pandeo flexional, para fluencia en la sección bruta y para rotura en la sección neta.

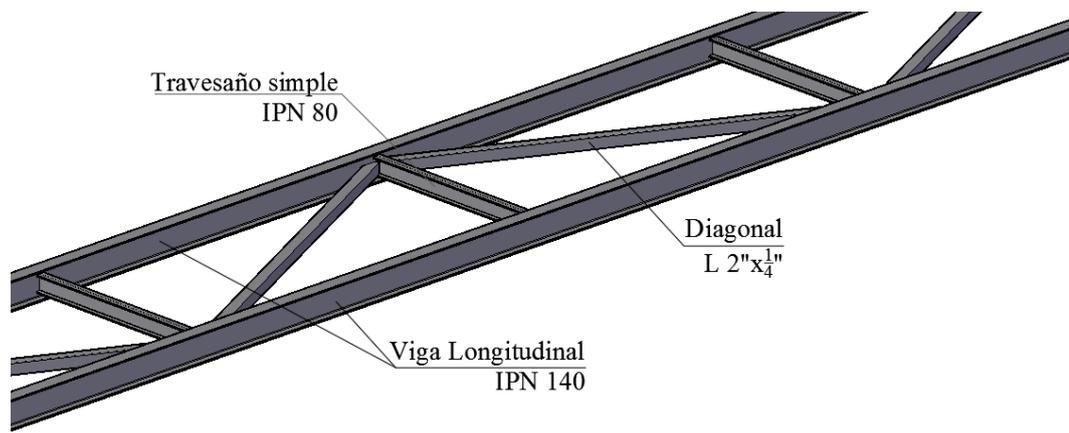


Figura 7.9: Diseño del tablero.

7.3.2.2.1 Tensión de diseño de la viga de rigidez

Dado que el tablero es un reticulado las uniones entre las barras son articuladas, con lo cual el factor de longitud efectiva se considera $k=0,5$ y para verificar la esbeltez local se considera el caso 12 [CIRSOC 301, 2005]. Se obtiene el módulo de alabeo de la sección C_w mediante la expresión (7-2) y el módulo de torsión de la sección J mediante la expresión (7-3).

$$C_w = \frac{J_y h^2}{4} \quad (7-2)$$

$$J = 1,3 \frac{1}{3} \sum (L_i t_i^3) \quad (7-3)$$

Para esfuerzos en el plano perpendicular al tablero se considera una longitud no arriostrada de 4 m, la cual es la distancia entre péndolas. Para esfuerzos contenidos en el plano del tablero se considera una longitud no arriostrada de 2 m que corresponde a la distancia entre travesaños.

Verificación a Compresión alrededor eje Y	ELU 1 [N/m ²] 1,54E+08	ELU 2 [N/m ²] 2,00,E+08	F _d [N/m ²] -	F _{req} [N/m ²] 1,93E+08	Comb. B2	N° Elemento 18 y 19
Verificación a Compresión alrededor eje Z	ELU 1 [N/m ²] 1,87E+08	ELU 2 [N/m ²] 2,00,E+08	F _d [N/m ²] 1,87E+08	F _{req} [N/m ²] 4,51E+08	Comb. B8	N° Elemento 26 y 27
Verificación a Tracción	ELU 1 [N/m ²] 2,12E+08	ELU 2 [N/m ²] 2,78E+08	F _d [N/m ²] 2,12E+08	F _{req} [N/m ²] 2,11E+08	Comb. B7	N° Elemento 53 y 54

Tabla 7-9: Tensiones de diseño para la viga de rigidez del tablero.

Existen elementos que no verifican las condiciones exigidas, los cuales se listan a continuación y se muestran en la Figura 7.10:

- Compresión alrededor del eje Y:
 - Combinación A5: 16 a 29, 45 y 88.
 - Combinación A6: 16 a 29, 45 y 88.

- Combinación B2: 19 a 26.
- Compresión alrededor del eje Z
 - Combinación B7: 1 a 3, 24 a 29, 45 a 47 y 68 a 73.
 - Combinación B8: 1 a 2, 19 a 26, 43 a 46, 62 a 71, 87 y 88.
- Tracción:
 - Combinación B7: 10 a 16, 54 a 60.
 - Combinación B8: 7 a 12, 33 a 38, 51 a 56 y 77 a 82.
 - Combinación B11: 54 a 58.

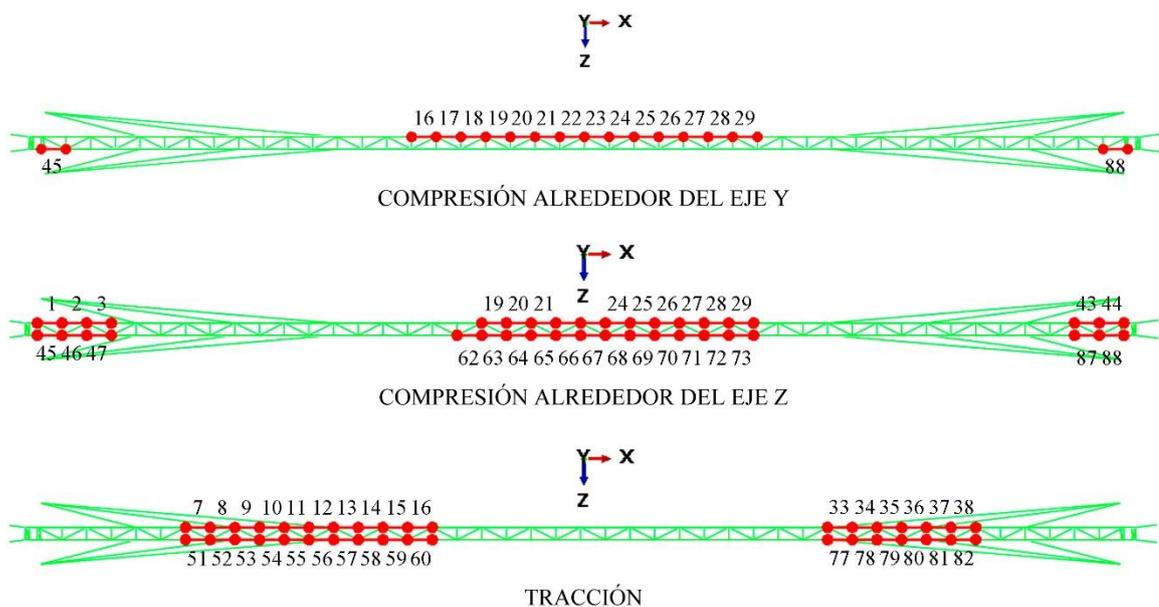


Figura 7.10: Elementos de la viga longitudinal que no verifican.

7.3.2.2.2 Tensión de diseño de los travesaños

Se considera un factor de longitud efectiva de 0,5. Para evaluar la esbeltez local del alma se considera el caso 12 y para la esbeltez del ala el caso 4 [CIRSOC 301, 2005]. Los valores de C_w y J se obtienen de las expresiones (7-2) y (7-3) respectivamente.

Verificación a	ELU 1 [N/m ²]	ELU 2 [N/m ²]	F_d [N/m ²]	F_{req} [N/m ²]	Comb.	N° Elemento
Compresión	1,97E+08	2,00E+08	1,97E+08	3,66E+07	A5	132
Verificación a Tracción	ELU 1 [N/m ²]	ELU 2 [N/m ²]	F_d [N/m ²]	F_{req} [N/m ²]	Comb.	N° Elemento
	2,12E+08	2,78E+08	2,12E+08	3,43E+07	A5	132

Tabla 7-10: Tensiones de diseño para los travesaños del tablero.

7.3.2.2.3 Tensión de diseño de las diagonales

Se considera un factor de longitud efectiva de 1 y para evaluar la esbeltez local del alma se considera el caso 6 [CIRSOC 301, 2005].

Verificación a	ELU 1	ELU 2	F_d	F_{req}	Comb.	N° Elemento
Compresión	[N/m ²] 6,93E+07	[N/m ²] 1,99E+08	[N/m ²] 6,93E+07	[N/m ²] 6,91E+07	A5	267
Tracción	[N/m ²] 2,12E+08	[N/m ²] 2,78E+08	[N/m ²] 2,12E+08	[N/m ²] 8,52E+07	A5	305

Tabla 7-11: Tensiones de diseño para las diagonales del tablero.

En este caso en la modelación se obtuvieron tensiones máximas de compresión que alcanzaron valores de $8,19 \cdot 10^7$ [N/m²] para las combinaciones A5 y A6 y para los elementos 263, 265, 302 y 304.

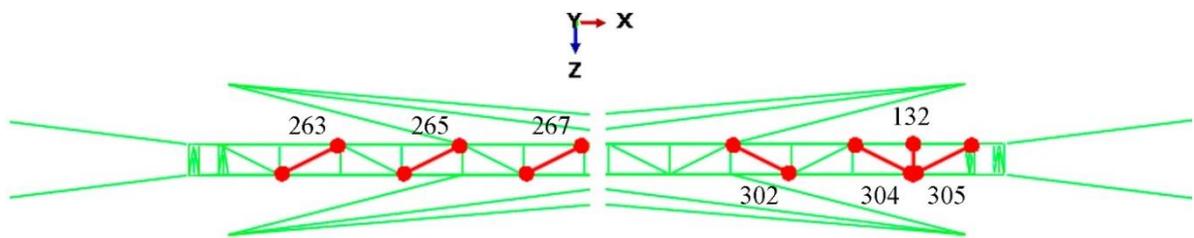


Figura 7.11: Elementos de máximos esfuerzos de los travesaños y diagonales del tablero.

7.4 DISEÑO DE LAS UNIONES

A continuación se describen las uniones entre los componentes metálicos de la pasarela. Las resistencias de diseño se obtienen del [CIRSOC 301, 2005] y se verifican con los esfuerzos más exigentes de las combinaciones de cargas evaluadas. Las sollicitaciones de las uniones se obtienen del inciso 7.2.

Para las uniones soldadas se emplean electrodos con $F_{EXX} = 480$ MPa. Según 5.5 los elementos estructurales son de acero F24, $F_y = 235$ MPa, $F_u = 370$ MPa.

7.4.1 Unión Tablero – Pilares de las Torres

Para la unión entre la viga del tablero y el pilar de la torre se adoptó una unión abulonada del tipo aplastamiento de acuerdo a la Figura 7.12 y presenta las siguientes características.

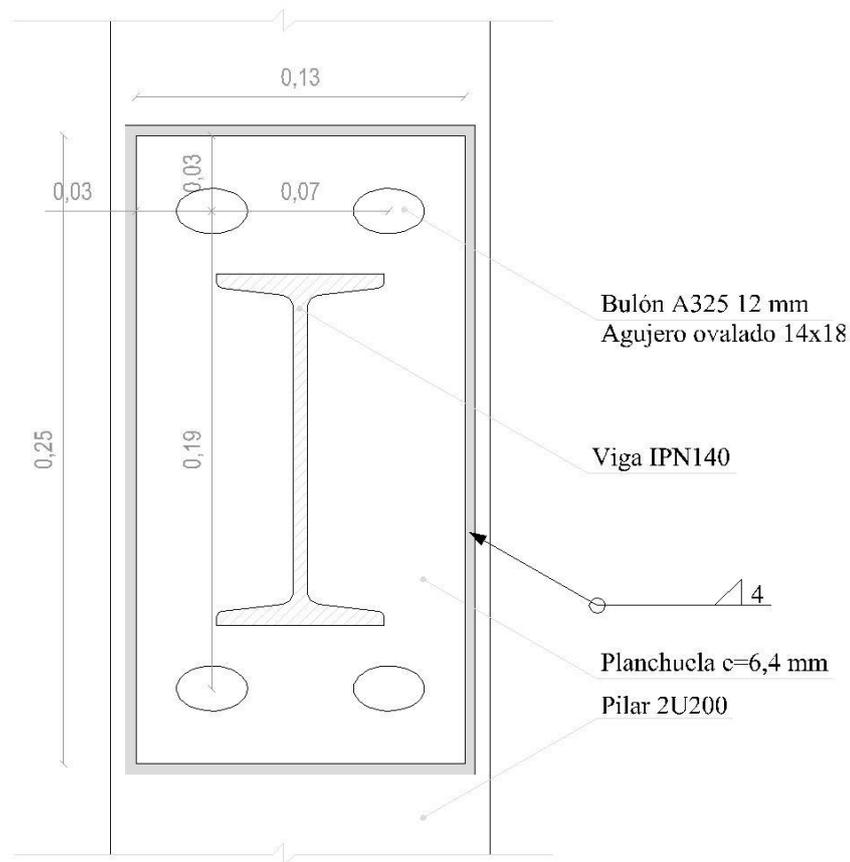


Figura 7.12: Unión pilar – viga.

- Placa de anclaje: chapa de acero F24 de 130 x 250 x 6,4mm (1/4"). Soldadura de placa de anclaje al pilar 2 U200: lado del filete d : 4 mm y largo 76 cm.
- 4 Bulones A325 ($F_u=825$ MPa) de 12 mm de diámetro. Se considera rosca no excluida del plano de corte.
- Se definen agujeros ovalados cortos para facilitar el montaje y no se admite deformación alrededor del agujero para cargas de servicio. Dimensiones del agujero ancho x largo de 14 x 18 mm.

Las solicitaciones para la unión son las siguientes:

- Tensión de tracción para el perfil IPN 140 de $1,35 \cdot 10^7$ N/m² que conduce a una fuerza de tracción de 24,71 kN. Se obtiene del elemento 1 de la combinación B.9.
- Fuerza de corte: se considera al elemento de 4 m de longitud cargado con la carga correspondiente al caso más desfavorable de la combinación de estados límites últimos A2. 1,2 D+1,6 L+0,5 S. Lo cual conduce a una carga de corte de 3,37 kN.

Los bulones de la unión se verifican a tracción y a corte de acuerdo a una unión tipo aplastamiento.

La placa de anclaje se verifica al aplastamiento en los agujeros.

- Resistencia de diseño a tracción (Sección J.3.6): 210,36 kN > 24,71 kN → Verifica.
- Resistencia de diseño a corte (Sección J.3.6): 111,97 kN > 3,37 kN → Verifica.

- Resistencia de diseño a tracción combinada con corte (Sección J.3.7): $49,54 \text{ kN} > 24,71 \text{ kN} \rightarrow$ Verifica.
- Resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa en los agujeros (Sección J.3.10) definida por la deformación de la chapa: $59,67 \text{ kN} > 3,37 \text{ kN} \rightarrow$ Verifica.

Distribución de los bulones.

Separación mínima entre centros de agujeros. Para agujeros ovalados $s_{\min}=3 d = 36 \text{ mm}$. La menor distancia entre centros de agujeros es 70 mm .

Distancia mínima a bordes: para agujeros ovalados con el eje mayor perpendicular al borde considerado se incrementa el mínimo de 22 mm correspondiente a bordes cortados mecánicamente. El incremento se obtiene de la Tabla J.3-6 del [CIRSOC 301, 2005] y vale 3 mm . Con lo cual se adopta una distancia del borde al centro del agujero de 30 mm .

Unión placa de anclaje al pilar: se adopta una soldadura de filete alrededor de todo el contorno. Resistencia de diseño a corte, corresponde a la fuerza de tracción que se descompone en una fuerza de corte en la soldadura: $R_d^W = 371,40 \text{ kN}$. Como es mayor a la resistencia requerida al corte y a tracción, la unión verifica.

7.4.2 Unión Travesaños – Panel Vertical

La unión mostrada en la Figura 7.13 presenta las siguientes solicitaciones obtenidas del elemento 133 de la combinación A5.:

Tensión requerida de tracción: $1,52 \cdot 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \rightarrow$ Resistencia requerida a tracción: $978,88 \text{ kN}$.

Tensión requerida de compresión: $1,52 \cdot 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \rightarrow$ Resistencia requerida a compresión: $978,88 \text{ kN}$.

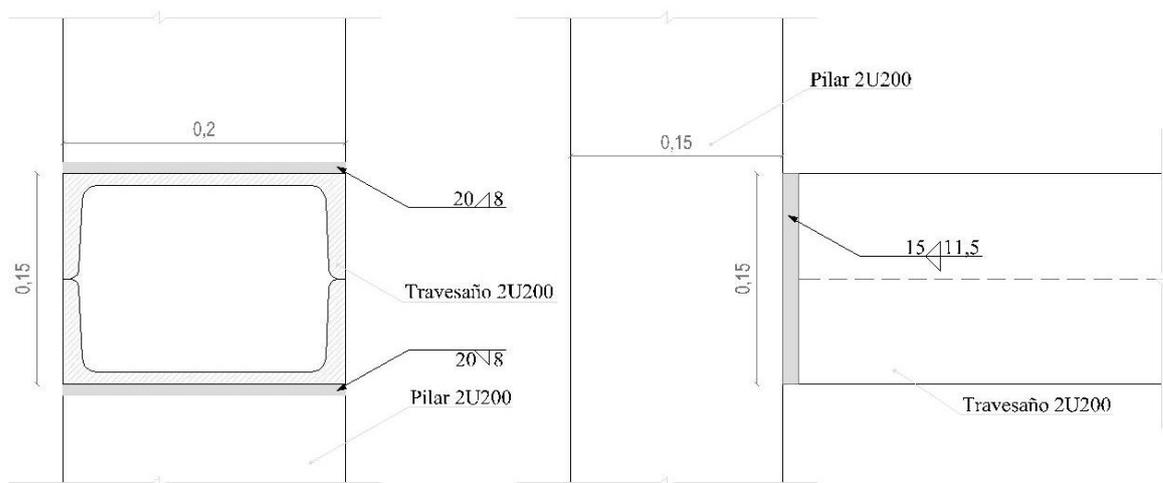


Figura 7.13: Unión Pilar Travesaño.

Soldadura 1- Soldadura a tope, penetración completa: garganta efectiva: $11,5 \text{ mm}$ y largo $2 \times 15 \text{ cm}$.

Resistencia de diseño a compresión perpendicular al área efectiva: $R_d^{BM} = 729,68 \text{ kN}$.

Resistencia de diseño a tracción perpendicular al área efectiva: $R_d^{BM} = 729,68 \text{ kN}$.

Soldadura 2- Soldadura de filete: lado del filete d : 8 mm y largo 2x20 cm.

Resistencia de diseño a corte, que corresponde a la fuerza de tracción que se descompone en una fuerza de corte en la soldadura: $R_d^W = 390,94$ kN.

Resistencia de la unión a tracción: $729,68 + 390,94 = 1120,62$ kN $> 978,88$ kN \rightarrow Verifica.

Resistencia a compresión de la unión: $729,69$ kN \rightarrow No Verifica.

La soldadura se diseñó con las máximas dimensiones posibles. Se acepta este diseño dado que los esfuerzos se obtuvieron de la combinación 5. 1,2 D+1,5 W+0,5 S en la cual interviene la acción del viento, para la cual no se puede garantizar la validez de los esfuerzos resultantes.

7.4.3 Unión travesaños del tablero

La unión mostrada en la Figura 7.14 presenta las siguientes sollicitaciones correspondientes al elemento 132 de la combinación A.5:

Tensión requerida de tracción: $3,43 \cdot 10^7 \frac{N}{m^2} \rightarrow$ Resistencia requerida a tracción: 26,07 kN.

