

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**Diseño y cálculo de una pasarela para
peatones y ciclistas sobre el arroyo Ñireco**

**Proyecto Integrador Profesional
presentado por**

José Luis Paredes

ante la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Comahue
para acceder al título de

INGENIERO CIVIL

Dirección de tesis:

Dra. Adriana Pernich

Co Dirección de tesis:

Ing. Fernando Losano

Neuquén, Noviembre 2023

RESUMEN

En la zona sur de San Carlos de Bariloche se proyecta un cruce vial en el que habrá mucho tráfico, por lo que se propone realizar una pasarela para peatones y ciclistas sobre el arroyo Ñireco que evite la congestión vial y permita la vinculación con espacios educativos, deportivos y de recreación del lugar.

Se proyectará una pasarela de 98m de largo que brinde un paso seguro a los habitantes que transiten por este sector.

A partir del Primer esquema del plan estratégico e integral de desarrollo (PEID) de San Carlos de Bariloche se analizará el contexto social y vial de la ciudad.

Para la zona estudiada se realizará un estudio hidrológico analizando la topografía y obteniendo un mapa de inundación que permita definir la ubicación de la pasarela y la tipología más conveniente a utilizar. Se opta por realizar una pasarela compuesta por dos tramos, uno colgante y el otro convencional. Se propone colocar el tramo colgante en la zona con mayor presencia de agua en el año, evitando colocar pilas en el cauce que ante crecidas generen la acumulación de ramas y troncos. Para cada tramo de la pasarela se determina su geometría y sus dimensiones.

A continuación, se realizará un predimensionado del tramo colgante a fin de tener una primera aproximación de las dimensiones de los perfiles y cables a usar.

Se presentará el modelo de cada tramo de la pasarela, definiendo el mallado, los elementos utilizados, las condiciones de borde y las condiciones iniciales de la estructura. Se analizará el comportamiento dinámico de la estructura colgante para conocer el efecto de la carga de viento sobre la misma. Con el modelo de la estructura definido, podemos acceder al conocimiento de los esfuerzos, obtener las tensiones en cada elemento y verificarlos ante las sollicitaciones correspondientes. También se realizará el dimensionado y la verificación de las uniones a utilizar en la pasarela.

Una vez verificada la estabilidad y la resistencia de la estructura se procede a diseñar y dimensionar los anclajes y las fundaciones a partir de las propiedades de suelo adoptadas. Además, se justificará el uso y el cálculo de pilas de hormigón, que reemplazan a las torres metálicas utilizadas inicialmente.

Por último, se presentan accesorios de unión entre cables o entre cables y perfiles para el tramo colgante. Para el tramo convencional se presentan escalinatas de ascenso y descenso a la estructura. También se presentan los elementos que forman parte de los tableros y las mantas de erosión de ambos tramos.

ABSTRACT

In the southern area of San Carlos de Bariloche, a road junction is planned where there will be a lot of traffic, so it is proposed to build a walkway for pedestrians and cyclists on the Ñireco stream that avoids road congestion and allows the link with educational spaces, sports and recreation of the place.

A 98m long walkway will be designed to provide safe passage for residents passing through this sector.

From the first draft of the Strategic and Integral Development Plan (PEID) of San Carlos de Bariloche, the social and road context of the city will be analyzed.

For the study area, a hydrological study will be carried out, analyzing the topography and obtaining a flood map that will allow defining the location of the footbridge and the most convenient typology to use. It was decided to build a walkway made up of two sections, one suspended and the other conventional. It is proposed to place the hanging section in the area with the greatest presence of water in the year, avoiding the placement of piles in the channel that, in case of floods, generate the accumulation of branches and trunks. For each section of the walkway, its geometry and dimensions are determined.

Next, a pre-dimensioning of the hanging section will be carried out to have a first approximation of the dimensions of the profiles and cables to be used.

The model of each section of the walkway will be presented, defining the mesh, the elements used, the edge conditions and the initial conditions of the structure. The dynamic behavior of the hanging structure will be analyzed to know the effect of the wind load on it. With the model of the defined structure we can access the knowledge of the efforts, obtain the efforts in each element and verify them in response to the corresponding requests. The sizing and verification of the joints to be used on the walkway is also carried out.

Once the stability and resistance of the structure has been verified, the anchors and foundations are designed and dimensioned based on the soil properties adopted. In addition, the use and calculation of concrete piles will be justified, which will replace the metal towers used initially.

Finally, accessories are presented to join cables or cables and profiles for the hanging section. For the conventional section there are stairs going up and down to the structure. The elements that are part of the decks and erosion blankets of both sections are also presented.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres Luis y Verónica por su apoyo y motivación a lo largo de toda la carrera.

A mis hermanos Verónica, Lucía y Esteban por acompañarme y ayudarme en este proceso.

A mis familiares y amigos por su apoyo incondicional.

A Adriana Pernich por su predisposición, acompañamiento y ayuda para poder llevar a cabo este análisis.

A Fernando Losano por ayudarme y guiarme en la realización del estudio hidrológico.

ÍNDICE

1	CAPITULO: INTRODUCCION.....	1
1.1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.2	OBJETIVO.....	1
1.3	OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	2
1.4	ESTRUCTURA DEL PIP.....	2
2	CAPITULO: ANTECEDENTES.....	4
2.1	INTRODUCCIÓN.....	4
2.2	PLAN ESTRATEGICO E INTEGRAL DE DESARROLLO.....	4
2.3	CONTEXTO VIAL.....	4
2.4	CONTEXTO SOCIAL.....	5
2.5	PAMPA DE HUENULEO.....	6
2.6	ARROYO ÑIRECO.....	6
2.7	ZONA DE UBICACION DE LA PASARELA.....	7
3	CAPITULO: ESTUDIO HIDROLOGICO.....	9
3.1	INTRODUCCIÓN.....	9
3.2	CLIMA.....	9
3.3	REGIMEN HIDROLOGICO.....	10
3.4	VEGETACION.....	11
3.5	SUELOS.....	12
3.6	SOFTWARE UTILIZADO.....	12
3.6.1	QGIS - SAGA GIS.....	12
3.6.2	HEC-RAS.....	13
3.7	ANÁLISIS DE LA TOPOGRAFÍA DE LA PAMPA DE HUENULEO.....	13
3.8	ANÁLISIS DEL MAPA DE INUNDACIÓN DEL DPA.....	14
3.9	MODELO DIGITAL DEL TERRENO.....	14
3.10	CUENCA DEL ARROYO ÑIRECO.....	14
3.11	MAPA DE INUNDACION DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	16
4	CAPITULO: GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DE LA PASARELA.....	20
4.1	INTRODUCCION.....	20
4.2	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	20
4.3	GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DEL TRAMO COLGANTE.....	21
4.4	GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DEL TRAMO CONVENCIONAL.....	23
4.5	UNIDADES.....	25
4.6	MATERIALES.....	25
4.7	CARGAS.....	25
4.7.1	CARGA PERMANENTE.....	26
4.7.2	SOBRECARGA UTIL.....	26
4.7.3	CARGA DE NIEVE.....	26
4.7.4	CARGA DE VIENTO.....	27
4.7.5	OTRAS CONSIDERACIONES.....	27
4.7.6	COMBINACIONES DE CARGA.....	27
4.7.7	DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES.....	28
4.7.8	COMBINACIONES Y DEFORMACIONES DE DISEÑO.....	28