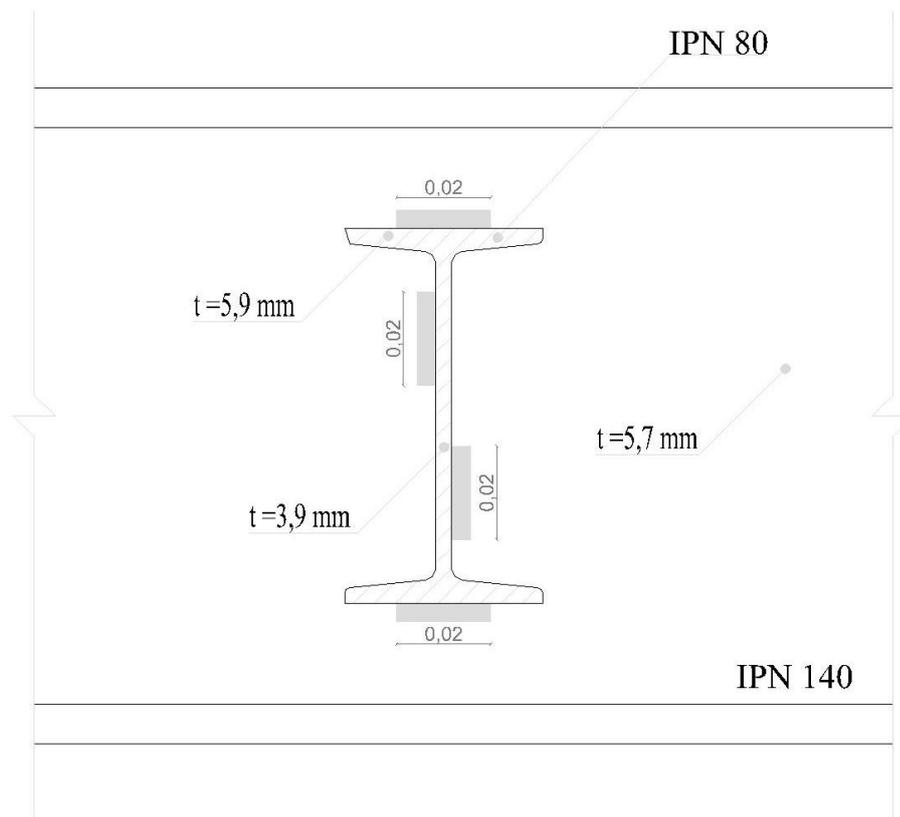


Figura 7.14: Configuración soldaduras del travesaño del tablero.

Soldadura - Soldadura de filete: lado del filete d : 4 mm y largo 4x4 cm.

Resistencia de diseño al corte, corresponde a la fuerza de tracción que se descompone en una fuerza de corte en la soldadura: $R_d^W = 78,19$ kN.

Resistencia de la unión a tracción: $78,19$ kN $> 26,07$ kN \rightarrow Verifica.

7.4.4 Unión diagonales tablero

La unión se ilustra en la Figura 7.15. Se menciona que es posible realizar una soldadura en el ángulo obtuso de la unión, pero como el ángulo es menor a 30° no se considera una soldadura efectiva. La unión adoptada presenta la siguiente sollicitación obtenida de la combinación A.5 para el elemento 305.

Tensión requerida de tracción: $8,52 \cdot 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \rightarrow$ Resistencia requerida a tracción: 52,57 kN.

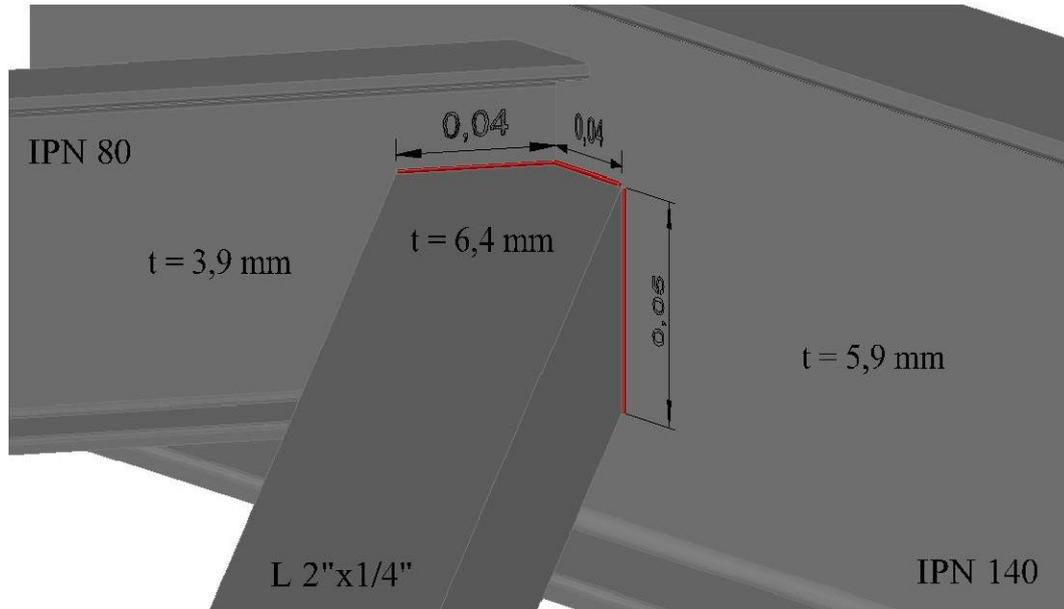


Figura 7.15: Unión de las diagonales del tablero.

Soldadura 1 - Soldadura de filete: lado del filete d: 5 mm y largo 4x 3,5 cm.

Resistencia de diseño a corte, que corresponde a la fuerza de tracción que se descompone en una fuerza de corte en la soldadura: $R_d^W = 85,52$ kN.

Soldadura 2 - Soldadura de filete: lado del filete d: 5 mm y largo 5 cm. No es necesaria pero si ofrece resistencia a la unión, correspondiendo a una soldadura unión T oblicua con un ángulo mayor a 100° . La garganta efectiva resulta de 1,1mm.

Resistencia de diseño a corte, corresponde a la fuerza de tracción que se descompone en una fuerza de corte en la soldadura: $R_d^W = 9,5$ kN.

Resistencia de la unión a tracción: 95,02 kN > 26,07kN \rightarrow Verifica.

7.4.5 Unión diagonales torres

La unión mostrada en las Figura 7.16y Figura 7.17 presenta las siguientes sollicitaciones:

Tensión requerida de tracción: $2,12 \cdot 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \rightarrow$ Resistencia requerida a tracción: 130,80 kN.

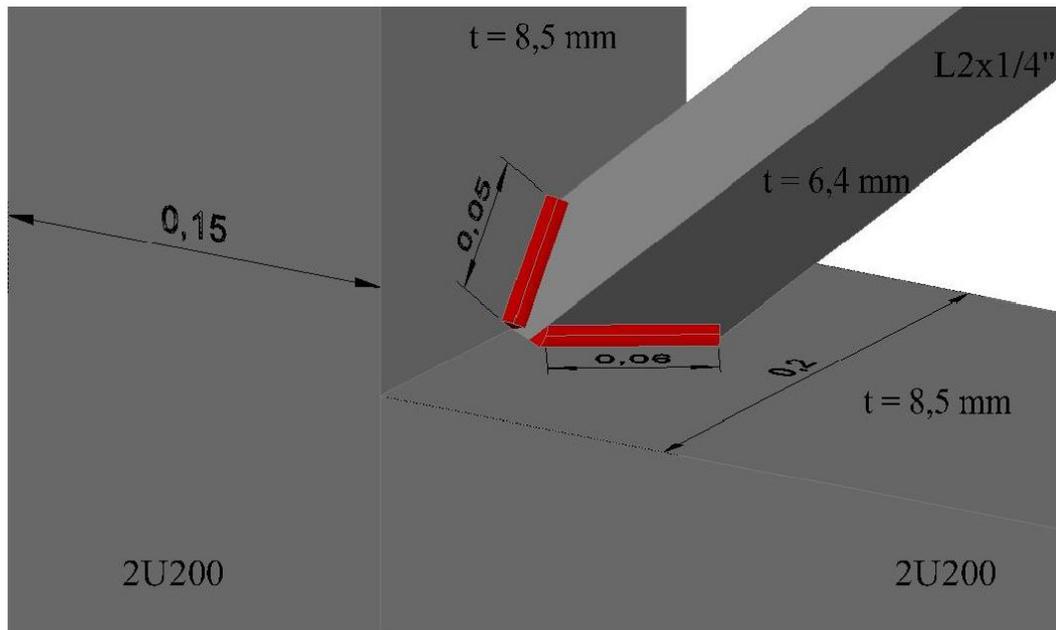


Figura 7.16: Unión de las diagonales del panel vertical. Vista anterior.

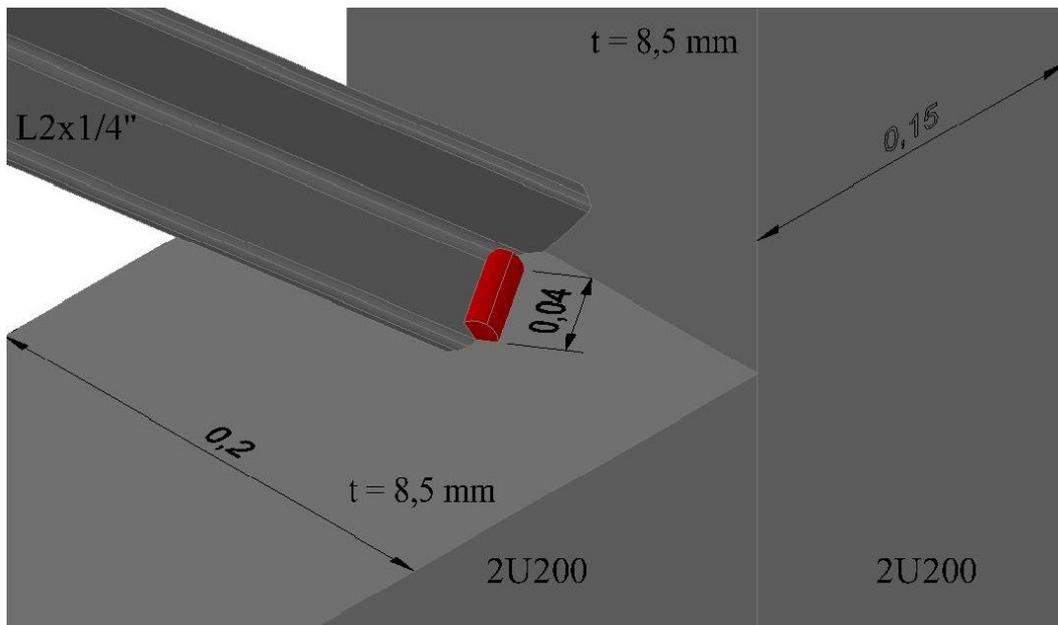


Figura 7.17: Unión de las diagonales del panel vertical. Vista posterior.

Soldadura - Soldadura de filete: lado del filete d : 7 mm y largo 17 cm.

Resistencia de diseño a corte, que corresponde a la fuerza de tracción que se descompone en una fuerza de corte en la soldadura: $R_d^W = 145,38$ kN.

Resistencia de la unión a tracción: $145,38$ kN $>$ $130,08$ kN \rightarrow Verifica.

7.4.6 Unión desmontable del tablero

De acuerdo a la Figura 7.18 el tablero se encuentra constituido por 9 marcos independientes. Un marco central de 8 m de largo, 3 marcos de 12 m de largo a cada lado del anterior y un marco de 4 m en cada extremo de la pasarela. Con esta disposición no se generan desperdicios del perfil IPN

140. Se diseña la unión entre los marcos, de ahora en adelante travesaño doble, a efectuarse en la etapa de montaje.

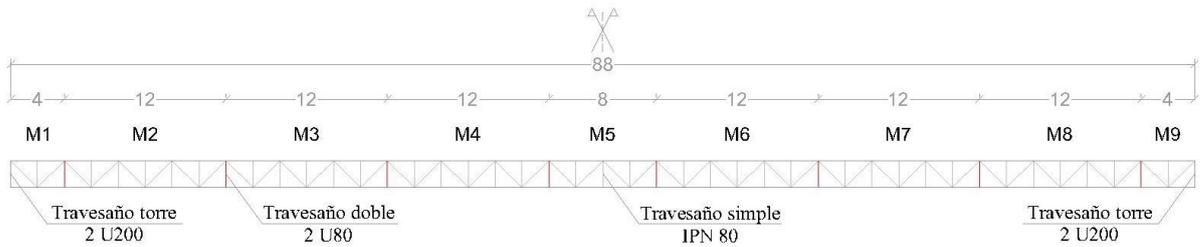


Figura 7.18: Esquema de los marcos del tablero. Vista en planta Esc: 1H/2V.

En los extremos de los marcos se cambia el travesaño IPN 80 por un perfil U 80 (ver Figura 7.19). De este modo cada viga IPN 140 se une en el alma externa y en el ala con una placa de anclaje de 4,8 mm (3/16") y 4 bulones de 10 mm en cada caso. Los travesaños U 80 de cada panel se unen en sus almas con cuatro pares de bulones de 8 mm separados entre sí 30 cm, y las alas se unen con 3 placas de anclaje de 4,8 mm cada 30cm, cada una con dos bulones de 8 mm.

Las dimensiones y disposiciones se muestran en las Figura 7.20, Figura 7.21 y Figura 7.22.

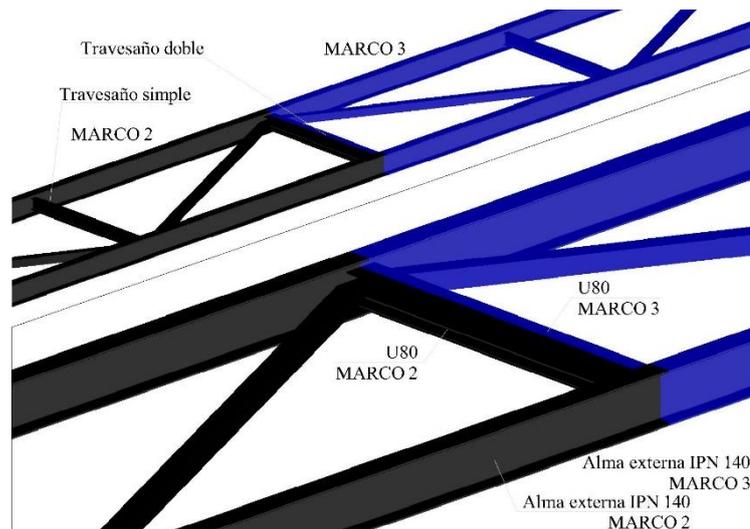


Figura 7.19: Disposición general del travesaño doble.

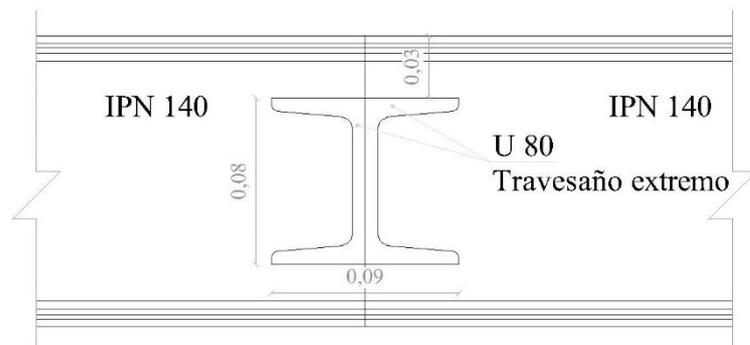


Figura 7.20: Dimensiones generales del travesaño doble.

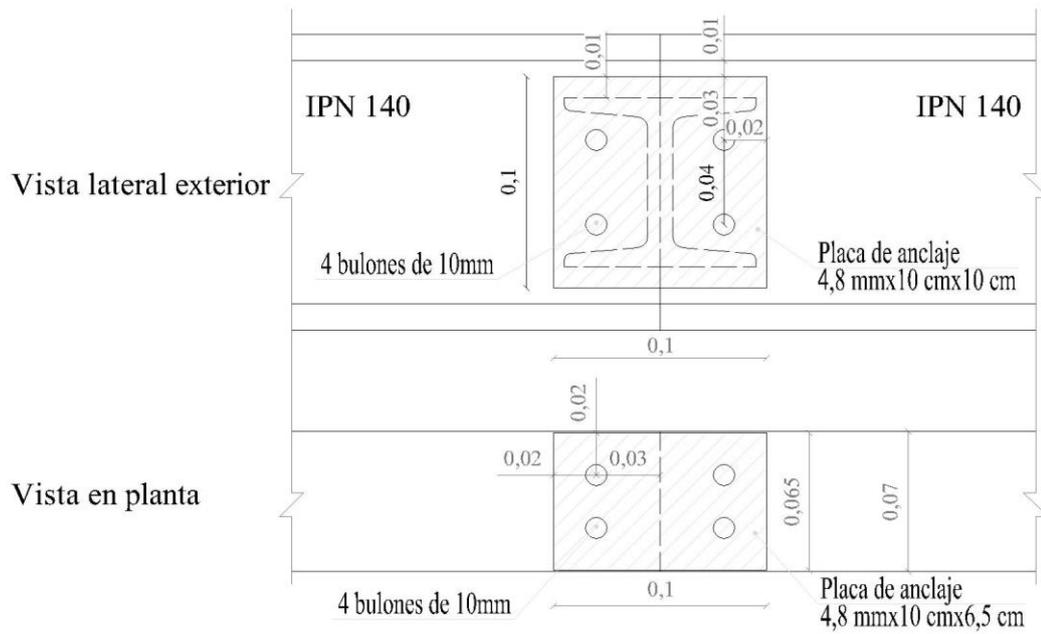


Figura 7.21: Unión de las vigas del travesaño doble.

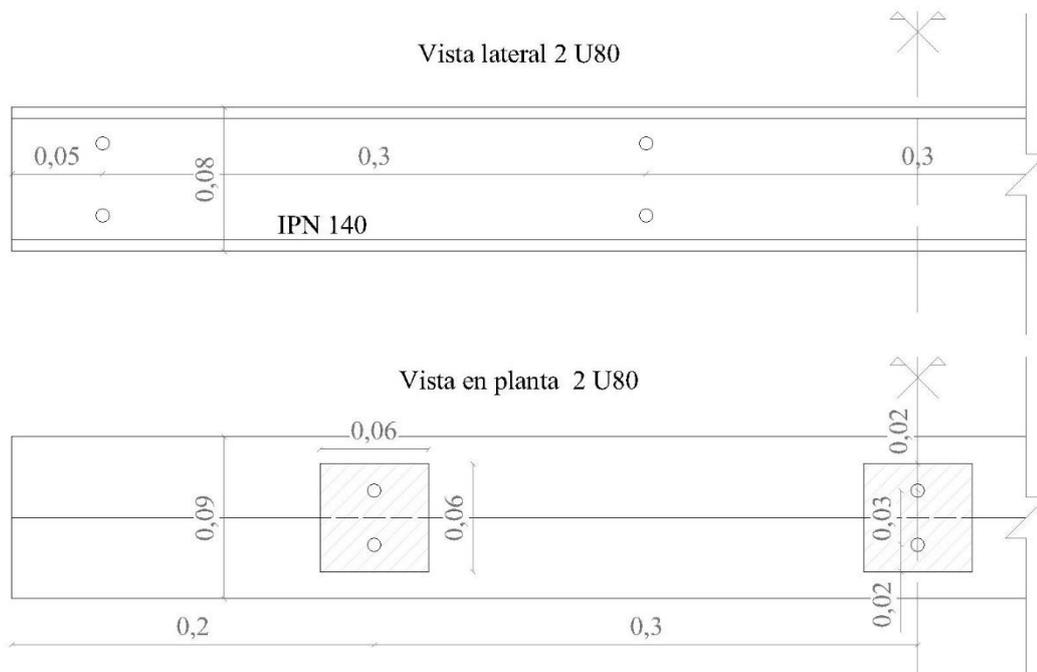


Figura 7.22: Unión de los 2 U80 del travesaño doble.

- Placas de anclaje: chapa de acero F24 de 4,8mm (3/16’’).
- Bulones A325 ($F_u=825$ MPa) de 10mm de diámetro. Se considera rosca no excluida del plano de corte.
- Se definen agujeros holgados para facilitar el montaje y no se admite deformación alrededor del agujero para cargas de servicio. Diámetros de los agujeros 13 mm.

Las solicitaciones para la unión son las siguientes:

Viga:

- Tensión de tracción para el perfil IPN 140 de $1,35 \cdot 10^7$ N/m² que conduce a una fuerza de tracción de 24,71 kN. Se obtiene de la combinación B.9 para el elemento 1.
- Fuerza de corte: se considera al elemento de 4 m de longitud cargado con la carga correspondiente al caso más desfavorable de la combinación de estados límites últimos A2. 1,2 D+1,6 L+0,5 S. Lo cual conduce a una carga de corte de 3,37 kN.

Travesaños: de modo conservador se emplean los mismos valores tensión requerida del inciso 7.4.3 pero considerando la sección del travesaño con dos perfiles U 80.

- Tensión de tracción para el perfil 2U80 de $3,43 \cdot 10^7$ N/m² que conduce a una fuerza de tracción de 75,56 kN.
- A continuación se detallan los valores de resistencia de diseño obtenidos:

Viga:

- Resistencia de diseño a corte (Sección J.3.6): unión del alma 77,75 kN y unión de las alas superior e inferior 155,51 kN. Totalizan 233,26 kN > 28,07 kN → Verifica.
- Resistencia de diseño al aplastamiento (Sección J.3.10) del alma 151,85 kN y del ala 229,10 kN definidas por aplastamiento de la chapa. Y de las placas de anclaje 95,90 kN, definida por rotura del bloque de corte. Verifican al aplastamiento.

Travesaños:

- Resistencia de diseño al corte (Sección J.3.6): unión del alma 99,53 kN y unión de las alas superior e inferior 149,29 kN. Totalizan 248,81 kN > 75,46 kN → Verifica.
- Resistencia de diseño al aplastamiento (Sección J.3.10) del alma 255,74 kN, de la chapa que une las alas 306,89 kN, ambas definidas por la deformación de la chapa. Verifican al aplastamiento.

7.4.7 Unión torres fundaciones

En la presente sección se detalla la placa de anclaje de los pilares de las torres. Los pilares se sueldan a una placa metálica, la cual se amura al dado de hormigón mediante bulones. En la Figura 7.23 se muestra la unión. Las solicitaciones se obtienen de la Figura 8.3.

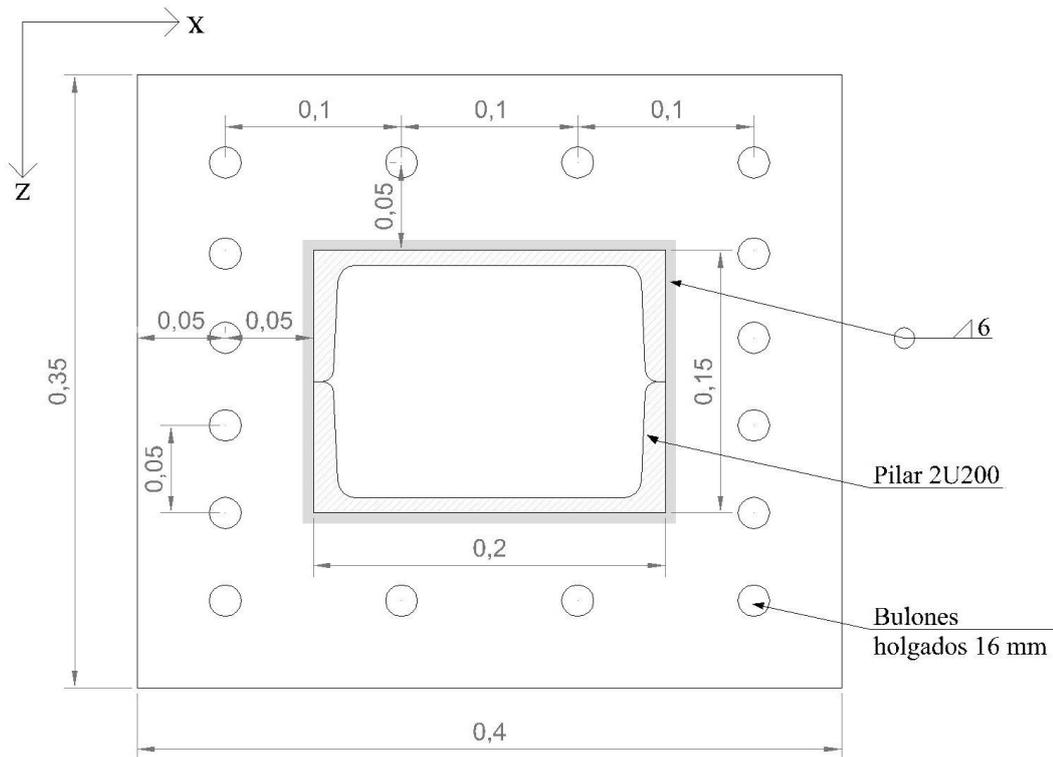


Figura 7.23: Detalle de unión de los pilares a la fundación.

- Placa de anclaje: chapa de acero F24 de 35 x 40 x 15,9 mm (5/8"). Soldadura de placa de anclaje al pilar 2 U200: lado del filete d : 6 mm y largo 70 cm.
- 16 Bulones A325 ($F_u=825$ MPa) de 16 mm de diámetro y diámetro nominal de 15,9 mm. Se considera rosca no excluida del plano de corte.
- Se definen agujeros holgados para facilitar el montaje y no se admite deformación alrededor del agujero para cargas de servicio. Dimensiones del agujero 18 mm.

Las solicitaciones para la unión son las siguientes:

- Fuerza de tracción para los pilares: vale 405,18 kN y se debe al par de fuerzas obtenidas al descomponer el momento por una cupla de fuerzas distanciadas entre sí 0,30 m. A la fuerza de tracción obtenida se le resta la fuerza de compresión del pilar (ecuación (7-4)).

$$F_t = 135,29 \text{ kNm} / 0,3 - 49,12 \text{ kN} \quad F_t = 405,18 \text{ kN} \quad (7-4)$$

- Fuerza de corte en los bulones: corresponde a la fuerza en la dirección X y vale 149,54 kN.

Los bulones de la unión se verifican a tracción y a corte de acuerdo a una unión tipo aplastamiento.

La placa de anclaje se verifica al aplastamiento en los agujeros.

- Resistencia de diseño a tracción (Sección J.3.6): de modo conservador en este caso sólo se consideran los 6 bulones que se encuentran traccionados por la acción del M_z :
- 553,97 kN > 405,18 kN → Verifica.
- Resistencia de diseño a corte (Sección J.3.6): se considera la totalidad de los bulones de la unión: 786,28 kN > 149,54 kN → Verifica.

- Resistencia de diseño a tracción combinada con corte (Sección J.3.7): se considera la cantidad total de bulones de la unión: $1477,28 \text{ kN} > 405,18 \text{ kN} \rightarrow$ Verifica.
- Resistencia de diseño al aplastamiento de la chapa en los agujeros (Sección J.3.10) definida por la deformación de la chapa: $168,37 \text{ kN} > 149,54 \text{ kN} \rightarrow$ Verifica.

Distribución de los bulones.

Separación mínima entre centros de agujeros. Para agujeros holgados $s_{\min}=3 d=47,7 \text{ mm}$.

La menor distancia entre centros de agujeros adoptada es = 50 mm.

Distancia mínima a bordes: para agujeros holgados se incrementa el mínimo de 28 mm correspondiente a bordes cortados mecánicamente. El incremento se obtiene de la Tabla J.3-6 del [CIRSOC 301, 2005], y vale 2 mm. Con lo cual se adopta una distancia del borde al centro del agujero de 50 mm.

Distancia máxima entre el centro del agujero y borde más cercano $d_b \leq 12 t$ ó 150 mm.

Se adopta una distancia máxima de 100 mm.

Separación longitudinal máxima entre centros de bulones. Considerando el caso más desfavorable de barras no pintadas de acero resistente a la corrosión sometidas a la corrosión atmosférica $s \leq 14 t$ ó 180 mm. Se adopta una distancia máxima de 100 mm.

Unión placa de anclaje al pilar: se adopta una soldadura de filete alrededor de todo el contorno de 6 mm de lado. Resulta una longitud de 70 cm.

Resistencia de diseño a corte, que corresponde a la fuerza de tracción que se descompone en una fuerza de corte en la soldadura: $R_d^W = 513,11 \text{ kN}$. Como es mayor a la resistencia requerida al corte y a tracción, la unión verifica.

CAPÍTULO 8

8 DISEÑO DE LAS FUNDACIONES

En el presente capítulo se definen los muertos de anclaje para los cables principales y para los tensores inferiores, y se dimensionan las zapatas combinadas para las torres.

Las dos zapatas combinadas, los bloques de hormigón de los cables inferiores y el bloque izquierdo del cable principal se apoyan sobre el suelo natural, a su correspondiente profundidad. De acuerdo a lo observado en la visita de campo se considera al suelo de fundación como una grava arenosa mal graduada. Se adoptan las siguientes características del suelo en base a las especificaciones de [Lambe, 1991] y el ángulo de fricción entre masa de hormigón y el suelo se obtuvo de la base de datos del software GEO5.

- Tensión admisible del suelo: $\sigma_{adm}=250 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Peso específico: $\gamma_{suelo}=20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Ángulo de fricción interna: $\varphi=38^\circ$
- Ángulo de fricción entre masa de hormigón y el suelo: $\delta=30^\circ$

En el Anexo 2 se muestra la posición en planta de las fundaciones al nivel del terreno natural y se indica la pasarela en proyección.

8.1 DISEÑO DE LAS ZAPATAS COMBINADAS

8.1.1 Dimensionamiento de las zapatas combinadas

El dimensionamiento de las zapatas combinadas se desarrolla de acuerdo a los lineamientos de [Pozzi] Para dimensionar las zapatas combinadas se buscó entre todas las combinaciones, la combinación que generaba la mayor fuerza en la dirección X, Y y Z y el máximo momento alrededor del eje X y Z. En las Figura 8.1, Figura 8.2 y Figura 8.3 se muestran las solicitaciones para cada combinación, los valores se expresan en kN y kNm según corresponda.

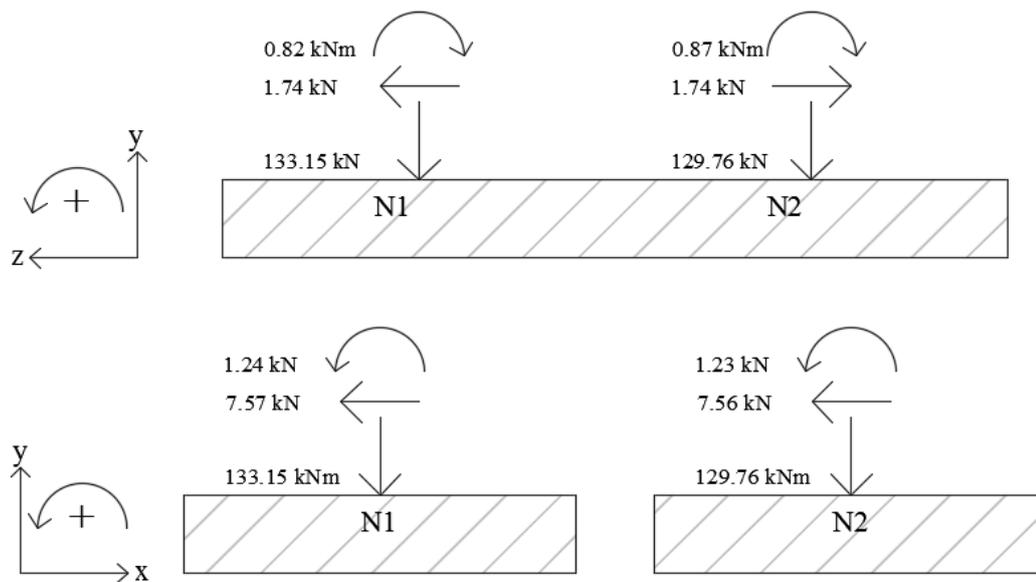


Figura 8.1: Estado para el dimensionamiento / Combinación B1 / Máxima fuerza en Y.

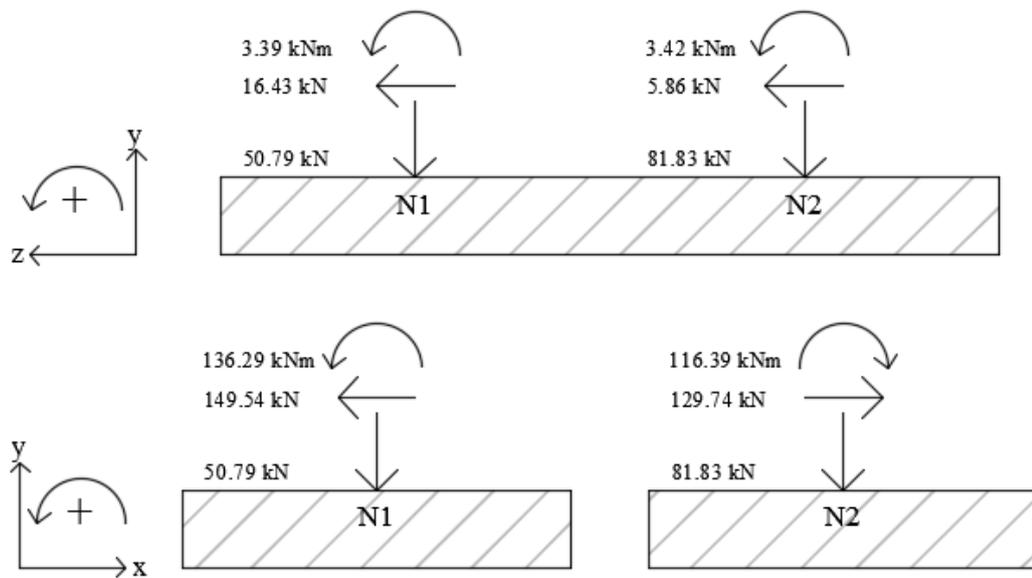


Figura 8.2: Estado para la verificación 1 / Combinación A5-Nodos 211 y 207 / Máxima fuerza en X y Z.

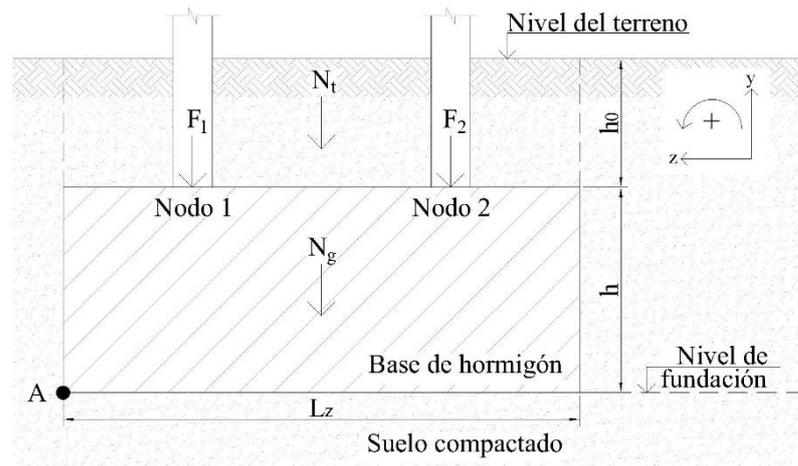


Figura 8.5: Sección transversal de la fundación en el plano zy.

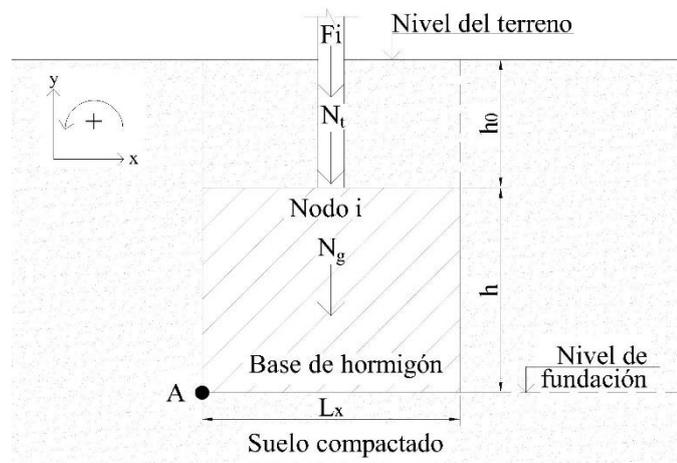


Figura 8.6: Sección transversal de la fundación en el plano xy.

L_x	2,50	[m]
L_z	3,00	[m]
L_1	1,00	[m]
L_2	1,00	[m]
L_3	1,00	[m]

h	0,80	[m]
c_x	0,20	[m]
c_z	1,15	[m]
e_1	0,50	[m]
e_2	0,50	[m]

h_0	0,50	[m]
-------	------	-----

Tabla 8-1: Dimensiones de la zapata combinada.

Dado que las patas de las torres se encuentran distanciadas 1 m, se define una zapata combinada. Se diseña la zapata con suficiente rigidez para asegurar una distribución lineal de tensiones en el terreno. Para definir las dimensiones de la zapata se consideran los esfuerzos solicitantes (F , H y M), el peso del terreno por encima de la zapata (N_t) y el peso propio de la zapata (N_g). Los esfuerzos de momento y corte en la zapata se evalúan considerando a la zapata como un cuerpo cargado con el diagrama $q_i = \sigma_i L_z$ para obtener los esfuerzos en la dirección X, y $q_i = \sigma_i L_x$ para los esfuerzos en la dirección Z. A continuación se muestra la secuencia de cálculo para la obtención de las tensiones sobre el terreno.