5	CAPITULO: PREDIMENSIONADO DEL TRAMO COLGANTE	29
5.1	INTRODUCCION.....	29
5.2	CALCULO DE CARGAS PARA EL PREDIMENSIONADO	29
5.2.1	PESO PROPIO.....	29
5.2.2	PESO DEL CERRAMIENTO DEL TABLERO Y SUS LATERALES	30
5.2.3	PESO DE LOS CABLES	30
5.2.4	PESO DE PEATONES Y CICLISTAS.....	30
5.2.5	PESO DE NIEVE.....	30
5.3	VERIFICACION DE PERFILES	31
5.4	MODELO TEORICO DE CABLES – PREDIMENSIONADO	32
5.5	CÁLCULO DE TENSIONES Y POSICIÓN DE EQUILIBRIO	32
6	CAPITULO: MODELO DE ELEMENTOS FINITOS – CARGA DE VIENTO	36
6.1	INTRODUCCION.....	36
6.2	MODELO DEL TRAMO COLGANTE.....	36
6.2.1	MODELADO Y MALLADO	36
6.2.2	ELEMENTOS	37
6.2.3	SECCIONES	38
6.2.4	MATERIALES.....	39
6.2.5	CONDICIONES DE BORDE	39
6.2.6	CONDICIONES INICIALES	39
6.3	MODELO DEL TRAMO CONVENCIONAL.....	40
6.3.1	MODELO Y MALLADO	40
6.4	ANALISIS DINAMICO DEL TRAMO COLGANTE	41
6.5	ANALISIS DE VIENTO.....	42
6.5.1	CARGA DE VIENTO PARA EL TRAMO COLGANTE.....	42
6.5.2	CARGA DE VIENTO PARA EL TRAMO CONVENCIONAL.....	47
7	CAPITULO: VERIFICACION ESTRUCTURAL DE LOS TRAMOS DE LA PASARELA.....	48
7.1	INTRODUCCION.....	48
7.2	VERIFICACION DE TENSIONES	48
7.3	VERIFICACION DEL TRAMO COLGANTE.....	49
7.3.1	VERIFICACION DE LOS CABLES.....	49
7.3.2	VERIFICACION DE LOS PERFILES	50
7.3.3	VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL	56
7.4	VERIFICACION DEL TRAMO CONVENCIONAL.....	56
7.4.1	VERIFICACION DE PERFILES.....	56
7.4.2	VERIFICACION DEL DESPLAZAMIENTO VERTICAL.....	58
7.5	UNIONES.....	58
7.5.1	INTRODUCCION	58
7.5.2	UNIONES DEL TRAMO COLGANTE.....	59
7.5.3	UNIÓN PILAR TORRE – TRAVESAÑOS DE LA TORRE.....	59
7.5.4	UNIÓN DE LAS DIAGONALES DEL TABLERO.....	59
7.5.5	UNIÓN DE LAS DIAGONALES DE LAS TORRES.....	60
7.5.6	UNIÓN DEL PILAR DE LA TORRE CON LA VIGA DEL TABLERO.....	60
7.5.7	UNIÓN DE LOS PILARES DE TORRE CON LAS PILAS	62
7.5.8	PERNOS DE ANCLAJE.....	65

7.6	UNIONES DEL TRAMO CONVENCIONAL	65
8	CAPITULO: ANCLAJES, PILAS Y FUNDACIONES	66
8.1	INTRODUCCION.....	66
8.2	ANCLAJES DE HORMIGON	66
8.2.1	ANCLAJES DEL CABLE PRINCIPAL.....	67
8.3	PILAS DE HORMIGON.....	73
8.3.1	INTRODUCCION	73
8.3.2	INFLUENCIA DE LA GEOMETRIA DE LA PILA EN LA SOCAVACIÓN	73
8.3.3	VIGAS DE GRAN ALTURA	74
	PILAS DEL TRAMO COLGANTE.....	76
8.3.4	PILAS DE HORMIGON DEL TRAMO CONVENCIONAL	78
8.4	FUNDACIONES	79
8.4.1	CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA Q_p	80
8.4.2	RESISTENCIA POR FRICCIÓN Q_s	80
8.4.3	CARGA ADMISIBLE Q_{ADM}	81
8.5	FUNDACIONES DEL TRAMO COLGANTE.....	81
8.5.1	DIMENSIONADO DELCABEZAL.....	82
8.6	FUNDACIONES DEL TRAMO CONVENCIONAL.....	83
8.6.1	DIMENSIONADO DELCABEZAL.....	84
9	CAPITULO: DETALLES CONSTRUCTIVOS	86
9.1	INTRODUCCION.....	86
9.2	CONEXIONES DEL TRAMO COLGANTE	86
9.2.1	CONEXIÓN PÉNDOLA - TABLERO.....	86
9.2.2	CONEXIÓN CABLE DE VIENTO – TABLERO.....	86
9.2.3	CONEXIÓN DEL CABLE PRINCIPAL A LOS ANCLAJES	86
9.2.4	CONEXIÓN DE CABLES DE VIENTO A ANCLAJES	87
9.2.5	CONEXIÓN TORRE - CABLE PRINCIPAL	87
9.2.6	CONEXIÓN CABLE PRINCIPAL – PÉNDOLAS	87
9.3	ESCALINATAS DEL TRAMO CONVENCIONAL	88
9.4	CERRAMIENTOS DEL TABLERO DE AMBOS TRAMOS	89
9.5	MANTAS DE EROSION DE LA PASARELA.....	89
10	CAPITULO: CONCLUSIONES Y LINEAS DE TRABAJO A FUTURO	91
10.1	CONCLUSIONES.....	91
10.2	LINEAS DE TRABAJO A FUTURO	92
	BIBLIOGRAFÍA	93
	Anexo 1.....	95
	Anexo 2.....	96
	Anexo 3.....	98
	Anexo 4.....	104
	Anexo 5.....	112
	Apéndice 1	113

1 CAPITULO: INTRODUCCION

1.1 INTRODUCCIÓN

Debido al crecimiento de la ciudad de San Carlos de Bariloche de manera desorganizada y fragmentada, entre los años 2014 y 2015 se creó un plan estratégico e integral para el desarrollo urbano de la localidad. En él se exponen las distintas características de la ciudad que se pretende a futuro y se describen las falencias desde puntos de vista económicos, sociales, culturales, entre otros. Lo que se busca es determinar una manera adecuada de ordenar y relacionar a la sociedad teniendo en cuenta a todos sus habitantes.