Análisis en la dirección Z: se calcula la fuerza aplicada P y la excentricidad equivalente e .

$$P = F_1 + F_2 + N_g + N_t \quad (8-1)$$

$$e = (M_1 + M_2 + F_1 e_1 - F_2 e_2) / P$$

Para que la zapata no presente zonas traccionadas se debe cumplir $e \leq L_z/6$. Bajo esta condición las tensiones en el terreno resultan:

$$\sigma_{1,2} = \frac{P}{L_x L_z} \left(1 \pm \frac{6e}{L_z} \right) \quad \text{luego } q_{1,2} = \sigma_{1,2} L_x \quad (8-2)$$

Las tensiones en el terreno deben ser menores a la tensión admisible del suelo

Con este diagrama de tensiones, con las fuerzas actuantes verticales y con los momentos F_1 , F_2 , N_t , N_g , M_1 y M_2 se calculan los diagramas de corte y momento para la zapata en la dirección considerada.

Análisis en la dirección X: en este caso se considera una zapata de dimensiones L_x y $L_z = c_z + d$, con lo cual los valores de N_g y N_t corresponden a tales dimensiones. Entre los esfuerzos de cada pilar se evalúa el caso más desfavorable. Del mismo modo se evalúan las tensiones en el terreno.

$$P = F + N_g + N_t \quad (8-3)$$

$$e = M/P$$

En este caso para las combinaciones de verificación de los esfuerzos resulta $e \geq L_x/6$, con lo cual el diagrama de tensiones sobre el terreno es triangular, y la excentricidad se limita a $e \leq L_x/3$. Las tensiones en el terreno resultan:

$$x = 3 \left(\frac{L_x}{2} - e \right) \quad (8-4)$$

$$\sigma = \frac{2P}{x L_z}; \text{ luego } q = \sigma (c_z + d)$$

Las tensiones en el terreno deben ser menores a la tensión admisible del suelo.

Con este diagrama de tensiones y las fuerzas actuantes F , N_t , N_g , y M_z se calculan los diagramas de corte y momento para la zapata. En este caso se calcula el momento en la sección correspondiente al filo de la pata de la torre y el esfuerzo de corte a una distancia d respecto del filo de la pata de la torre.

En la Tabla 8-2 se muestra un resumen de la secuencia de cálculo para la obtención de las tensiones en el terreno.

			Dimensionamiento	Verificación 1	Verificación 2
Dirección X	N_g	[kN]	90,00		
	N_t	[kN]	45,00		
	P	[kN]	268,15		
	e	[m]	0,00	0,73	0,74
	$c+2d$	[m]	1,80		
	σ_1	[kN/m ²]	60,25	133,24	133,77
	σ_2	[kN/m ²]	58,93	-	-

Dirección Z	N_g	[kN]	150,00		
	N_t	[kN]	75,00		
	P	[kN]	487,91		
	e	[m]	0,00	-0,02	-0,02
	σ_1	[kN/m ²]	65,06	45,36	45,37
	σ_2	[kN/m ²]	65,05	50,00	50,00

Tabla 8-2: Tabla resumen de la secuencia de cálculo para la obtención de las tensiones en el terreno.

En las Figura 8.7 y Figura 8.8 se muestran los diagramas de cuerpo libre y los diagramas de esfuerzos de corte y momento, para las direcciones X y Z.

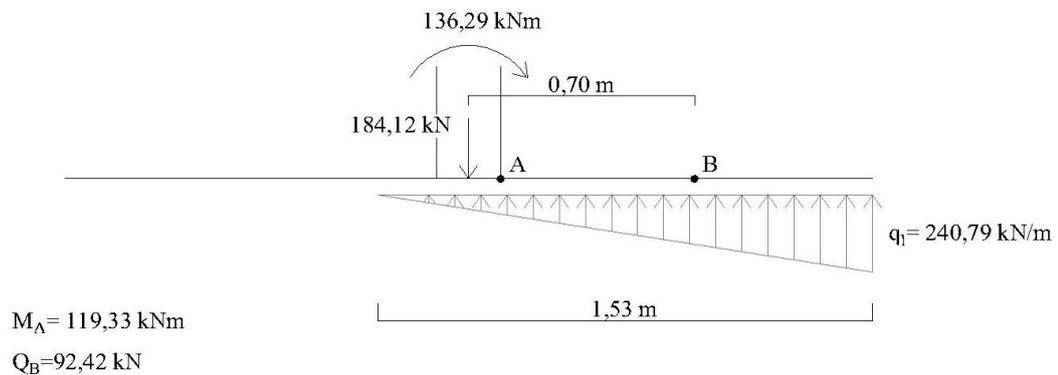


Figura 8.7: Diagrama de cuerpo libre en la dirección X.

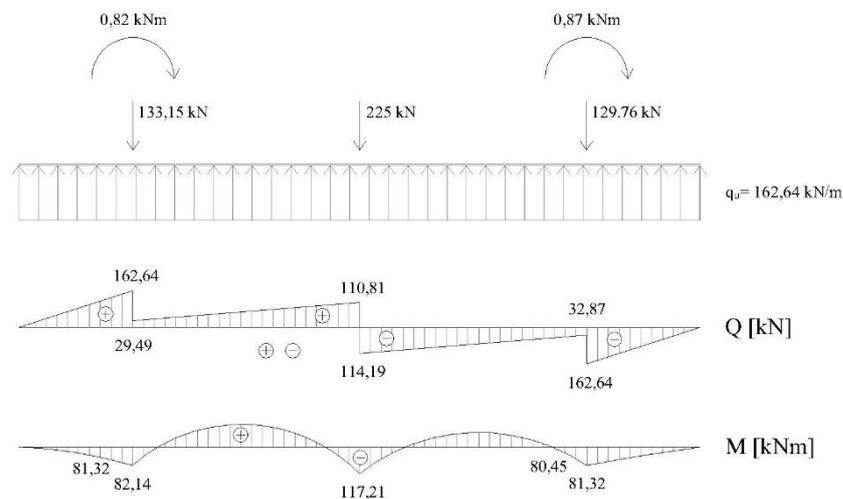


Figura 8.8: Diagrama de cuerpo libre, diagrama de corte y de momento en la dirección Z.

Verificación al vuelco: se consideró un factor de minoración de 0,9 para los momentos estabilizantes y se adoptó un factor de seguridad de 1,5. A continuación se describen las ecuaciones de los momentos estabilizantes M_e y de los momentos de vuelco M_v , para ambas direcciones X y Z, las ecuaciones están expresadas para fuerzas y momentos solicitantes positivos y se toman momentos respecto del punto A, de acuerdo a las Figura 8.5 y Figura 8.6.

Vuelco alrededor del eje Z:

$$M_e = (F_1 + F_2 + N_g) \frac{L_x}{2} \quad y \quad M_v = M_{z1} + M_{z2} + (F_{x1} + F_{x2}) d_0 \quad (8-5)$$

Vuelco alrededor del eje X:

$$M_e = F_1 L_2 + F_2 (L_2 + L_3) + N_g \frac{L_z}{2} \quad y \quad M_v = M_{x1} + M_{x2} + (F_{z1} + F_{z2}) d_0 \quad (8-6)$$

Verificación al deslizamiento: se considera como fuerza estabilizante F_e sólo el rozamiento entre la zapata y el terreno, despreciando el empuje pasivo que se genera sobre la superficie lateral de la zapata. Se considera un factor de seguridad de 1,5.

Dirección X:

$$F_e = (F_1 + F_2 + N_g^x) \operatorname{tg}(\delta) \quad F_d = F_{x1} + F_{x2} \quad (8-7)$$

Dirección Z:

$$F_e = (F_1 + F_2 + N_g^z) \operatorname{tg}(\delta) \quad F_d = F_{z1} + F_{z2} \quad (8-8)$$

Resistencia al aplastamiento: En la zona del apoyo de la base, el hormigón adyacente suministra un apoyo al área cargada, generándose un estado de compresión. Por lo cual la tensión de aplastamiento del hormigón en el elemento de apoyo no debe ser mayor que la resistencia al aplastamiento del hormigón permitida P_n esto se verifica en la ecuación (8-9).

$$P_u \leq \varphi P_n = 0,85 \varphi f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad (8-9)$$

Siendo: P_u = Carga última máxima en las columnas.

A_1 = Área de la columna cargada.

A_2 = Área de la base inferior de la mayor pirámide que queda contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tiene por base superior el área cargada, y pendientes laterales de 1 en vertical por 2 en horizontal.

$$\varphi = 0,65$$

En la Tabla 8-3 se muestra la evaluación de los últimos tres ítems presentados.

		Dimensionamiento	Verificación 1	Verificación 2	
VERIFICACIÓN AL VOLCAMIENTO	Alrededor eje X	M_e [kNm]	555,90	395,51	397,01
		M [kNm]	-1,69	6,81	8,52
		H [kN]	0,00	22,28	22,28
		M_d [kNm]	-2,54	53,67	56,23
		Condición	Verifica	Verifica	Verifica
	Alrededor eje Z	M_e [kNm]	397,02	250,45	250,45
		M [kNm]	2,47	19,90	-19,89
		H [kN]	15,13	19,80	-19,79
		M_d [kNm]	33,21	68,46	-68,43
		Condición	Verifica	Verifica	Verifica

VERIFICACIÓN AL DESPLAZAMIENTO	Dirección X	F_e [kN]	238,39	163,17	163,17
		F_d [kN]	0,00	33,42	33,43
		Condición	Verifica	Verifica	Verifica
	Dirección Z	F_e [kN]	203,75	128,53	163,17
		F_d [kN]	22,70	29,70	-29,69
		Condición	Verifica	Verifica	Verifica
VERIFICACIÓN AL APLASTAMIENTO	A_1 [m ²]	0,03			
	A_2 [m ²]	1,05			
	P_n [kN]	696,15			
	P_u [kN]	133,15			
	Condición	Verifica			

Tabla 8-3: Verificación al vuelco, deslizamiento y aplastamiento.

8.1.2 Armadura de las zapatas combinadas

El armado se define de acuerdo al [CIRSOC 201, 2005]. De las Figura 8.7 y Figura 8.8 se obtienen los valores de momento y corte para el dimensionamiento de las armaduras, estos se muestran en la Tabla 8-4.

Dirección X			Dirección Z		
Momento máximo M_{nx}	119,33	[kNm]	Momento máximo M_{nz}	117,21	[kNm]
Corte	92,42	[kN]	Corte	162,64	[kN]
P_{ux}	133,15	[kN]	$q_{ux} = P_{ux} / B \cdot (c_x + d)$	29,59	[kN/m ²]
P_{uz}	262,91	[kN]	$q_{uz} = P_{uz} / B \cdot L$	35,05	[kN/m ²]

Tabla 8-4

Para el cálculo se considera el caso de una zapata centrada y se obtienen los valores de la Tabla 8-5.

β	1,33	[adim]	b_{wx}	1,09	[m]
α_s	40	[adim]	b_{wz}	1,25	[m]
Y	1	[adim]	k_x	1,15	[m]
Cc	0,075	[m]	k_z	1,43	[m]
b_x	0,25	[m]	b_o	3,54	[m]
b_z	0,20	[m]	A_o	0,78	[m ²]

Tabla 8-5

Altura efectiva de la base (Tabla 8-6).

Cálculo:	$d_x \approx$	0,689	[m]	$d_z \approx$	0,719	[m]		
	d_{min}	0,25	[m]					
Para punzonamiento:				d_{medio}	0,71	[m]		
Para corte y flexión		d_x	0,69	[m]	d_z	0,72	[m]	
F1	4,00	[adim]	F2	10,01	[adim]	F	4	[adim]

Tabla 8-6

Verificación al punzonamiento: Se debe verificar la condición de la ecuación (8-10).

$$P_u - q_u A_0 \leq 0,75 Y F b_0 d_{\text{medio}} \sqrt{f'_c} (1000 \text{ kN/MN}) / 12 \quad [\text{kN}] \quad (8-10)$$

Dirección X: 110,25 kN < 2843,03 kN → Verifica

Dirección Z: 235,79 kN < 2843,03 kN → Verifica

Verificación al corte:

$$V_{ux} \leq 0,75 b_{wz} d_x \sqrt{f'_c} (1000 \text{ kN/MN}) / 6 \quad [\text{kN}] \quad (8-11)$$

92,34 kN < 494,06 kN → Verifica

$$V_{uz} \leq 0,75 * b_{wx} * d_z * \sqrt{f'_c} * (1000 \text{ kN/MN}) / 6 \quad [\text{kN}] \quad (8-12)$$

162,54 kN < 451,10 kN → Verifica

Armadura a flexión:

$k_a \text{ mín}$	0,157	[adim]
$m_n \text{ mín}$	0,145	[adim]
$m_n \text{ máx}$	0,268	[adim]

m_{nx}	0,07	[adim]
$A_{sx} \text{ mín}$	9,20	[cm ²]

m_{nz}	0,051	[adim]
$A_{sz} \text{ mín}$	6,00	[cm ²]

Tabla 8-7

Las armaduras obtenidas corresponden a la armadura mínima. Se adoptan las siguientes armaduras:

Armadura en la dirección X o armadura superior: Barras 12 mm cada 29 cm (9 barras en 2,50 m = 10,18 cm²).

Armadura en la dirección Z o armadura inferior: Barras 12 mm cada 28 cm (11 barras en 3,00 m = 12,43 cm²).

En las Figura 8.9 y Figura 8.10 se muestran los esquemas de armado.

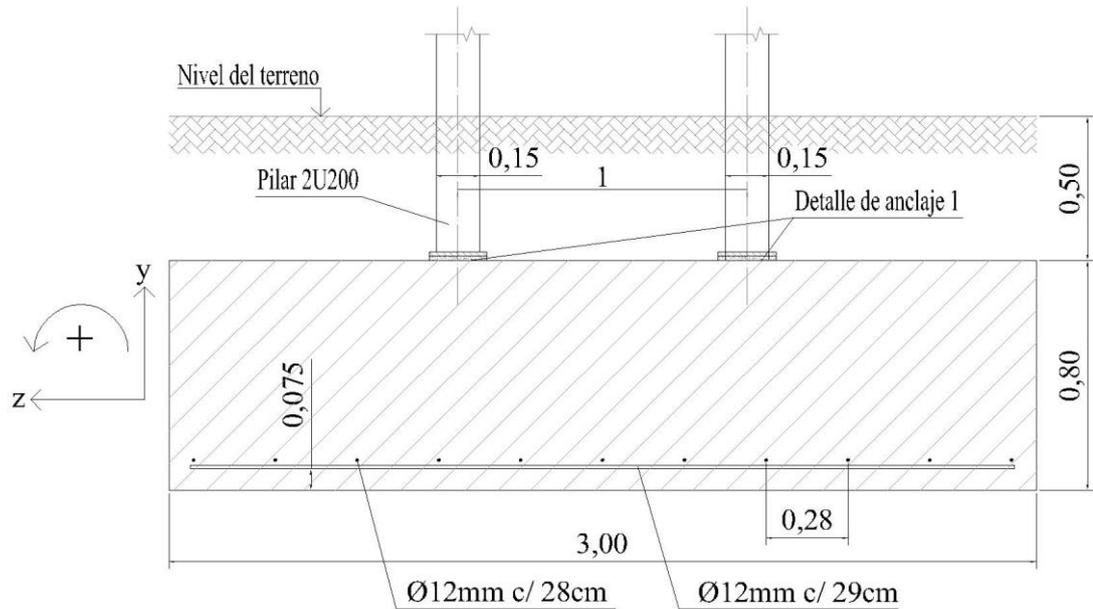


Figura 8.9: Armadura en la dirección z.

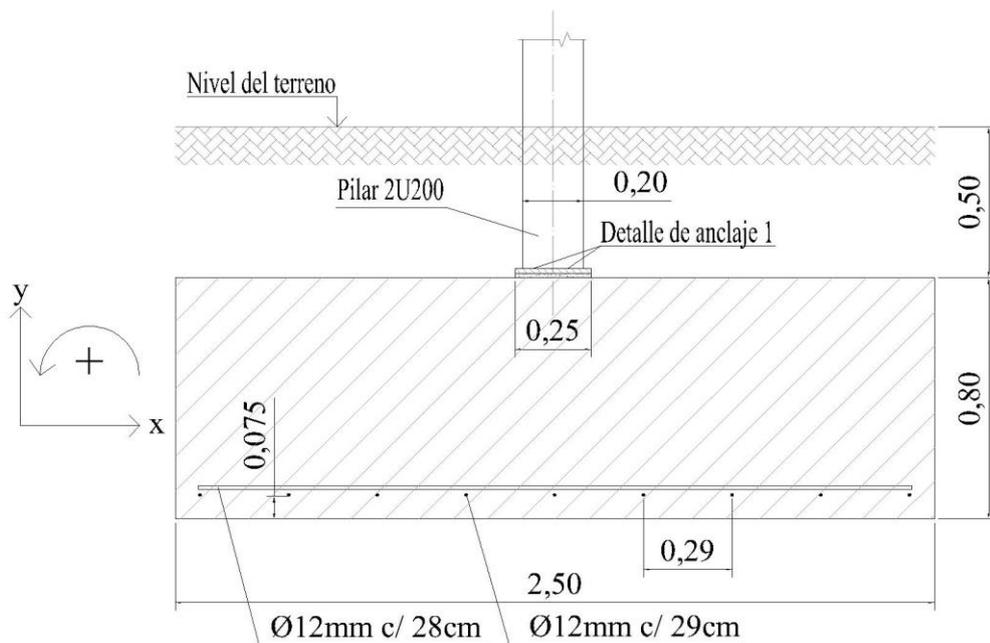


Figura 8.10: Armadura en la dirección x.

El anclaje de los pilares metálicos a la fundación se resuelve colocando vainas corrugadas previo al hormigonado de la fundación, en las que luego se colocan barras nervuradas tratadas con un pintura plástica. El espacio entre las vainas corrugadas y las barras de anclaje se rellena con un producto adecuado. Del libro [Leonhardt et al., 1977] se obtiene el detalle de anclaje 1 de columnas metálicas a elementos de hormigón, mostrado en la Figura 8.11.

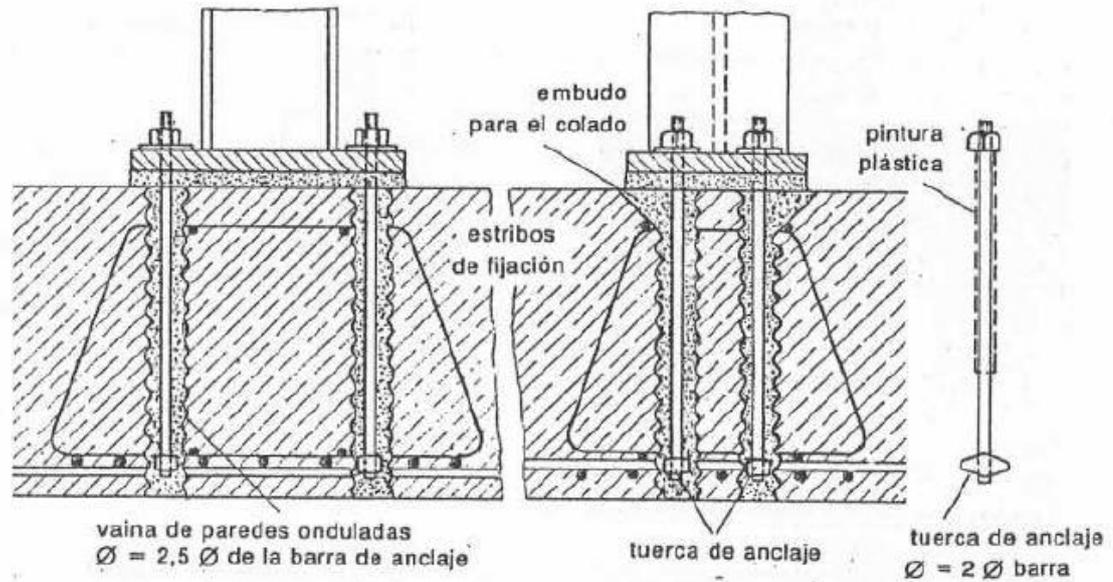


Figura 8.11: Detalle de anclaje 1.

8.2 DISEÑO DEL BLOQUE DE HORMIGÓN PARA LOS TENSORES EXTREMOS DE LA MARGEN IZQUIERDA

El dimensionamiento de los dados de hormigón se realiza de acuerdo al libro [Fratelli, 1993]. En la Figura 8.12 se muestra el dado de hormigón genérico con las fuerzas intervinientes.

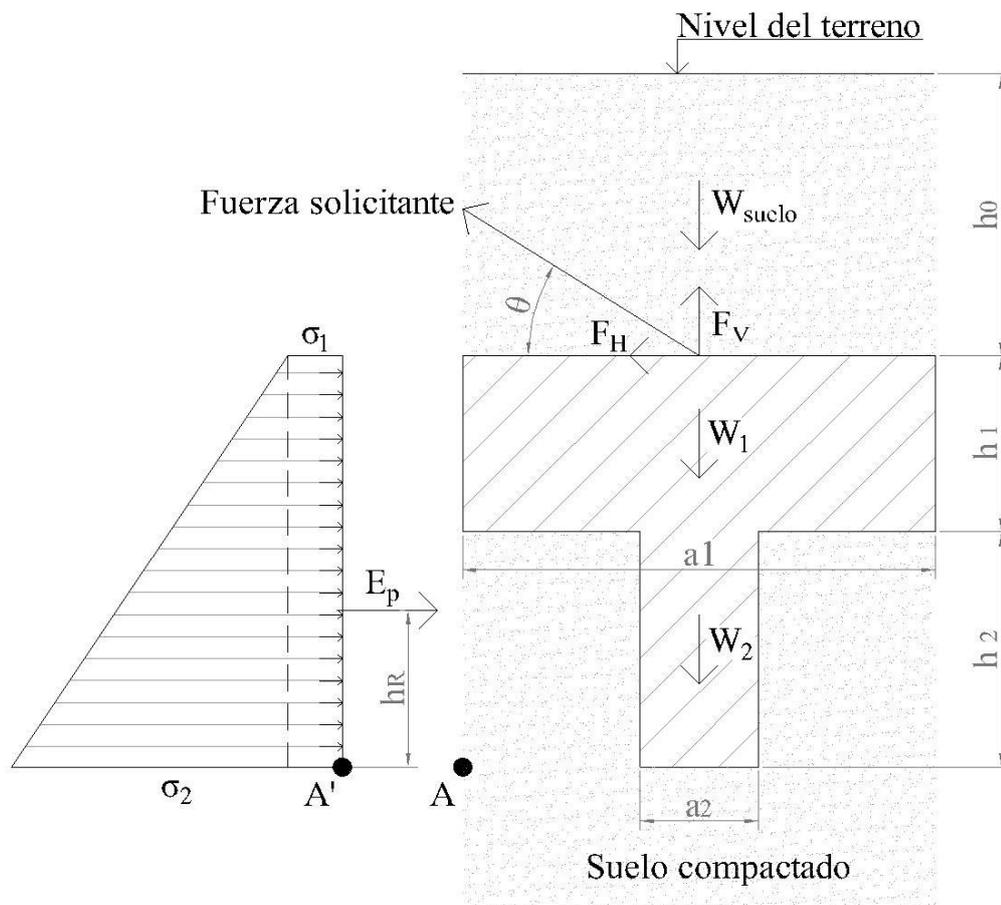


Figura 8.12: Esquema de cálculo genérico.

El ángulo que tienen los tensores extremos respecto a la horizontal es 18° y las fuerzas solicitantes en el apoyo surgen de la combinación de cargas B1.

En la Figura 8.13 se muestran las dimensiones de la fundación en cuestión.

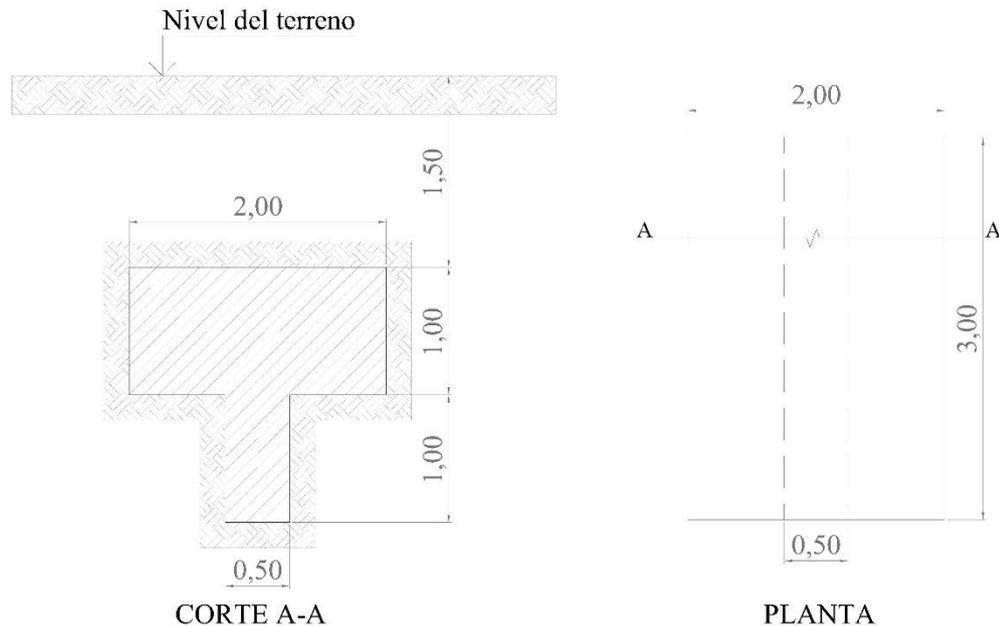


Figura 8.13: Planta y corte A-A del dado de hormigón de la margen izquierda.

Para el dimensionamiento del dado de hormigón se considera un volumen de hormigón equivalente a la fuerza vertical solicitante considerando un factor de seguridad de 2. Para verificar la condición de estabilidad al vuelco se agregó un diente inferior.

En la Tabla 8-8 se muestran los valores de la secuencia de cálculo para el dimensionamiento. El coeficiente de empuje pasivo de la teoría de Rankine se obtiene de la bibliografía consultada.

$F_x = F_H$	229,04	[kN]	a_1	2,00	[m]
$F_y = F_V$	72,49	[kN]	B	3,00	[m]
θ [°]	18	[°]	h_1	1,00	[m]
FS _{adop.}	2,59	[adim]	W_1	150,00	[kN]
h_0	1,50	[m]	W_2	37,50	[kN]
h_2	1,00	[m]	W_{H°	187,50	[kN]
a_2	0,50	[m]	W_{suelo}	180,00	[kN]

Tabla 8-8

Verificación al deslizamiento: se verifica la estabilidad al deslizamiento sin considerar la fricción entre la superficie de hormigón y el suelo (ecuación (8-13)). Se fija un factor de seguridad mínimo de 2.

$$FS_{\text{Deslizamiento}} = \frac{E_p}{F_x} \geq 2 \quad (8-13)$$

Verificación al vuelco: se evalúa la estabilidad al vuelco (ecuación (8-14)) considerando momentos respecto al punto A de acuerdo a la Figura 8.12. También se considera FS=2 y se desprecia el aporte del suelo superior.

$$\frac{M_{\text{Resistente}}}{M_{\text{Desestabilizante}}} \geq 2$$

$$M_R = (W_{H^\circ}) \frac{a_1}{2} + E_p h_R \quad (8-14)$$

$$M_V = F_x (h_1 + h_2) + F_y \frac{a_2}{2}$$

En la Tabla 8-9 se muestra la secuencia de cálculo y los factores de seguridad obtenidos.

K_p	4,204	[adim]	E_p	1261,20	[kN]
q_1	30,00	[kN/m ²]	h_R	0,73	[m]
q_2	70,00	[kN/m ²]	FS _{Deslizamiento.}	5,51	[adim]
σ_{p1}	126,12	[kN/m ²]	FS _{Vuelco.}	2,25	[adim]
σ_{p2}	294,28	[kN/m ²]			

Tabla 8-9: Empuje pasivo y factores de seguridad para condición de deslizamiento y vuelco.

8.3 DISEÑO DEL ANCLAJE DEL TENSOR EXTREMO DERECHO

En la visita de campo se pudo observar que la margen derecha del río presenta las características de una formación de roca meteorizada en superficie (Figura 2.5, Figura 2.6 y Figura 2.10). Se decide proponer un anclaje en roca de los cables principales de dicha margen con el objetivo de reducir la cantidad de hormigón masivo a elaborar en el sitio, dada la complejidad que conlleva el transporte de los materiales y del agua.

Debido que este trabajo corresponde a una etapa de anteproyecto no amerita un informe geotécnico exhaustivo sino realizar una estimación del tipo de roca y de sus propiedades mecánicas.

De acuerdo a [Pereyra et al., 2011] el sitio se encuentra dentro de la subregión edáfica subhúmeda de planicies, colinas y serranías, el cual presenta como sustrato rocoso consolidado de basaltos, andesitas, riolitas, tobas, tufitas y rocas graníticas. Por la apariencia en superficie se considera una roca basáltica. Del libro [González de Vallejo et al., 2002] se obtienen los siguientes valores medios de las propiedades mecánicas de la roca.

- Resistencia a compresión simple de la matriz rocosa sana σ_c : 80 - 200 Mpa. Se adopta $\sigma_c = 80$ MPa.
- Cohesión: $c = 20 - 60$ MPa. Se adopta $c = 20$ MPa.
- Ángulo de fricción: $\phi = 48^\circ - 55^\circ$. Se adopta $\phi = 48^\circ$.

Para estimar la tensión de fuste admisible de la roca q_s se emplea la expresión (8-15) de Poulos y Davis [Castillo Martínez et al.], empleada para pilotes empotrados en roca.

$$q_s = 0,15 \sigma_c \text{ y } q_s < 0,45 \quad (8-15)$$

Evaluando la expresión se obtiene $q_s = 12$ MPa con lo cual se adopta $q_s = 0,40$ MPa.

La profundidad del anclaje es la longitud necesaria para desarrollar la fuerza de soporte requerido. Esta longitud depende de la integridad del macizo rocoso, del tipo de roca que lo compone y de la

disposición de los anclajes. El bulbo del anclaje debe ubicarse fuera de la superficie crítica de falla del macizo.

Según [US Army Corps of Engineering Center, 1994] para un macizo de roca poco fisurado, la longitud del anclaje se puede calcular considerando la resistencia al corte de la roca que se moviliza en la superficie de un cono circular con un ángulo de vértice de 90° respecto del eje del anclaje. Se supone que el esfuerzo in situ así como cualquier esfuerzo impuesto al macizo rocoso por la estructura es cero, entonces la resistencia al corte puede ser estimada como la cohesión del macizo rocoso. La profundidad de anclaje D se estima utilizando la ecuación (8-16).

$$D = \sqrt{\frac{FS Q_t}{c \pi}} \quad (8-16)$$

Siendo: FS: factor de seguridad apropiado.

c: cohesión del macizo rocoso.

Q_t : fuerza requerida del anclaje o carga de trabajo.

La fuerza requerida Q_t se calcula como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las fuerzas horizontal y vertical solicitadas en la fundación del cable principal, detalladas en la Tabla 8-8 cuyo valor es 240,23 kN. Para un factor de seguridad de 2 se obtiene una longitud de anclaje de 2,8m. Se adopta una longitud libre del anclaje de 3 m.

Se proyecta un anclaje activo lo cual implica que la armadura resistente del sistema (cordones trenzados) luego de conformado el anclaje y una vez que la lechada alcance la resistencia característica, es post-tesada con la carga de post-tesado, de modo que antes de someter el anclaje a la carga de la estructura, el mismo ya cuenta en el punto de contacto con la carga de trabajo calculada.

Los anclajes activos están formados por una zona libre y la zona que corresponde al bulbo donde se inyecta la lechada de hormigón. Para un anclaje activo permanente con cables son necesarias mayores exigencias para su correcta conservación. Generalmente se opta por colocar los cables dentro de una vaina corrugada de PVC, en toda la longitud del anclaje. A su vez en la zona libre los cordones permanecen engrasados y protegidos por una cobertura de PAD. En la zona del bulbo los cordones se encuentran dentro de la vaina corrugada, pero desnudos. Dentro de la vaina corrugada se coloca un caño que permite inyectar la lechada primaria, que va dentro y fuera de la misma, por fuera de la vaina se coloca el caño de PVC con válvulas manchette para la inyección de la lechada secundaria en la zona del bulbo.

El cálculo del anclaje se desarrolla de acuerdo a [CPIC, 2016] y se definen los siguientes parámetros:

- Resistencia característica de la lechada $f_{ck} = 20$ MPa.
- Diámetro del bulbo $D = 20$ cm.

- Área transversal del bulbo $B = 314,16 \text{ cm}^2$.
- Carga de prueba $C_p = 1,20 C_d$, siendo C_d la carga de diseño.
- Deformación admisible de los cordones $\Delta L_r = 0,5 \text{ cm}$.

Para el post-tesado del anclaje se utilizan cordones CEE 1900 Grado 270 cuyas características son:

- Cables de acero trenzados, envainados y engrasados, formados por siete cables, con un alma de 5,35 mm de diámetro y seis cables de 5 mm de diámetro; resultando una sección del cordón de $1,40 \text{ cm}^2$.
- El diámetro del cordón desnudo es 1,52 cm.
- El diámetro del cordón engrasado y envainado es 1,82 cm.
- Resistencia a la tracción mínima especificada SMTS de 261 kN.
- Módulo de elasticidad de 19370 kN/cm^2 .

Se proyecta un anclaje con las siguientes características:

- Se adopta un cable de 2 cordones con SMTS = 522 kN.
- Carga de diseño $C_d \leq \frac{C_p}{1,2} = \frac{0,6 \text{ SMTS}}{1,2} = 0,67 \text{ SMTS}$ y $C_d \leq 0,6 \text{ SMTS} = 313 \text{ kN}$
 $C_d = 313 \text{ kN} > C_t = 240,23 \text{ kN}$.
- Longitud del bulbo de anclaje adoptado $L_b = 3 \text{ m}$.
- Armadura del bulbo de anclaje para FS = 1,7: 6 barras de 20 mm.
- Carga de post-tesado $Q_p = 194,71 \text{ kN} = 81\% C_t$.

En caso de que la evaluación del macizo rocoso sea desfavorable, se recomienda proyectar el dado de hormigón definido para la margen izquierda.

8.4 DISEÑO DEL DADO DE HORMIGÓN PARA LOS TENSORES INFERIORES DE AMBAS MÁRGENES

Se sigue el mismo criterio que en el inciso 8.2. Las reacciones consideradas corresponden a la combinación B7 y el ángulo que forma el cable inferior con la horizontal es de 33° . En este caso también es necesario considerar un diente inferior. En la Figura 8.14 se muestra la configuración geométrica del dado de hormigón. En las Tabla 8-10 y Tabla 8-11 se muestran los valores y la secuencia de cálculo.

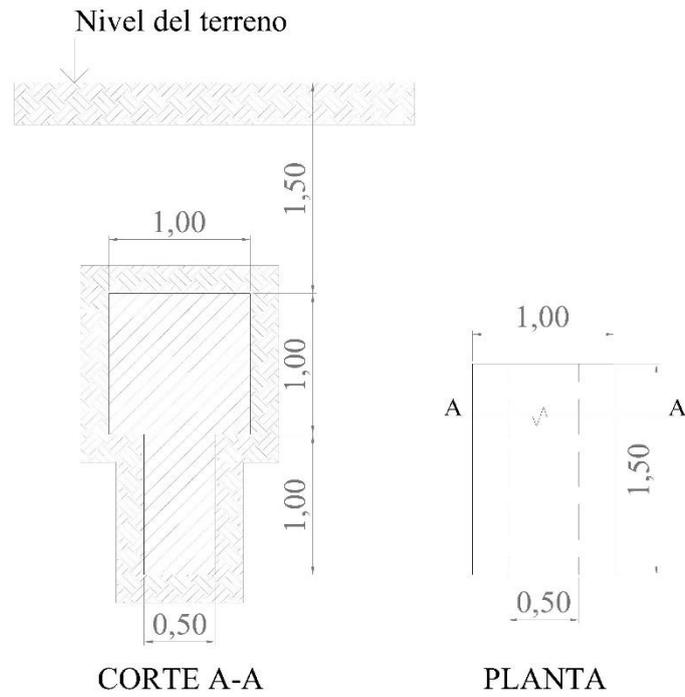


Figura 8.14: Planta y corte A-A del dado de hormigón de tensores inferiores.

$F_x = F_H$	117,78	[kN]
$F_y = F_V$	12,86	[kN]
θ	33	[°]
$FS_{adop.}$	4,38	[adim]
h_0	1,50	[m]
h_2	1,00	[m]
a_2	0,50	[m]

a_1	1,00	[m]
B	1,50	[m]
h_1	1,00	[m]
W_1	37,50	[kN]
W_2	18,75	[kN]
W_{H°	56,25	[kN]
W_{suelo}	45,00	[kN]

Tabla 8-10: Dimensiones, solicitaciones y pesos resultantes.

K_p	4,20	[adim]
q_1	30,00	[kN/m ²]
q_2	70,00	[kN/m ²]
σ_{p1}	126,12	[kN/m ²]
σ_{p2}	294,28	[kN/m ²]

E_p	630,60	[kN]
h_R	0,73	[m]
$FS_{Deslizamiento.}$	5,35	[adim]
$FS_{Vuelco.}$	2,03	[adim]

Tabla 8-11: Empuje pasivo y factores de seguridad para condición de deslizamiento y vuelco.

CAPÍTULO 9

9 CARACTERÍSTICAS PARTICULARES DE LA PASARELA

En el presente capítulo se detallan las características específicas de la pasarela. Desde los puntos de diseño debido a la carga de uso hasta definir los elementos de agarre para los cables.

9.1 CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO DEBIDO A LA CARGA DE USO

Además de la estimación de la carga de uso de los animales ovinos y caprinos, se debió tener en cuenta que estos animales desarrollan un mejor avance si no perciben distracciones desde su visión lateral y si ven luz en el final del camino. Dado que la estructura se concibió como permeable al aire, se optó por emplear un cierre lateral de metal desplegado liviano. De modo que este disminuye la luz lateral y permite la circulación del aire. El cierre lateral tiene una altura de 1 m y se adoptó una malla de metal desplegado denso pero de poco espesor, con las siguientes características: diagonal mayor 10 mm, diagonal menor 5,5 mm, 0,7 mm de espesor y un peso de 3,5 kg/m², hoja de 1 m x 3 m. La malla se refuerza en su contorno y con un travesaño en la mitad de su largo con planchuela de 1 1/2"x1/8" (38,1 x 3,2 mm), que se suelda al metal desplegado de acuerdo a la Figura 9.1. La planchuela inferior permite fijar el metal desplegado al tablero, mediante bulones de 6 mm que se unen al perfil ángulo del marco de metal desplegado del tablero, según se indica en la Figura 9.2. A la planchuela superior se le realizan perforaciones para enhebrarla con un cable galvanizado tensado y de este modo darle rigidez al cierre lateral.