Se pretende que el sector más marginado, correspondiente en gran parte a la zona sur de Bariloche, pueda contar con infraestructura de servicios y con los espacios necesarios para poder desarrollarse. Se busca descongestionar el centro de la ciudad construyendo nuevos focos comerciales, deportivos, culturales, administrativos. Para lograr lo mencionado es necesario proveer de una red vial y de un servicio de transporte público adecuados.

En la zona sureste de la ciudad en el año 2012 se construyó la avenida de circunvalación (RN 40) donde no se permitía implantar ninguna edificación hasta que se desarrolle un plan urbano adecuado. De acuerdo al plan del año 2014, se desea que esta avenida pueda conectarse con distintas arterias de la ciudad evitando la congestión de la red vial y permitiendo tener un ejido más conectado. Para poder vincular la circunvalación con las demás calles, es necesaria la presencia de puentes que atraviesen el arroyo Ñireco. Este arroyo cruza toda la ciudad y con el paso del tiempo, debido a la marginación y desigualdad social, ha sido habitado en cercanía de su ribera izquierda. Esta es una zona con malas condiciones de habitabilidad, grandes desniveles, deficiencia en infraestructura de servicios, redes viales y de transporte público.

Según el plan urbano se desea conectar transversalmente la zona sur de la ciudad con la circunvalación, a través de las calles Miramar y Carlos Wiederhold, construyendo un puente que atraviese el arroyo Ñireco y asfaltando esta nueva conexión.

En cercanía a este cruce vial funciona la escuela primaria y el jardín maternal municipal Cailén al que concurren alrededor de 100 alumnos. En esta zona, denominada Pampa de Huenuleo, también existen canteras que se pretende reacondicionar para brindar espacios verdes, deportivos, paseos costeros.

Por lo mencionado, en el futuro este sector de la ciudad será un lugar con gran presencia de tráfico y considerando los espacios sociales (deportivos, educativos, culturales) se plantea el diseño y cálculo de una pasarela metálica que brinde una vía segura para peatones y ciclistas.

1.2 OBJETIVO

El objetivo de este trabajo es el de ubicar, diseñar y calcular una pasarela metálica para peatones y ciclistas sobre el arroyo Ñireco en la zona sur de la ciudad de San Carlos de Bariloche.

La misma brindará una vía segura para peatones y ciclistas, evitando la congestión de un futuro cruce vial contiguo. También, servirá para los habitantes que asisten a un colegio cercano y como paso para personas que accedan a espacios verdes, deportivos y paseos costeros aledaños.

Se considerará el contexto social y vial para determinar estratégicamente la ubicación de la pasarela. Se estudiará la hidrología y geología del lugar seleccionado.

Se determinará el diseño de la pasarela y se dimensionarán las distintas partes que la componen según las cargas actuantes. Luego, se verificará la estabilidad y las deformaciones que se generen en ella.

Por último, se diseñarán y dimensionarán las fundaciones de la pasarela.

En este análisis se desea dimensionar la estructura de manera óptima, que la misma funcione de manera adecuada y que les sirva a los ciudadanos para poder transitar por la zona de manera segura.

1.3 OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Analizar el contexto social y vial mencionado en el Plan estratégico e integral de desarrollo (PEID) de San Carlos de Bariloche.
- Realizar un estudio hidrológico de la zona seleccionada para implantar la pasarela.
- Ubicar la pasarela según el análisis hidrológico.
- Definir la tipología de pasarela a diseñar.
- Diseñar la estructura de acuerdo al tipo de cargas a resistir, a las necesidades de la población y a la tipología seleccionada.
- Determinar las cargas actuantes en la estructura.
- Predimensionar la pasarela.
- Realizar un modelo de la pasarela utilizando un programa de elementos finitos.
- Verificar los elementos estructurales, evaluando la resistencia y deformaciones en la pasarela.
- Estudiar dinámicamente la estructura al interactuar con el viento.
- Determinar los elementos de unión.
- Calcular las fundaciones de la pasarela y los anclajes de hormigón.

1.4 ESTRUCTURA DEL PIP

Se presenta brevemente el contenido de cada uno de los capítulos que conforman el proyecto integrador profesional.

Capítulo 2: se describen los motivos que llevaron a la realización de este trabajo. Se analizan el contexto vial y social de Bariloche a partir del Plan estratégico e integral de desarrollo (PEID) de la ciudad. Se caracteriza al arroyo Ñireco, se determina la zona de estudio y se presenta la tipología de pasarela que se pretende instalar en ese sector.

Capítulo 3: se realiza un estudio hidrológico y topográfico de la zona de estudio para determinar la ubicación más conveniente de la pasarela. Se determina el mapa de inundación del lugar y la cota máxima de crecida.

Capítulo 4: Se establece el sitio para ubicar la pasarela considerando el PEID, las necesidades de la población y los requerimientos técnicos para el diseño. Se presenta la información de base necesaria para iniciar el proceso de diseño de la pasarela.

Se definen las cargas actuantes en la estructura, unidades y propiedades de los materiales a utilizar.

Capítulo 5: Se realiza el predimensionado del tramo colgante de la pasarela para tener una primera aproximación de los perfiles y cables a utilizar. Se determina la forma que presenta un cable ante la aplicación de cargas puntuales y las tensiones en el mismo a partir de un modelo teórico de cables.

Capítulo 6: Se presenta el modelo de cada tramo de la pasarela y todas las consideraciones que se tuvieron en cuenta para llevarlo a cabo. Se realiza un análisis dinámico de la estructura colgante y se obtiene la carga de viento que actúa sobre la misma.

Capítulo 7: Se verifican los cables y perfiles que forman el tramo colgante de la pasarela ante los esfuerzos obtenidos. Para el tramo convencional se verifican los perfiles que forman el marco del tablero. Además, se diseñan y calculan las uniones entre perfiles para ambos tramos.

Capítulo 8: Se diseñan y calculan los anclajes de hormigón para los tensores de la estructura colgante. Se presenta la verificación, para ambos tramos, de pilas de hormigón armado, la justificación de su utilización y su comportamiento.