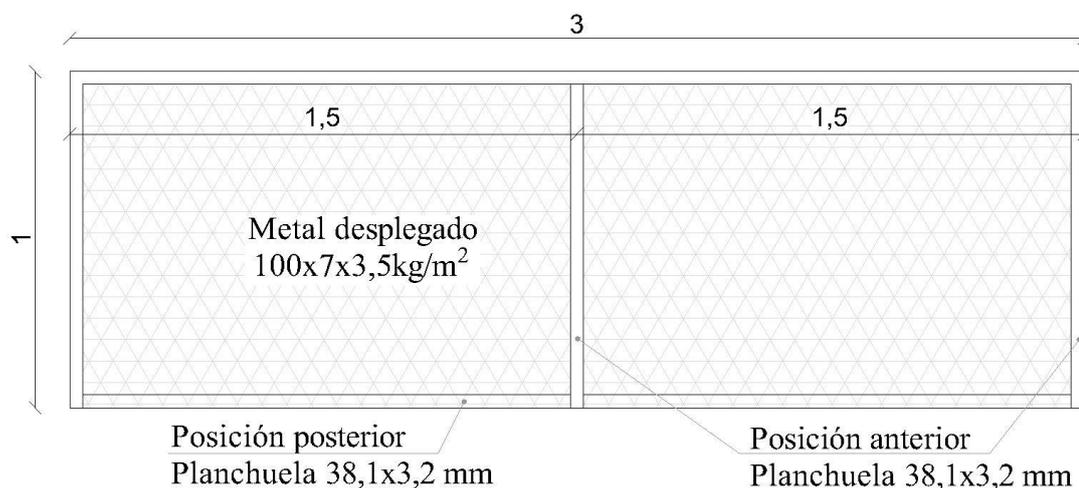


Figura 9.1: Panel de cerramiento lateral.

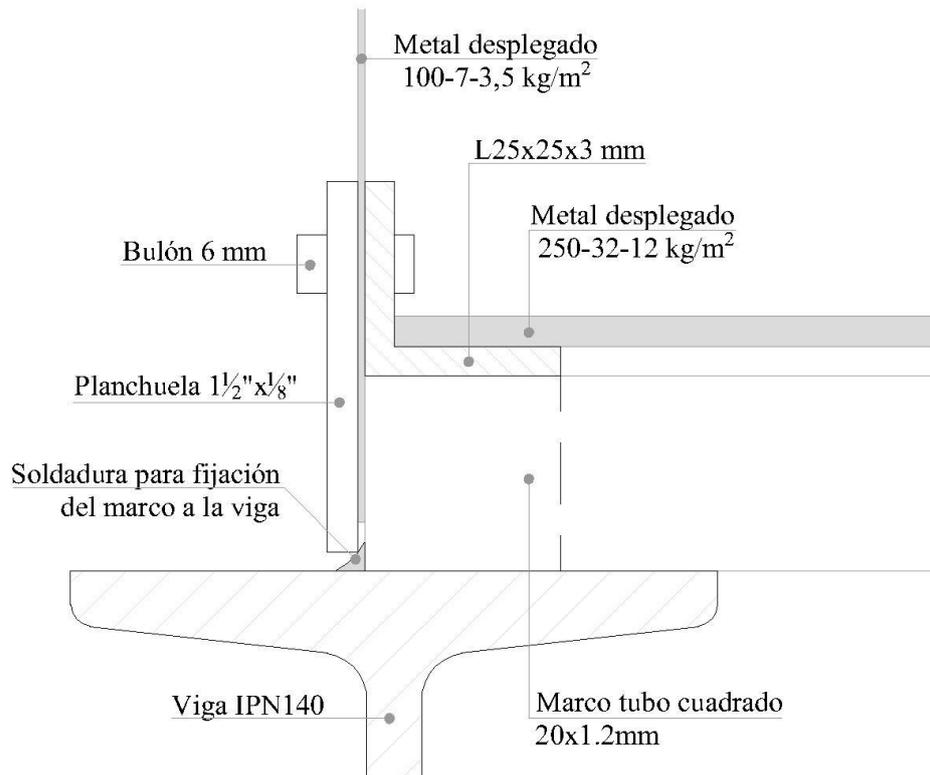


Figura 9.2: Detalle de fijación del metal desplegado lateral al tablero y del marco de metal desplegado del tablero al IPN 140.

El requerimiento para el tablero es mantener la continuidad y que sea una superficie apropiada para las pezuñas de los animales además de la condición de permeabilidad de la estructura, se decidió utilizar un metal de desplegado con el tamaño de las diagonales adecuado y con la rigidez suficiente para no generar deformaciones pronunciadas durante su uso. Se adoptó un metal desplegado de las siguientes características: diagonal mayor 25 mm, diagonal menor 13,40 mm, 3,2 mm de espesor y un peso de 12 kg/m², hoja de 1 m x 2m. De acuerdo a las especificaciones técnicas de la marca Expanmetal la malla adoptada presenta una deformación de 5 mm para una carga uniforme de 100 kg/m², con lo cual para la carga viva de 114 kg/m² tendrían lugar deformaciones menores a 6 mm, para una luz entre los apoyos de 0,95 m.

En este caso la malla se suelda a un marco metálico el cual a su vez se suelda a la viga IPN 140 mediante soldaduras intermitentes en el lado externo del marco, ver Figura 9.3. El marco mostrado en la Figura está formado por una estructura inferior de perfiles estructurales cuadrados 20x20x3 mm en el contorno y longitudinalmente se refuerza cada 1 m. Sobre la estructura anterior se suelda en cada lateral un perfil L 25x25x1.2 mm, este permite soldar el metal desplegado del tablero y a su vez permite sujetar el metal desplegado lateral. La fijación del marco de metal desplegado al tablero es una tarea del proceso de fabricación en taller, con lo cual lo único que resta en obra es fijar mediante bulones el metal desplegado lateral al tablero.

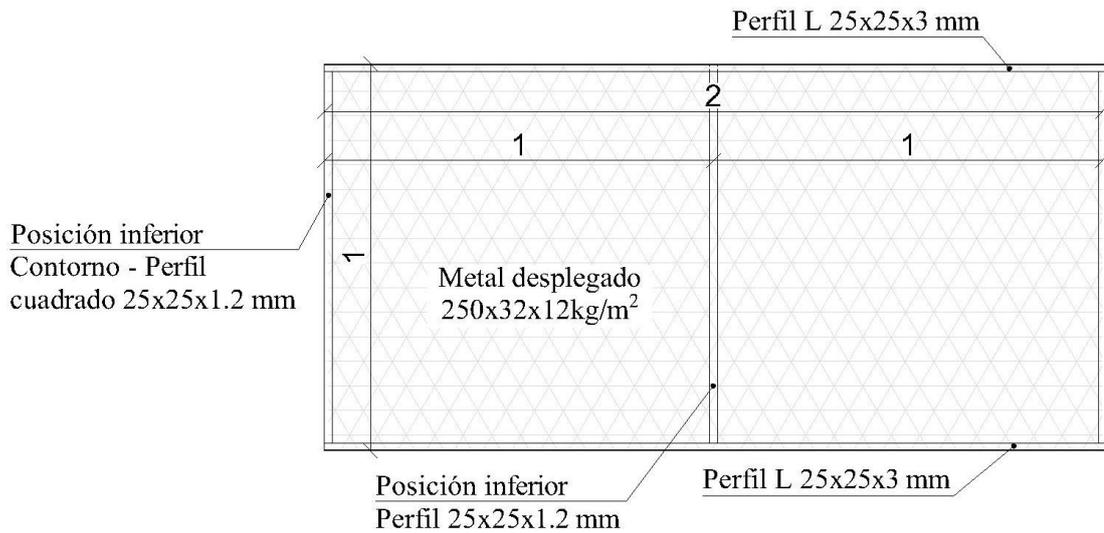


Figura 9.3: Panel de cierre del tablero.

9.2 ELECCIÓN DE LOS ELEMENTOS DE SUJECIÓN DE LOS CABLES

Los accesorios para vincular los cables se escogieron del catálogo de [The Crosby® group, 2011]. Para cada caso se detalla el accesorio a emplear, la carga límite de trabajo y sus características específicas. El criterio de selección asume que se iguale o supere el factor de seguridad adoptado para el cable. Los valores de tensiones máximas para los cables se obtuvieron de la Tabla 7-4 y en la Tabla 9-1 se detallan los valores de carga y el factor de seguridad de los mismos.

CABLE	Diámetro [cm]	Sección [m ²]	Tensión máxima [N/m ²]	Combinación	FS	Carga máxima [kg]
Cable Principal	3,18	7,94E-04	2,97E+08	D+L+S	3	23588,51
Tensores extremos	3,18	7,94E-04	3,05E+08	D+L+S	3	24211,98
Tensores inferiores	1,60	1,53E-04	4,53E+08	B7/B8	2	6909,44
Péndolas	0,60	2,15E-05	2,34E+08	D+L+S	4	503,83

- Combinación B7: La mitad de la carga viva de un lado
- Combinación B8: La carga viva en los tercios extremos

Tabla 9-1: Cargas y factores de seguridad de los cables.

9.2.1 Unión péndola – cable principal

En el mercado se desconoce la existencia de un accesorio que combine la acción del prensacable y de un cáncamo. En consecuencia en la Figura 9.4 se muestra el diseño de un accesorio que resuelve la unión péndola – cable principal.

Para el accesorio se emplean los siguientes materiales.

- Hierro liso 8 mm: para materializar el ojo para sujetar la péndola. Esta semicircunferencia de 4 cm de diámetro se suelda a la planchuela que prensa al cable principal.
- Planchuela laminada 2 ½x5/8” (63,5x15,9 mm) y planchuela de 3x1/4” (76,2x6,4 mm): se emplean para formar el prensacable del cable principal. La planchuela de 15,9 mm es la placa superior y se le realiza un sacado de 9 mm para alojar adecuadamente el cable.

- Bulones 6 mm: permiten unir las dos planchuelas y sujetar el cable principal. Son 4 bulones separados entre sí

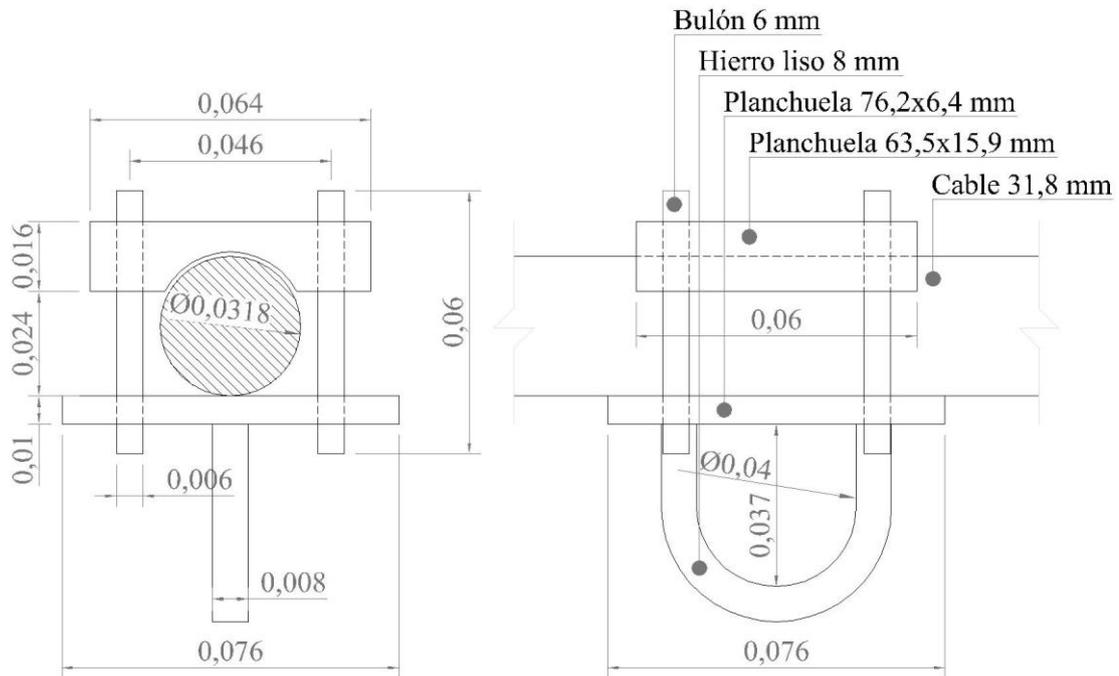


Figura 9.4: Accesorio péndola – cable principal.

9.2.2 Unión péndola – tablero

La péndola se vincula al tablero en el centro del ala superior del perfil IPN 140 mediante un ojillo que se suelda al centro del ala superior del IPN 140. El extremo inferior de la péndola tiene un tensor con extremos quijada y quijada el cual se sujeta al cáncamo y por su extremo superior pasa el cable de la péndola mediante un guardacabo. La carga máxima de la péndola con un FS de 4 es 503,83 kg. A continuación se detallan los accesorios empleados.

- Ojillo soldable S-264 / N° 2: soporta una carga de 956,885 kg, el diámetro interno del ojillo es 2,69 cm y el espesor del ojillo es 0,96 cm.
- Tensor quijada y quijada HG-228 / 3/8x6: presenta una carga límite de trabajo de 544 kg, el diámetro del pasador es 0,78 cm y el ancho interno de la quijada es 1,34 cm.
- Guardacabo reforzado galvanizado para cable G-414 / 6-7mm: tiene un ancho de 1,04 cm.

9.2.3 Unión tensores inferiores – tablero

Los tensores inferiores presentan una carga máxima de 6930,9 kg para un factor de seguridad de 2 se admite una carga de ruptura de 13860 kg. La unión se resuelve mediante un grillete que se sujeta a un cáncamo soldado al centro de una planchuela de refuerzo, ésta última una verticalmente las dos alas del perfil IPN 140, se muestra un esquema en la Figura 9.5.

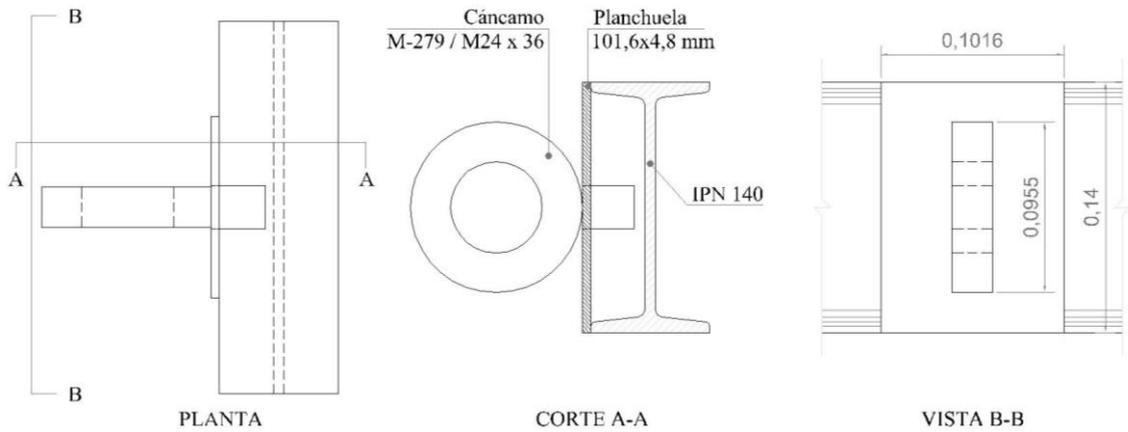


Figura 9.5: Detalle unión tensores inferiores – tablero.

- Planchuela: planchuela de 4x3/16” (101,6x4,8 mm)
- Guardacabo reforzado para cable galvanizado G-414 / 16mm: tiene un ancho de 2,54 cm.
- Grillete tipo ancla con perno roscado y pasador G-2130 / 5/8: le corresponde una carga de trabajo de 3 1/4 tn. y con una FS=6 una carga de ruptura de 19500 kg. El diámetro del pasador es 1,95 cm, el ancho interno menor del grillete es 2,69 cm y el ancho máximo del ancla es 4,29 cm.
- Cáncamo mecánico forjado con tope M-279 / M24 x 36: presenta una carga límite de trabajo de 4000 kg para FS=5, con lo cual la carga de ruptura es 20.000 kg. El diámetro interno del cáncamo es 5,1 cm y el espesor es 2,24 cm.

9.2.4 Cable principal – torres

Los tensores extremos tienen 3,18 cm de diámetro y una carga máxima de 24217 kg. El extremo del cable se va a fijar a un terminal de vaciado abierto y el terminal se va a sujetar a un ojo suplementado a la torre.

- Terminal de vaciado abierto galvanizado G-416 / 32-35 mm: presenta una carga de rotura de 136 tn. con lo cual el factor de seguridad del accesorio es mayor a 5. El diámetro del pasador y el ancho interno del terminal es de 6,35 cm.
- El ojo consiste de una planchuela de 1” de espesor que se suelda en posición vertical en el extremo superior de la torre, de acuerdo a la Figura 9.6. El agujero es de 8 cm de diámetro.

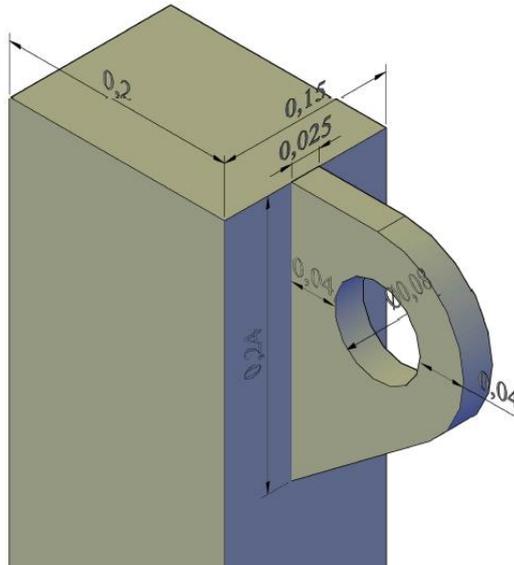


Figura 9.6: Ojo suplementado al extremo del pilar de la torre para sujetar el cable principal.

La unión del tensor extremo – torre presenta una mayor complejidad, dado que el tensor no es paralelo a la pasarela. Por lo cual su definición se debe plantear en una etapa de proyecto ejecutivo, en caso de que se ejecute el proyecto.

9.2.5 Unión de los tensores a las fundaciones

En este inciso se detalla cómo se sujeta el cable a las fundaciones, en los apartados 0 y 8.3 se detalló el diseño de armado de la fundación con el correspondiente anclaje del ojal.

9.2.5.1 Unión de los tensores inferiores a la fundación

- Tensor quijada y quijada HG-228 / 7/8 x 18" (2,22 cm x 45,72 cm): presenta una carga de ruptura de 16,326 kg, el ancho de la quijada es 2,94 cm, la longitud a tensar es 45,72 cm y el diámetro del pasador es 1,90 cm.
- Guardacabo reforzado para cable galvanizado G-414 / 16mm: tiene un ancho de 2,54 cm.

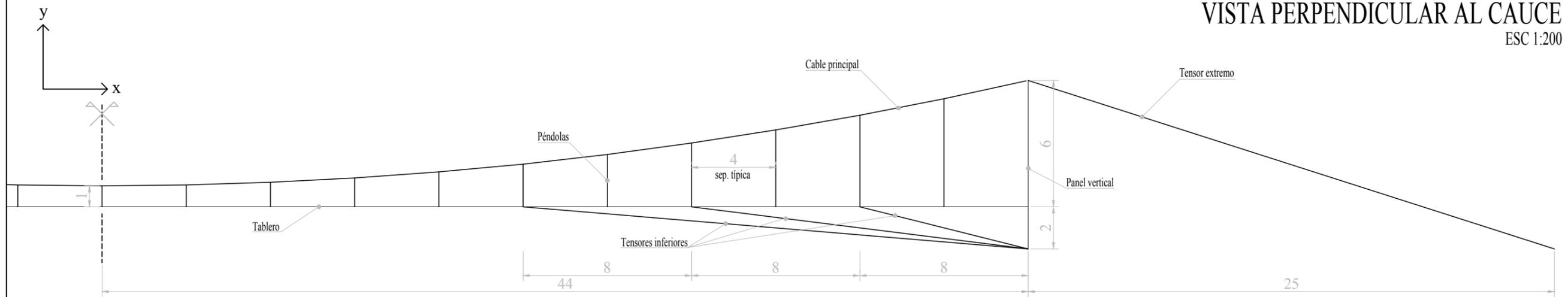
9.2.5.2 Unión de los tensores extremos a la fundación

El cable de los tensores extremos se seleccionó con un FS=3 para una carga máxima de 24,217 kg, con lo cual se considera una carga de ruptura de 72,635 kg.

- Tensor quijada y quijada HG-228 / 2 x 24" (5,08 cm x 60,96cm): presenta una carga de ruptura de 83,897 kg, el ancho de la quijada es 6,65 cm, la longitud a tensar es 60,96 cm y el diámetro del pasador es 5,08 cm.
- Guardacabo reforzado para cable galvanizado G-414 / 28-32mm: tiene un ancho de 4,77 cm.

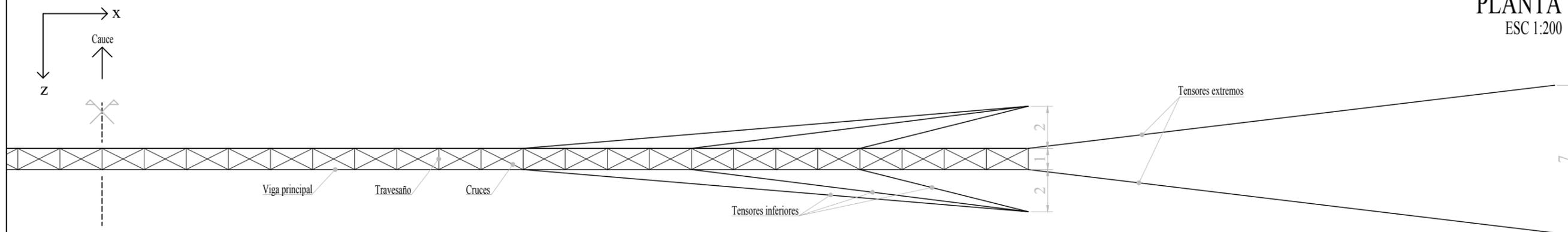
VISTA PERPENDICULAR AL CAUCE

ESC 1:200



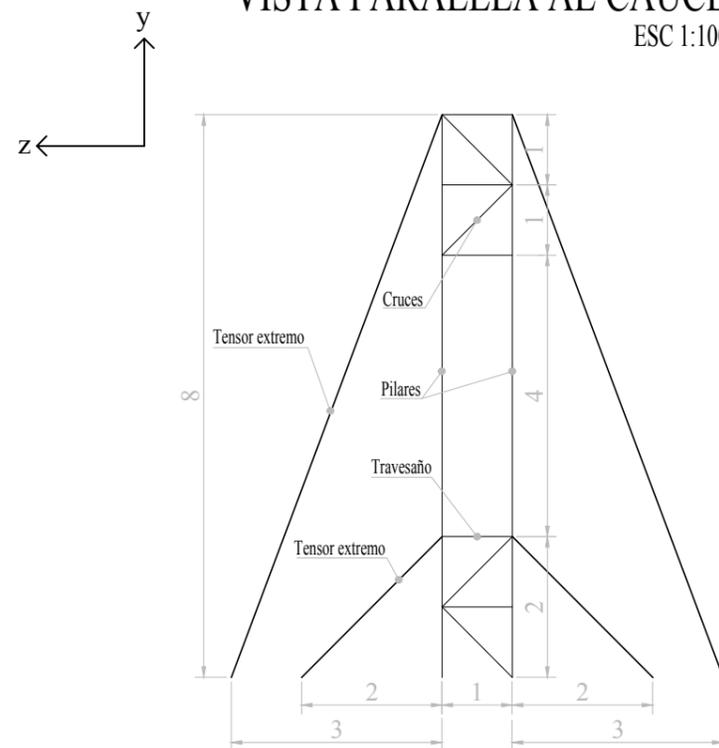
PLANTA

ESC 1:200



VISTA PARALELA AL CAUCE

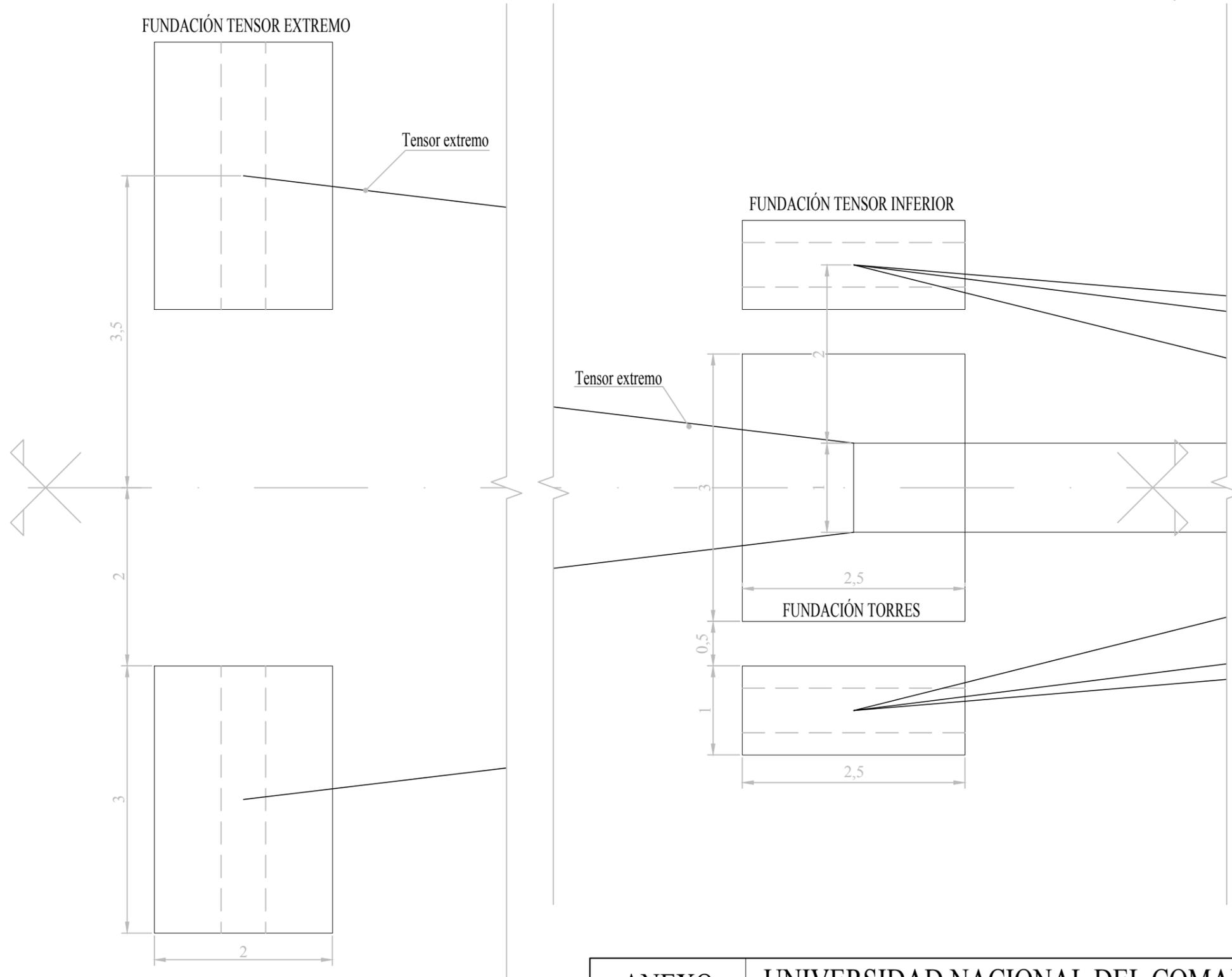
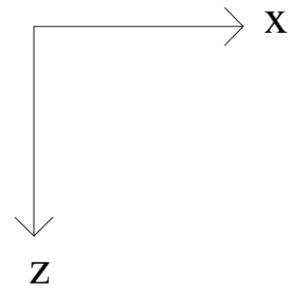
ESC 1:100



ANEXO 1	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE		
	FACULTAD DE INGENIERÍA		
Página: 112	Diseño y Cálculo Estructural de Pasarela Colgante		Autor: Marina Luz Cartasegna Noviembre 2017
Tesis de Grado	INGENIERIA CIVIL		
Escala: S/C	Geometría general de la pasarela		Neuquén

POSICIÓN DE LAS FUNDACIONES Y BLOQUES DE HORMIGÓN

ESC 1:50



ANEXO 2	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE		
	FACULTAD DE INGENIERÍA		
Página: 113	Diseño y Cálculo Estructural de Pasarela Colgante		Noviembre 2017 Neuquén
Tesis de Grado	INGENIERIA CIVIL	Autor: Marina Luz Cartasegna	
Escala: 1:50	Posición de las fundaciones y bloques de H°		

10.3 ANEXO 3

Deformadas de la estructura para las combinaciones de servicio.

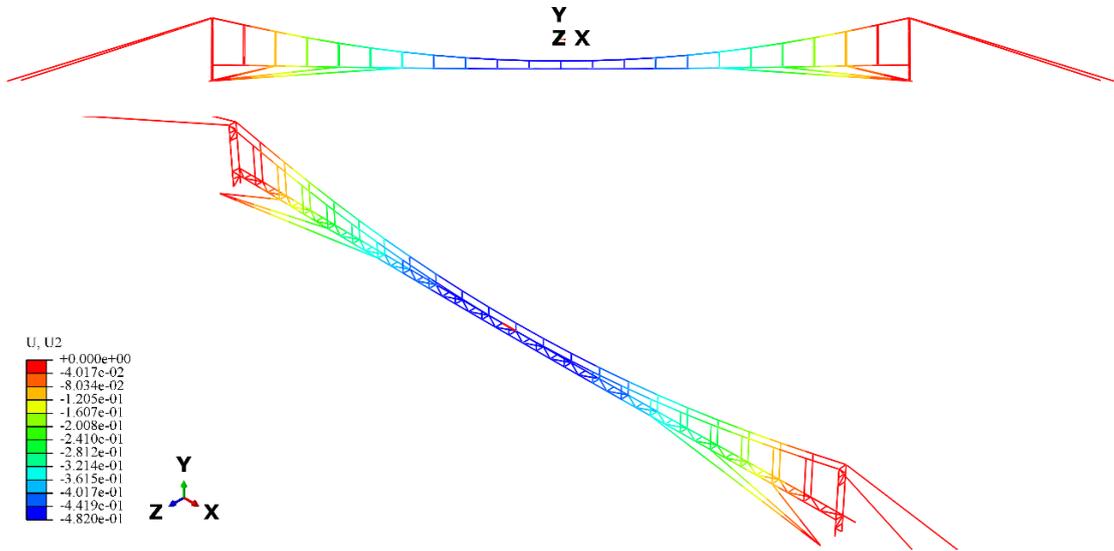


Figura 10.1: Combinación B1 - Elemento 22.

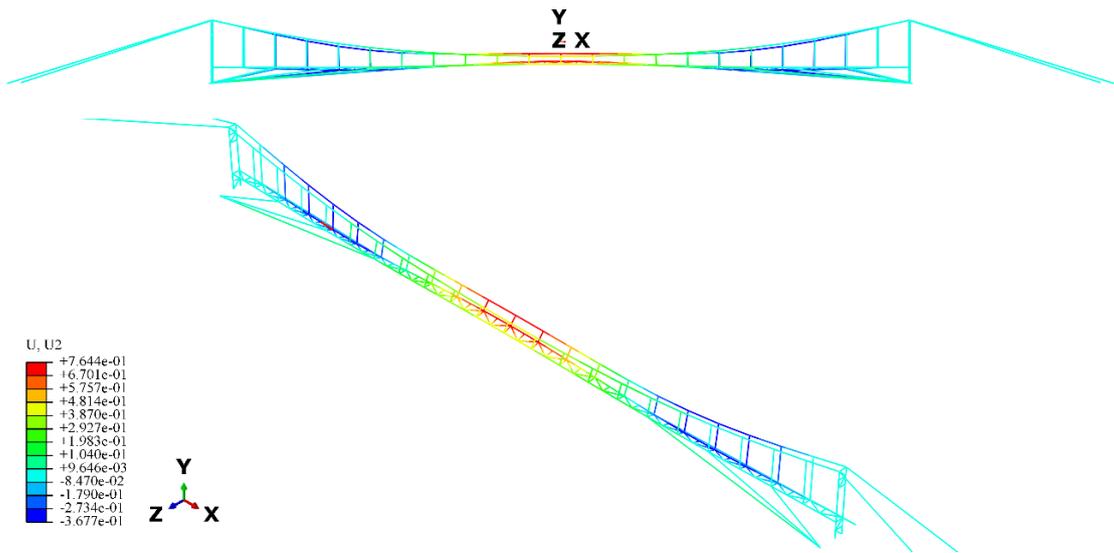


Figura 10.2: Combinación B2 - Elemento 8.

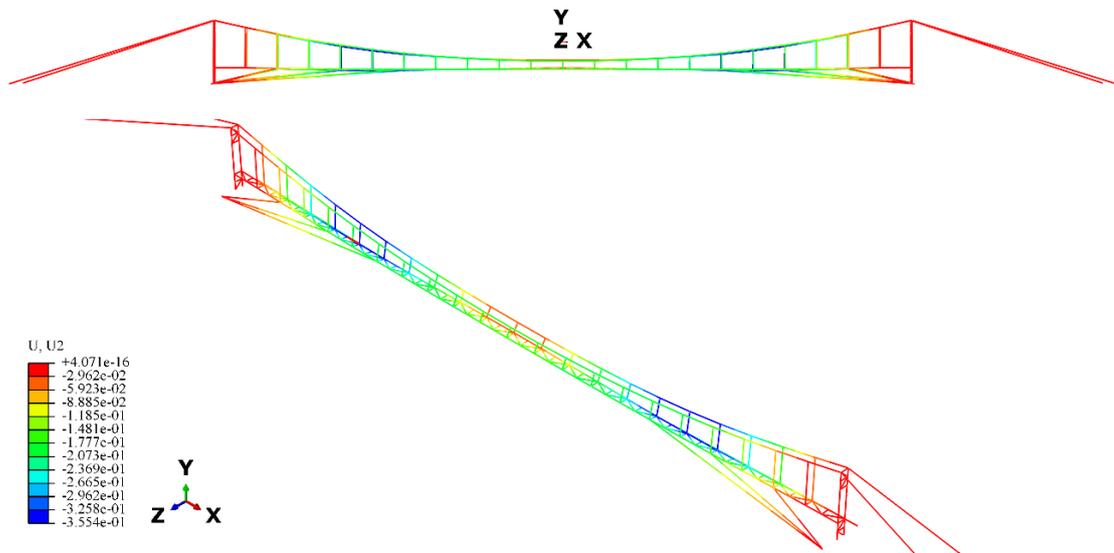


Figura 10.3: Combinación B3 - Elemento 10.

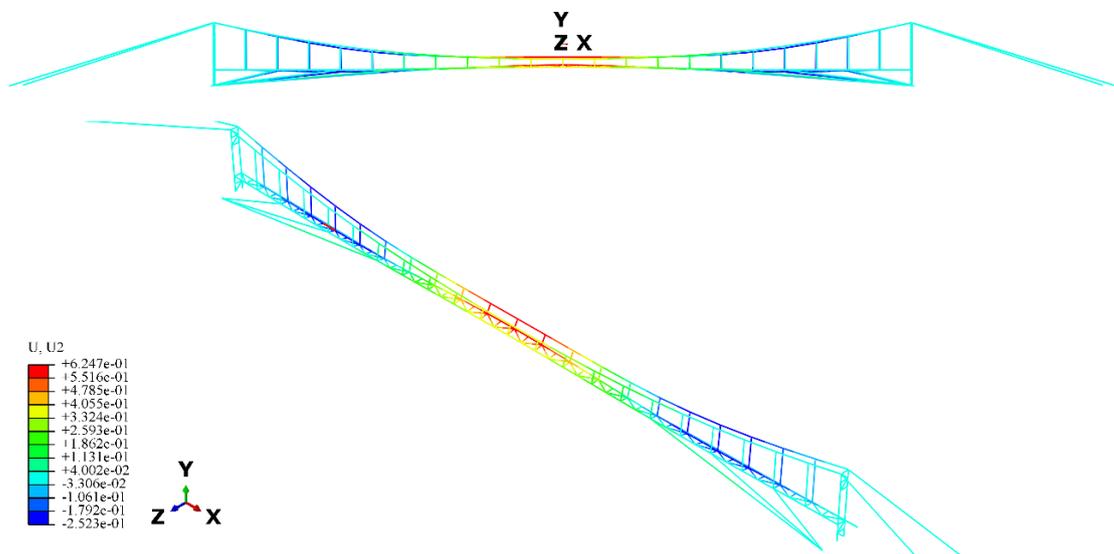


Figura 10.4: Combinación B4 - Elemento 8.