Por último, se diseñan y calculan las fundaciones para ambos tramos de la pasarela.

Capítulo 9: se definen los detalles constructivos del tramo colgante relacionados a elementos de conexión entre cables y perfiles.

Para el tramo convencional se describe la ubicación y dimensiones de las escalinatas a colocar.

Para ambos tramos se presenta el diseño de los cerramientos del tablero y sus laterales. Además, se describen las técnicas a utilizar para evitar la erosión y socavación en la zona de implantación de la obra de ingeniería.

Capítulo 10: se presentan las conclusiones y las propuestas de trabajo a futuro para el proyecto estudiado.

Anexos: resulta conveniente colocar en esta sección algunas figuras y tablas por cuestiones de aspecto y practicidad.

2 CAPITULO: ANTECEDENTES

2.1 INTRODUCCIÓN

Este trabajo surge de analizar el contexto social y vial de la ciudad, identificando un sector del arroyo Ñireco donde se establece la zona de implantación de una pasarela. Esta información se encuentra en el Primer esquema del plan estratégico e integral de desarrollo (PEID) definido por el [Departamento Ejecutivo Municipal, 2015] en la ciudad de San Carlos de Bariloche entre el año 2014 y 2015.

Se presenta un mapa de la ciudad de San Carlos de Bariloche (Mapa Ap1.1 del Apéndice 1) donde se puede observar la zona de estudio a analizar.

2.2 PLAN ESTRATEGICO E INTEGRAL DE DESARROLLO

En el PEID se exponen las características que la ciudad presenta actualmente, las que se pretenden alcanzar y las distintas acciones para poder concretarlas.

El plan se estructura en tres partes, con objetivos y contenidos específicos:

- Parte A: La ciudad que tenemos. Se muestra un análisis actual de Bariloche.
- Parte B: De una mirada sectorial a una mirada integral. Se plantean siete “Líneas de Actuación” para el desarrollo futuro de la ciudad.
- Parte C: Las Acciones Prioritarias. Se determina la “Agenda de Actuación Inmediata” (AAI) donde se describen las situaciones prioritarias a mejorar para el desarrollo urbano de la ciudad.

2.3 CONTEXTO VIAL

Desde el punto de vista vial la ciudad de San Carlos de Bariloche tiene inconvenientes por la gran congestión que se presenta en ciertos horarios y lugares, debido a las pocas alternativas con las que cuentan tanto automovilistas como peatones.

Estos problemas se presentan por la falta de planificación de la red vial, al gran aumento de la cantidad de vehículos en los últimos años y a la falta de nuevos centros administrativos, culturales, deportivos y recreativos que brinden los espacios necesarios para evitar que todos los ciudadanos se dirijan al centro de la localidad a realizar estas tareas.

La ciudad de San Carlos de Bariloche presenta las características de una ciudad fragmentada debido a la existencia de barreras geográficas y áreas funcionales. También presenta un sistema de transporte urbano de pasajeros con deficiencias que no permite tener una conexión óptima de los distintos barrios de la localidad. Por lo mencionado es necesaria una red vial y un sistema de transporte público adecuado.

Por ejemplo, en la zona sur de Bariloche, se encuentra el lugar denominado Pampa de Huenuleo donde se pretenden reacondicionar canteras brindando un nuevo núcleo administrativo, comercial, cultural y deportivo para la ciudad. La accesibilidad a esta zona se dará a través de la futura conexión de las calles Miramar y Carlos Wiederhold. Esta nueva vía será asfaltada y requerirá la construcción de un puente sobre el arroyo Ñireco para poder así conectar con la ruta de circunvalación (RN 40).

Además, hacia el Sudoeste, aparece la propuesta de una nueva circunvalación del Cerro Otto, la cual se vinculará con la Ruta provincial 82 y la Ruta Nacional 40 Sur (Figura 2.1).

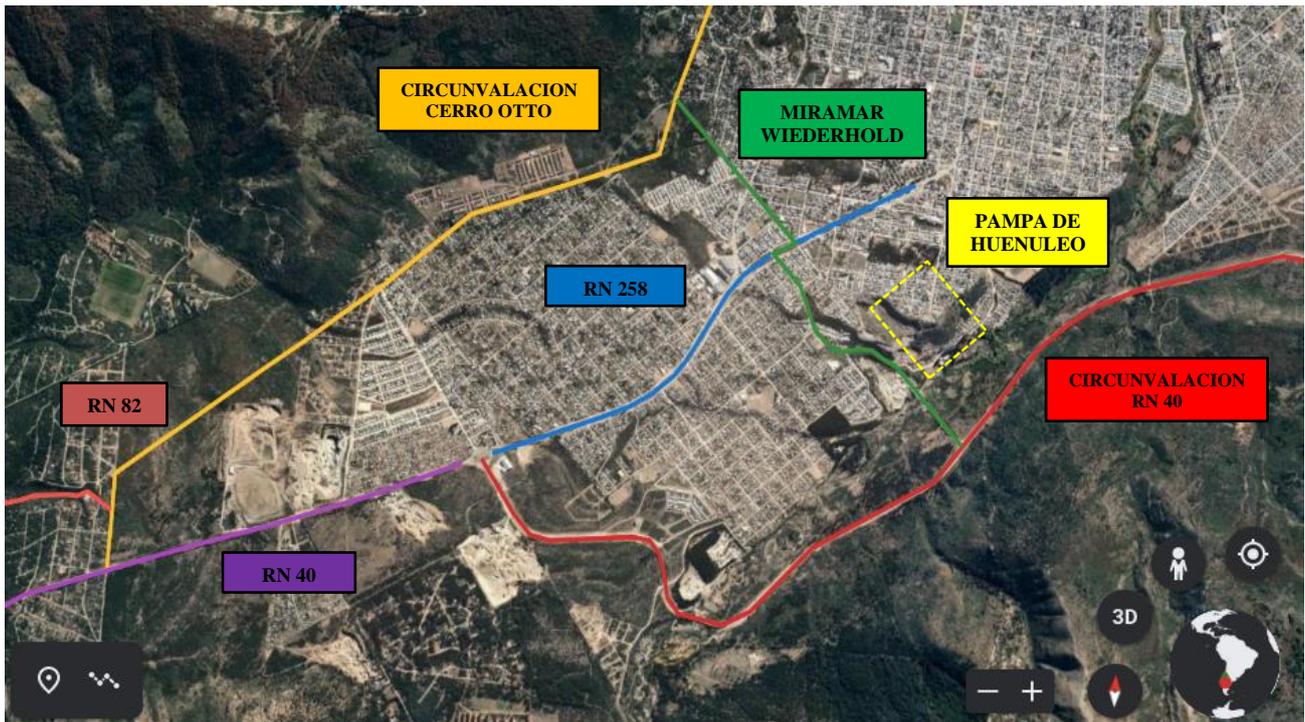


Figura 2.1: Conectividad vial a través de las calles Miramar y Wiederhold (Foto de Google Earth).

2.4 CONTEXTO SOCIAL

El municipio de San Carlos de Bariloche presenta una mancha urbana extendida, con baja densidad habitacional y crecimiento discontinuo (Figura 2.2).

Por lo mencionado la ciudad de Bariloche presenta demandas diferenciales en lo urbano, social, económico y cultural. Existe marginación de la población de menos recursos a los sitios de peor ubicación, lugares con pobre o nula infraestructura y accesibilidad. Esta situación se presenta en los barrios del sur de la ciudad.

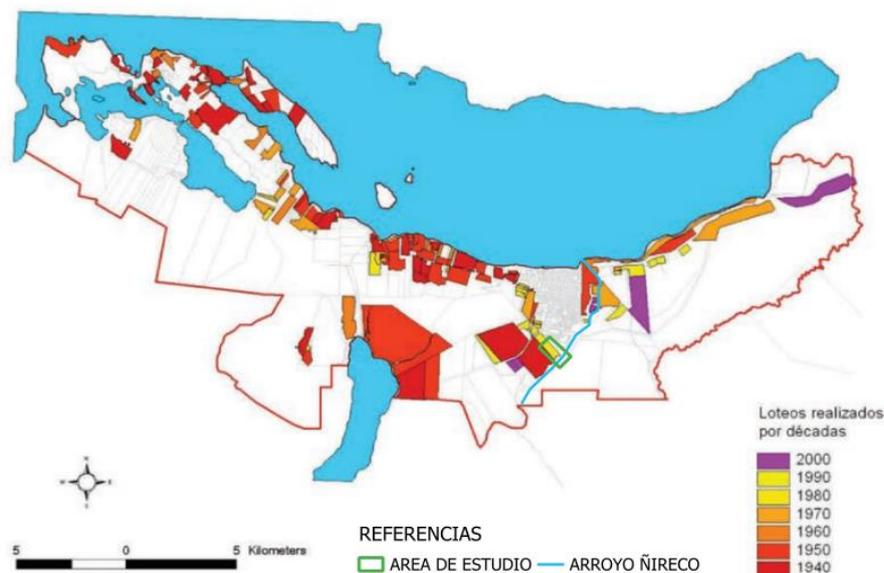


Figura2.2: Evolución del crecimiento de San Carlos de Bariloche (Foto del PEID).

2.5 PAMPA DE HUENULEO

En la zona sur de Bariloche se pretende realizar un nuevo núcleo en la zona denominada Pampa de Huenuleo (Figura 2.3).

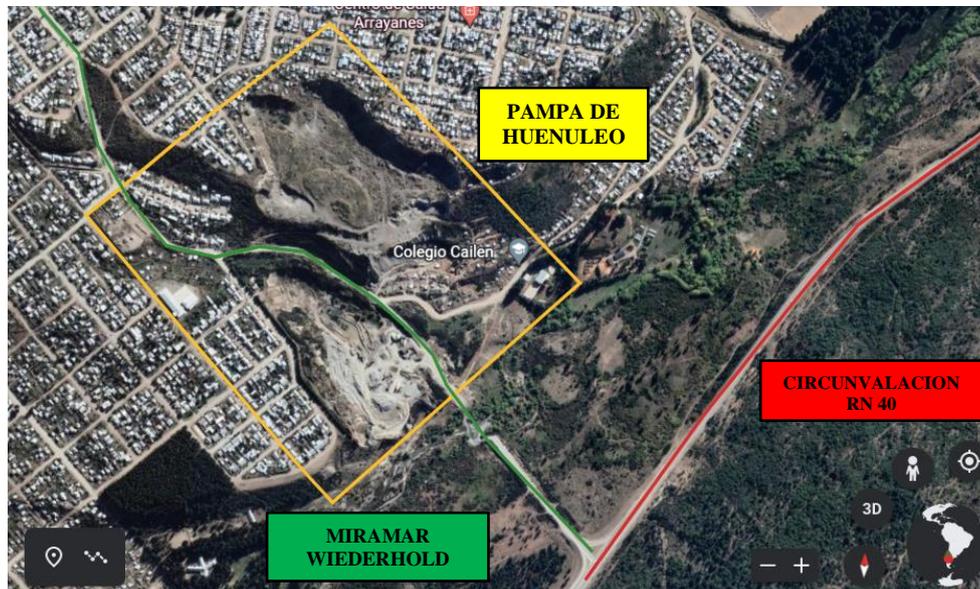


Figura 2.3: Pampa de Huenuleo (Foto de Google Earth).

El PEID propone aprovechar los equipamientos existentes (Centros de atención y articulación territorial (CAATs), escuelas, canchas de fútbol, Centros de Integración Comunitaria) y generar nuevos espacios públicos (plazas, parques y paseos).

Se desea vincular a este nuevo núcleo con el “Proyecto Parque Tecnológico Productivo”, buscando movilizar a la población joven de la zona, mejorando las condiciones de empleabilidad.

2.6 ARROYO ÑIRECO

El arroyo Ñireco está ubicado en proximidades de la ciudad de Bariloche, atravesando la misma (Mapa Ap1.1 del Apéndice 1). De este arroyo se provee de agua potable a gran parte de la localidad.

La ciudad de San Carlos de Bariloche se ha extendido en las últimas décadas en sentido este – oeste, alcanzando las márgenes del arroyo Ñireco, sometiendo a su planicie de inundación a la ocupación con asentamientos permanentes.

La cuenca del arroyo Ñireco es la de mayores dimensiones dentro de la zona urbana y la que se encuentra más influenciada por la ocupación antrópica. Sus últimos 8 km discurren en la zona urbana, hasta desembocar en el lago Nahuel Huapi. Tiene sus nacientes al pie del cerro Meta y recibe las aguas tanto de la zona del cerro Ventana como del cerro Ñireco. Al salir a la Pampa de Huenuleo, recibe a su principal tributario, el arroyo Challhuaco. Luego de la confluencia de ambos cursos el arroyo Ñireco se interna en el área urbana. Es fuente de captación de aguas para uso domiciliario, siendo la segunda fuente de abastecimiento después del lago Nahuel Huapi. Muestra valores de contaminación y su tramo inferior se encuentra muy intervenido. Produce frecuentes desbordes que afectan a numerosos pobladores inadecuadamente ubicados.

En la Figura 2.4 se observa el cauce del arroyo Ñireco en cercanías de la zona estudiada, pudiendo apreciarse características relacionadas a la vegetación y al relieve del lugar [SEGEMAR, IGRM y BGR, 2005].