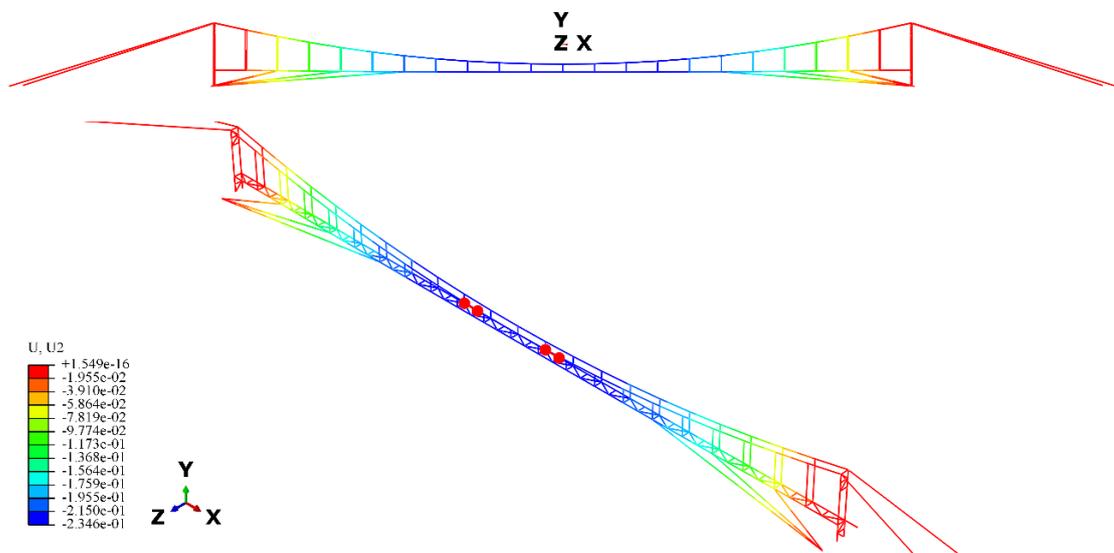


Figura 10.5: Combinación B5 - Elementos 19 y 25.

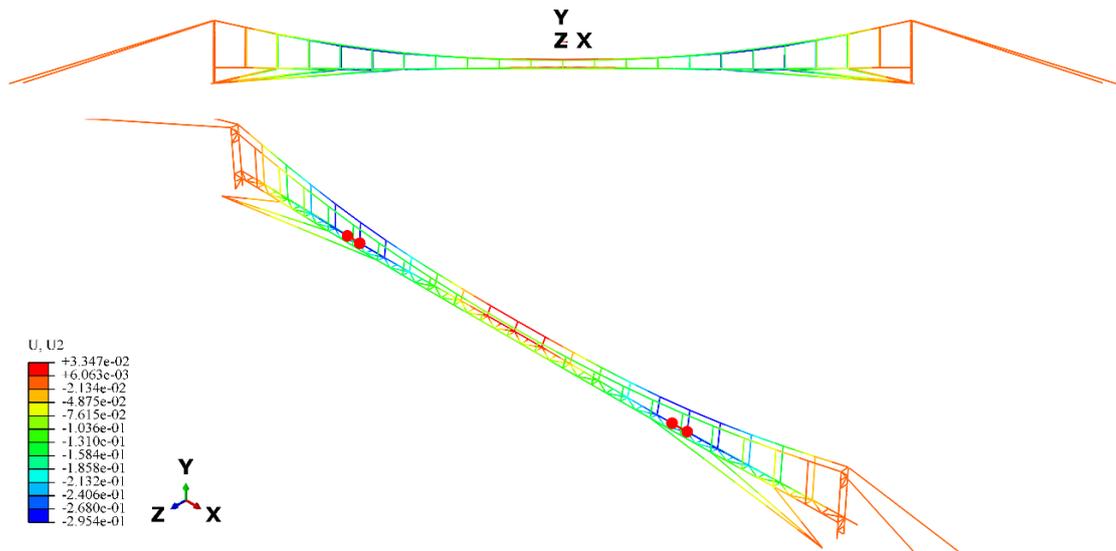


Figura 10.6: Combinación B6 - Elementos 10 y 34.

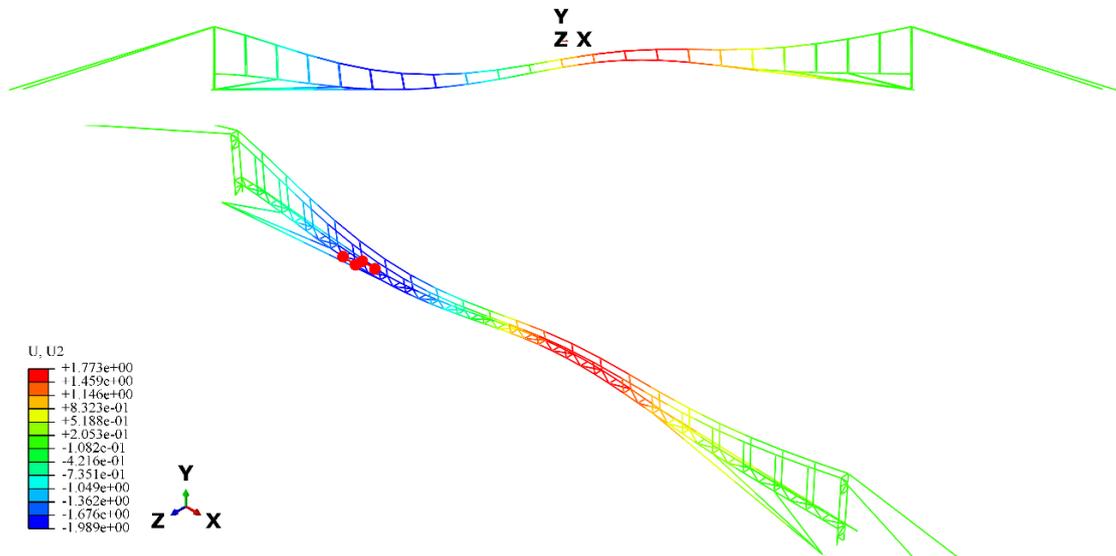


Figura 10.7: Combinación B7 - Elementos 54 y 11.

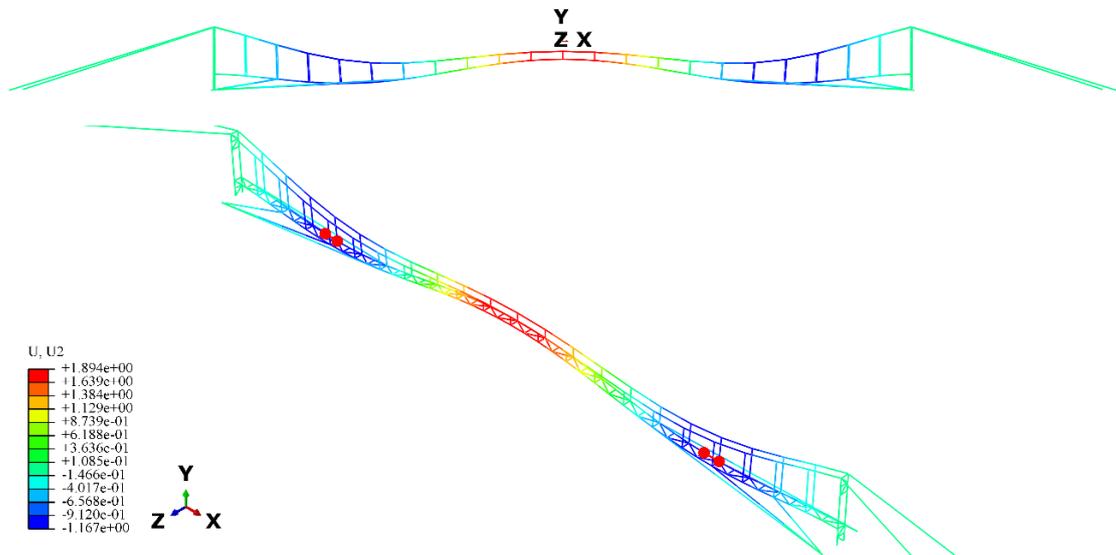


Figura 10.8: Combinación B8 - Elementos 8 y 36.

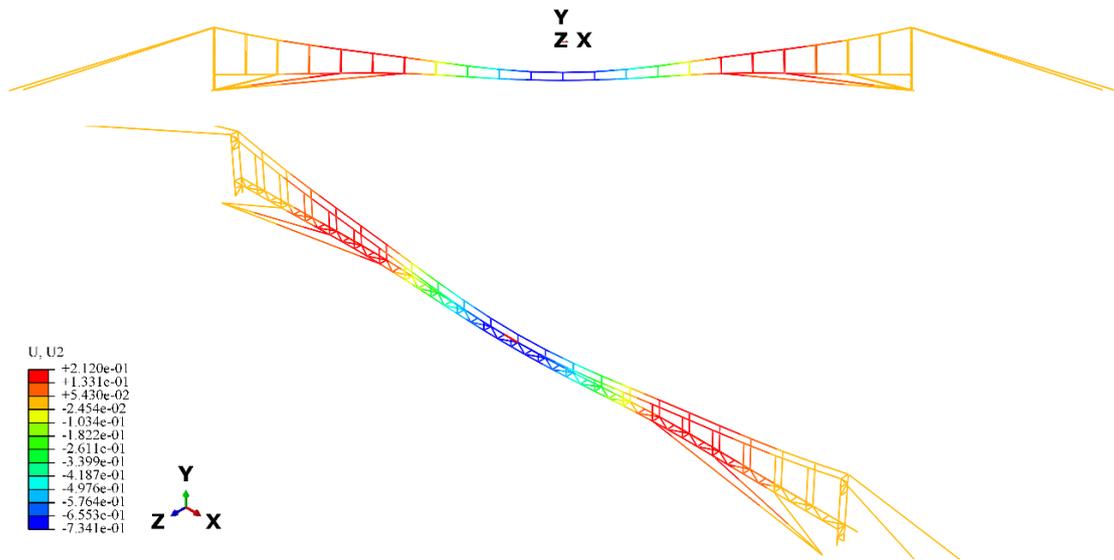


Figura 10.9: Combinación B9 - Elemento 22.

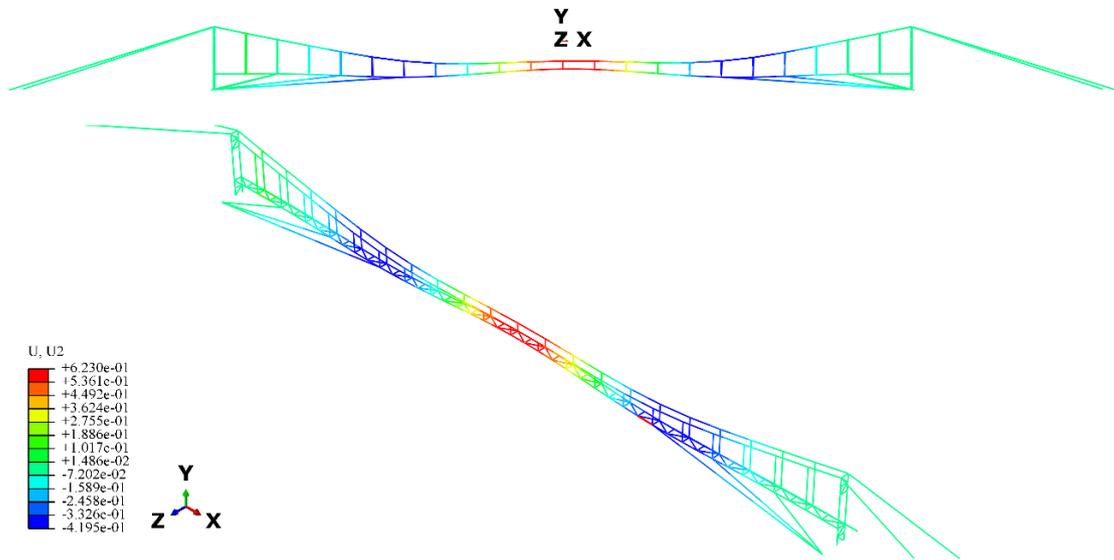


Figura 10.10: Combinación B10 - Elemento 76.

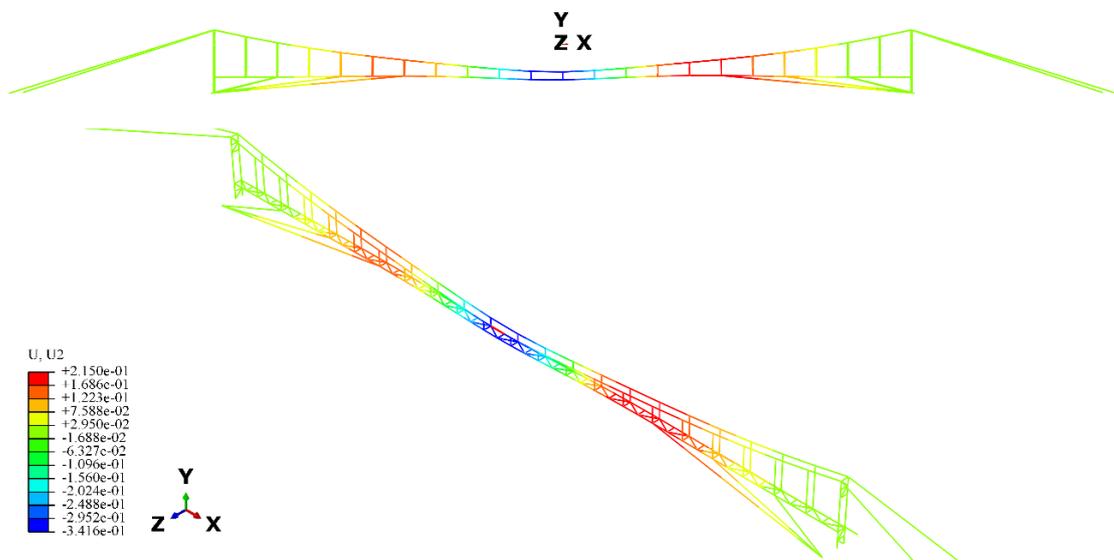


Figura 10.11: Combinación B11 - Elemento 21

REFERENCIAS

[ASTM A586, 2004] Norma ASTM A586, Galvanized Structural Strand.

[Atlas de la Provincia del Neuquén]

[Beer et al., 2007] Beer F.P, Johnston E. R. JR., Einsenberg E.R. Mecánica vectorial para ingenieros. Estática. Octava Edición. Mc Graw Hill Interamericana, 2007.

[Castillo Martínez et al.] Castillo Martínez Eliezer e Ibañez Luis O., Cimentaciones sobre pilotes en Roca - Pruebas de hinca, Universidad Central de Las Villas, Villa Clara, Cuba.

[CIRSOC 102, 2005] Reglamento Argentino de acción del viento sobre las construcciones, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Julio 2003.

[CIRSOC 104, 2005] CIRSOC 104, Reglamento Argentino de acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Julio 2005.

[CIRSOC 201, 2005] Reglamento Argentino de estructuras de hormigón, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Julio 2005.

[CIRSOC 301, 2005] CIRSOC 301-2005.- Reglamento Argentino de estructuras de acero para edificios, Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Julio 2005.

[CPIC, 2016] Consejo Profesional de Ingeniería Civil, Anclajes de Tracción: Aspectos Fundamentales de la Ley 4580, 2016

[Felicísimo, 1999] Felicísimo Angel Manuel, La utilización de los MDT en los estudios del medio físico, <http://www6.uniovi.es/~feli>, 1999

[Fernández et al., 2014] Fernández J.L., Holgado F.D., Hernández M.E., Solaligue P.B., Salinas C. Caracterización morfológica del caprino Criollo del NOA I: Medidas morfométricas e índices corporales. Rev. agron. noroeste argent., 2014.

[Fratelli, 1993] Fratelli MG, Suelos, Fundaciones y Muros, Bonalde Editores, 1993.

[Gimsing, 2012] Gimsing NJ y Georgakis CT. Cable Supported Bridges – Concept and design. Third Edition. Wiley.

[González de Vallejo et al., 2002] González de Vallejo Luis I., Ferrer Mercedes y Oteo Carlos, Ingeniería Geológica. Pearson Educación, Madrid 2002.

[Hernández Vázquez et al., 2005] Hernández Vázquez Jesús M., Fernandes Rodrigues M^a Helena, Albizuri Irigoien Joseba, Departamento de Ingeniería Mecánica Universidad del País Vasco, DYNA, Marzo 2005.

- [Lambe, 1991] Lambe TW y Whitman RV. Mecánica de suelos. Limusa, 1991.
- [Leonhardt et al., 1977] Leonhardt F y Mönnig E., Estructuras de Hormigón Armado. Tomo III, El Ateneo, 1977.
- [Ley 2669, 2009] Ley Provincial N° 2669 Plan Productivo Provincial. Legislatura de la Provincia del Neuquén, 2009.
- [López Raggi et al.] López Raggi Facundo (INTA) y González Ernesto (Subsecretaría de Desarrollo económico), Documento Sectorial Integral Ganadería Ovina y caprina. Gobierno de la Provincia del Neuquén, Ministerio de Desarrollo Territorial, Subsecretaría de Desarrollo Económico.
- [Nanía, 2007] Nanía Leonardo S., Manual Básico de HEC-HMS 3.0.0 y HEC-GeoHMS 1.1. Curso de Especialización “Cálculo de Caudales de Avenida con HEC-HMS y SIG”, Edificio Politécnico Campus de Fuentenueva, 2007.
- [Peña et al., 2013] Peña S., Lopez G., Martínez R., Abbiati N., Castagnasso E., Giovambattista G., Genero E. Características zoométricas de ovinos criollos de cuatro regiones de la Argentina. Actas Iberoamericanas de Conservación Animal, AICA 3, 2013.
- [Pereyra et al., 2011] Pereyra Fernando X., Irisarri Jorge A. y Ferrer José A., Suelos: Factores de Formación, Procesos Pedogenéticos y Distribución. Relatorio del XVIII Congreso Geológico Argentino, Neuquén, 2011.
- [Petrina et al., 2011] Petrina Juan F., Mendoza Carolina, Fioravanti Pablo, Tejerina Emilse, Revidatti, María A., De la Rosa, Sebastián A. Caracterización zoométrica de ovinos criollos en el oeste de Formosa. Comunicaciones Científicas y Tecnológicas, Universidad Nacional del Nordeste, 2011.
- [Pozzi] Pozzi Azzaro OJ. Manual de estructuras de hormigón armado. Aplicaciones de las normas DIN 1045. Tablas y ábacos. 5° Edición. Instituto del Cemento Portland Argentino Serie Q.
- [Rapacioli, 2013] Rapacioli Raúl A., Seminario: “Sistemas de información geográfica aplicados al manejo de cuencas hidrográficas.”, Universidad Nacional del Comahue Facultad de Ingeniería, 2013.
- [Revidatti et al., 2007] Revidatti M.A., Prieto S. de La rosa, M.N. Ribeiro y A. Capellari. Cabras criollas de la región norte Argentina. Estudio de variables e índices zoométricos, 2007.

[Témez, 1991] Témez J.R, Extended and improved Rational Method, Proc. XXIV Congress, Madrid, España, Vol. A. pp 33-40, 1991.

[Tesum] Catálogo y manual de productos, www.tesum.com.ar.

[The Crosby[®] group, 2011] The Crosby[®] group. Catálogo general en español. Abril 2011.

[US Army Corps of Engineering Center, 1994] US Army Corps of Engineers, Engineering and Design Rock Foundations, Engineer Manual, EM 1110-1-2908, 1994.

[US Army Corps of Engineering Center ⁽¹⁾, 2010] US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, HEC-RAS River Analysis System User's Manual, Versión 4.1, 2010.

[US Army Corps of Engineering Center ⁽²⁾, 2010] US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, HEC-RAS River Analysis System Hydraulic Reference Manual, Versión 4.1, 2010.