Figura 2.4: Arroyo Ñireco (Foto propia).

2.7 ZONA DE UBICACION DE LA PASARELA

En la Figura 2.5 se presentan la distribución de espacios y puntos característicos de la zona en donde se colocará la pasarela.



Figura 2.5: Distribución de espacios en la zona de implantación de la pasarela (Foto de Google Earth).

En el sector estudiado se encuentra el cruce vial de la calle Wiederhold sobre el arroyo Ñireco, el cual será de gran utilidad para los ciudadanos permitiendo acceder a la ruta RN 40 de forma más directa.

En la zona analizada se encuentra el colegio y jardín maternal Cailén, al cual asisten 100 alumnos aproximadamente. En este sector de la Pampa de Huenuleo, según el PEID, se pretenden reacondicionar unas canteras para poder brindarles a los vecinos del lugar espacios verdes, deportivos y culturales (Figura 2.6). También, en las riberas del arroyo se desean construir paseos costeros para la recreación de la población permanente principalmente.



Figura 2.6: Colegio y canteras en Pampa de Huenuleo (Fotos propias).

Por último, la construcción de la pasarela será un paso que servirá para poder trasladarse hacia el Parque Productivo, Tecnológico e Industrial de Bariloche (PITBA) y hacia la nueva terminal de ómnibus de Bariloche, ubicados en la zona este de la ciudad.

De acuerdo a lo mencionado en este capítulo, el motivo principal para elegir la zona de implantación de la pasarela es el de brindarles la mayor seguridad posible a los peatones y ciclistas que se desplacen por este sector evitando la congestión del puente de la calle Wiederhold que presentará gran flujo de tránsito vehicular. También es de gran importancia considerar la presencia de la institución educativa y de los futuros espacios de recreación, para facilitar la circulación de las personas que transiten por allí.

Se pretende definir la ubicación de la pasarela teniendo en cuenta el aspecto económico y social. A partir del estudio hidrológico se desea conocer principalmente el mapa de inundación y la cota máxima de inundación de la zona para poder implantar la pasarela considerando su longitud y la altura a la que se ubicará el tablero de circulación. Desde el punto de vista social se desea ubicar la estructura de manera estratégica en el área comprendida entre el colegio Cailén y el futuro cruce vial.

3 CAPITULO: ESTUDIO HIDROLOGICO

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta el análisis hidrológico de la zona de estudio para poder determinar la ubicación de la pasarela.

Se realizará una descripción del clima, vegetación y suelos de la región. Se analizará la topografía y la información suministrada por el Departamento Provincial de Aguas de Río Negro (DPA) [DPA, 2013], para reducir las posibles zonas de ubicación de la estructura.

Se delimitará la cuenca de aporte al sector de emplazamiento de la pasarela utilizando los software QGIS y SAGA GIS, definiendo la red de drenaje y las características más relevantes de la misma.

Se determinará el mapa de inundación de la zona para distintos tiempos de recurrencia (TR) para ubicar las torres y determinar la longitud de la pasarela. A partir de los datos de caudal obtenidos de un estudio de inundación proporcionado por el DPA [DPA, 2013], mediante los programas QGIS y HEC-RAS se podrán determinar las líneas de inundación para los tiempos de recurrencia requeridos.

3.2 CLIMA

Según el Plan de Ordenamiento Territorial de la ciudad de Bariloche presentado por [Secretaría de Planeamiento y Medio Ambiente, 2011] la localidad presenta un clima mesotermal húmedo según la clasificación de Thornwhite. Tiene un régimen térmico frío moderado y húmedo, con humedad, nubosidad y precipitaciones elevadas durante el invierno y reducidas en verano.

Las precipitaciones medias anuales son de 1600 a 2000 mm con una gran concentración durante los meses de mayo a agosto y un período ligeramente deficitario hacia fines del verano.

Los vientos dominantes del cuadrante oeste-noroeste tienen una frecuencia media anual de 34,6%, lo siguen los del noroeste con el 28,1 % y los del sur y sudoeste que suman 12,5 %. Las demás direcciones representan sólo el 10 % correspondiendo a las calmas el 9,3%. La mayor frecuencia de calmas se produce entre abril y julio. Durante los demás meses Bariloche está sometida a la acción constante de vientos, cuya velocidad puede alcanzar 80 km/hora.

En invierno las temperaturas medias anuales son inferiores a 1 °C y en verano la temperatura media anual es de 13,6°C. El mes más caliente es enero con temperatura media de 14,2 °C y el mes más frío es julio con 2,4 °C. Se registran períodos de heladas principalmente entre junio y septiembre.

El promedio anual de humedad relativa es del 71%, los meses invernales se caracterizan por una humedad relativa superior al 80% y los estivales de 60 %.

A continuación, se determina el climograma de la zona a partir del software Google Earth, de donde se extraen valores de precipitación, temperatura y presión de vapor mensual. Se procesó esa información mediante tablas dinámicas en Excel obteniendo valores medios mensuales históricos para los años comprendidos entre 1901 y 2022 y se los presenta en la Figura 3.1.

Climograma del área de estudio

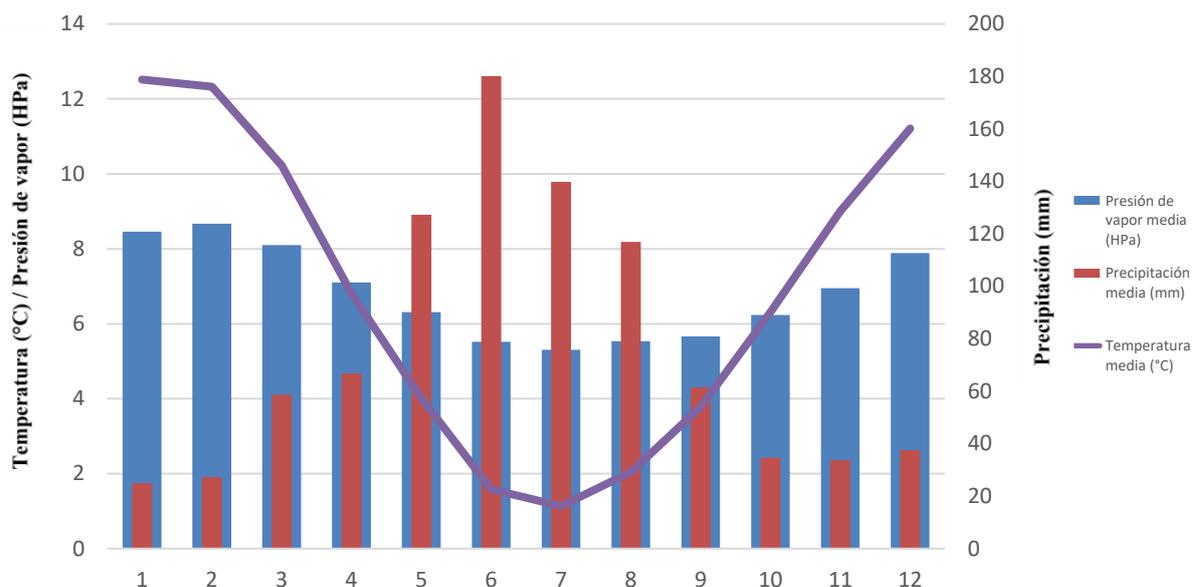


Figura 3.1: Climograma de la zona de estudio.

3.3 REGIMEN HIDROLOGICO

Para definir el régimen hidrológico del arroyo Ñireco se determina el hidrograma a partir de un estudio de caudales medios mensuales proporcionados por el DPA (Tabla 3.1) para el periodo comprendido entre los años 1999 - 2022.

CAUDALES MEDIOS MENSUALES												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1999						1,39	1,23	5,01	2,99	3,53	2,32	0,64
2000	0,21	0,33	0,32	0,33	0,56	4,35	5,15	3,85	5,58	6,26	6,09	4,33
2001	2,22	1,54	1,08	1,35	2,37	4,82	4,23	3,84	3,39	5,96	4,37	2,42
2002	1,48	1,52	1,17	1,32	2,68	4,44	3,55	4,32	4,43	8,40	9,02	5,04
2003	2,14	1,01	0,72	0,67	0,62	1,57	3,74	2,47	3,92	4,06	3,58	2,09
2004	2,27	1,37	1,13	2,06	1,31	4,00	6,10	2,89	3,92	3,94	3,41	2,19
2005	0,83	0,47	0,54	0,54	1,40	2,98	3,36	3,16	3,69	5,25	5,53	4,27
2006	2,68	1,16	0,83	0,87	1,84	4,16	7,53	4,50	5,04	5,58	4,72	3,44
2007	1,91	1,06	1,03	0,88	0,89	0,85	1,03	1,38	3,05	5,13	4,96	2,74
2008	1,13	0,71	0,73	0,64	2,50	1,86	7,97	4,61	6,36	5,85	5,48	2,57
2009	1,36	0,85	1,09	1,35	5,29	2,93	3,27	5,50	4,72	4,29	4,87	3,27
2010	1,66					1,25	1,84	2,00	3,10	3,42	3,78	2,88
2011		0,77	0,74	1,05	1,02	1,37	2,01	2,61	3,75	5,89	3,95	0,83
2012	0,62	0,70	0,66	0,52	1,08	2,58	1,80	1,73	2,33	2,22	1,58	2,11
2013				0,20	0,46	1,70	3,06	4,77	7,94	5,53		
2014	0,17	0,12	0,09	0,27	0,35	0,77	1,98	8,84	3,76	4,06	4,64	2,26
2015	0,85	0,73	0,60	0,82	1,26	4,99	4,50	7,07	4,93	3,77	4,84	2,02
2016	0,58	0,25	0,26	0,92	1,81	1,34	1,39	3,20	3,22	3,33	2,43	0,96
2017				0,22	0,90	1,96	4,38	4,56	1,90	3,21	2,99	1,71
2018	0,68	0,26	0,49	1,48	1,82	3,52	4,88	3,11	3,81	6,00	5,31	2,38
2019	0,59	0,22	0,92	1,11	4,25		1,71	4,12	2,45	2,52	2,51	0,92
2020	0,75	0,46	0,08	0,44	1,35	3,71	1,67	3,15	4,81	4,09	5,04	1,28
2021	0,69	0,52	2,38	1,18	1,86	1,28	1,06	1,09	1,93	1,72	1,16	0,72
2022	0,57	0,37	0,30	0,31	1,20	1,40	2,45	3,29	4,18	4,37	3,81	
PROM.	1,17	0,72	0,76	0,84	1,67	2,57	3,33	3,80	3,97	4,52	4,19	2,32
MÁX.	2,68	1,54	2,38	2,06	5,29	4,99	7,97	8,84	7,94	8,40	9,02	5,04
MÍN.	0,17	0,12	0,08	0,20	0,35	0,77	1,03	1,09	1,90	1,72	1,16	0,64

Tabla 3.1: Caudales medios mensuales del arroyo Ñireco (DPA).

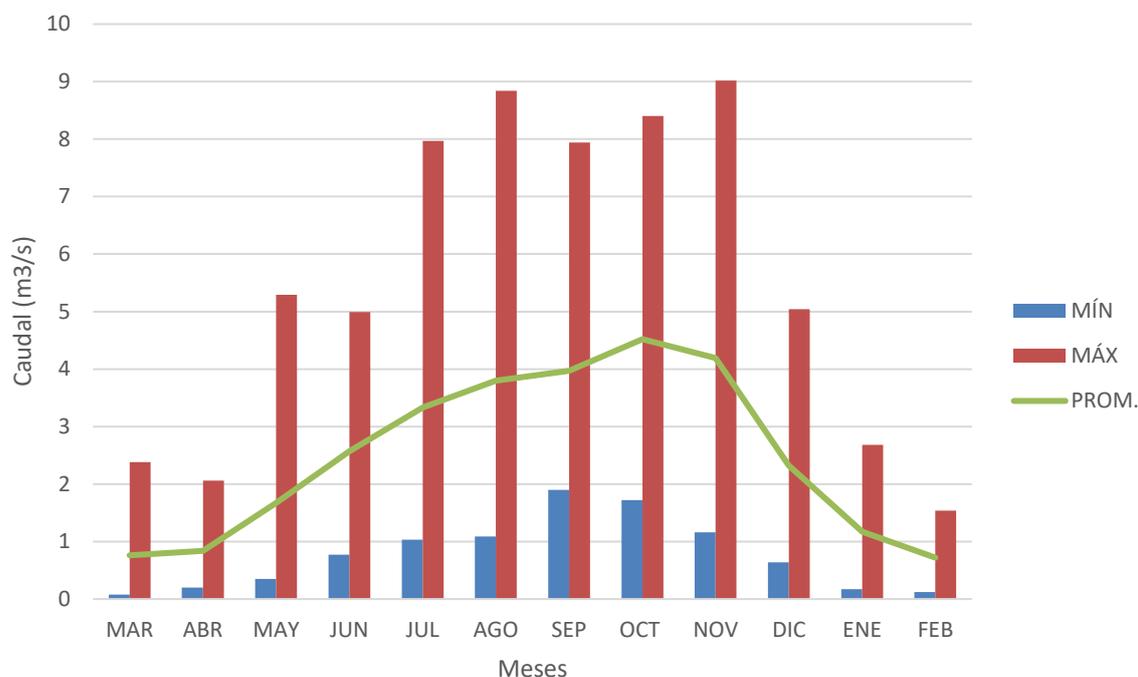


Figura 3.2: Hidrograma del arroyo Ñireco.

En base al hidrograma de la Figura 3.2 y al climograma de la Figura 3.1, el régimen hidrológico del arroyo Ñireco es pluvionival. Se define este régimen debido a que desde mayo hasta septiembre el caudal aumenta, en primera instancia por la presencia de lluvias y luego por la aparición de nevadas en la zona. En octubre se registra el caudal máximo debido al aporte de la fusión de la nieve y posteriormente el caudal va disminuyendo hasta obtener el mínimo en el mes de marzo.

3.4 VEGETACION

La vegetación de la zona analizada se determina a partir del análisis de [Dzendoletas, Cavallaro, Crivelli, Pereyra, 2006]. En un análisis de Oeste a Este, en la vegetación de San Carlos de Bariloche se diferencia claramente una transición de bosque a estepa presentándose bosques, matorrales, humedales, estepas arbustivas y estepas herbáceas.

De un muestreo realizado en la localidad, el correspondiente a la zona de implantación de la pasarela presenta una vegetación perteneciente a una estepa arbustiva con calafate, retamo y rosa mosqueta sobre la planicie del arroyo Ñireco y bosque abierto de ciprés en las laderas de cerros cercanos.

A partir del mapa final del análisis, el sector de ubicación de la pasarela presenta una vegetación correspondiente a las áreas número 8 y 9 denominadas matorral ribereño y estepa arbustiva con árboles dispersos respectivamente. A continuación, se describen estas zonas:

- **Matorral ribereño**

Son matorrales abiertos de hasta 3m de altura, en algunos casos, formados por especies nativas e introducidas. Se hallan *Maytenus boaria*, *Nothofagus antarctica*, *Discaria chacaye*, *Fabiana imbricata*, *Berberis buxifolia*, *Salix sp.*, entre otras.

- **Estepa arbustiva con árboles dispersos**

Se desarrolla una estepa arbustiva baja de *Mulinum spinosum* (neneo) acompañada por coirones, con arbustos y árboles, dispersos o en grupos, de hasta 3m de altura. La cobertura arbórea es menor al 10%. Entre las especies arbustivas se mencionan *D. articulata*, *B. buxifolia* (calafate), *F. imbricata* (palo piche), *Embothrium coccineum*, *D. juncea*. Las especies arbóreas observadas fueron *S. patagónica*, *L. hirsuta* y *N. Antartica*, esta última en áreas húmedas. En general está asociada a depósitos morénicos.

3.5 SUELOS

A partir del mapa de suelos de [SEGEMAR, 2023] se puede observar que el suelo del área de estudio está compuesto por las 3 unidades que a continuación se describen.

SUELOS DE AMBIENTE EROSIVO - DEPOSITACIONAL GLACIARIO

Se ubica en un plano suavemente ondulado, de pendientes moderadas (6 a 12%). Predominan suelos desarrollados sobre cenizas volcánicas, de textura franco-arenosa muy fina, moderadamente profundos (50 a 80 cm), bien drenados, moderadamente ácidos y muy bien provistos de materia orgánica. Los afloramientos rocosos son frecuentes o se encuentran a muy poca profundidad.

SUELOS DE TERRAZAS GLACIFLUVIALES Y GLACILACUSTRES CORDILLERANAS

Se ubica a una altitud de 800 a 900 m.s.n.m., en restos de una planicie glacifluvial, se presentan pendientes muy leves (menor del 3%) y la vegetación dominante es de matorrales bajos de ñire y estepas. Predominan suelos de textura franco-arenosa fina, moderadamente profundos a profundos (60 a 100 cm), moderadamente ácidos y muy bien provistos de materia orgánica.

SUELOS DE TERRAZAS Y PLANICIES FLUVIALES Y ABANICOS ALUVIALES OCCIDENTAL

Ocupa los sectores aledaños a los principales cursos fluviales del área, ya sean terrazas fluviales, abanicos aluviales o planicies aluviales. Los suelos son usualmente poco evolucionados debido a la activa morfodinámica y al dominio de materiales gruesos recientemente acumulados. En las terrazas más jóvenes y en las planicies aluviales, a una altitud inferior a los 900 m.s.n.m., predominan estepas arbustivas, matorrales y estepas gramíneas. Dominan los suelos desarrollados sobre sedimentos aluviales y coluviales, de textura arenosa fina y pedregosa, escasamente provistos de materia orgánica. El drenaje es imperfecto a pobre, presentando un evidente riesgo de inundaciones anuales.

3.6 SOFTWARE UTILIZADO

3.6.1 QGIS - SAGA GIS

El software QGIS consta de un conjunto de aplicaciones con las cuales se pueden crear datos, mapas, modelos, aplicaciones y consultar datos geoespaciales.

En cuanto a SAGA GIS nos permite trabajar con imágenes satelitales, establecer visualizaciones en 3D, mapear cuencas hidrográficas, realizar análisis de terreno, modelar rutas de flujo hidrológico.

3.6.2 HEC-RAS

Este software desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers es un programa de modelización hidráulica unidimensional compuesto por 4 tipos de análisis en ríos:

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

HEC-RAS permite simular flujos en cauces naturales o canales artificiales para determinar el nivel del agua, se puede incluir en el modelo la existencia de obras hidráulicas como puentes, conducciones, presas, por lo que su objetivo principal es realizar estudios de inundabilidad y determinar las zonas inundables. El programa permite simular diferentes caudales y obras hidráulicas.

3.7 ANÁLISIS DE LA TOPOGRAFÍA DE LA PAMPA DE HUENULEO

Mediante el software QGIS se determina el mapa de curvas de nivel de la Figura 3.3, para el área correspondiente a la región sureste de la zona de estudio marcada en el Mapa Ap1.1 del Apéndice 1. Teniendo en cuenta principalmente la ubicación del colegio Cailén, el área de implantación de la pasarela se presenta en la Figura 3.3 marcada en rojo.

En la Figura 3.3 se puede apreciar que la topografía de la margen derecha del arroyo Ñireco presenta variación suave de la pendiente hasta la ruta de circunvalación RN 40, más allá de esta vía de comunicación se observa gran aumento de la pendiente. En la margen izquierda del arroyo Ñireco se puede advertir una variación de la pendiente mayor que en la margen derecha.

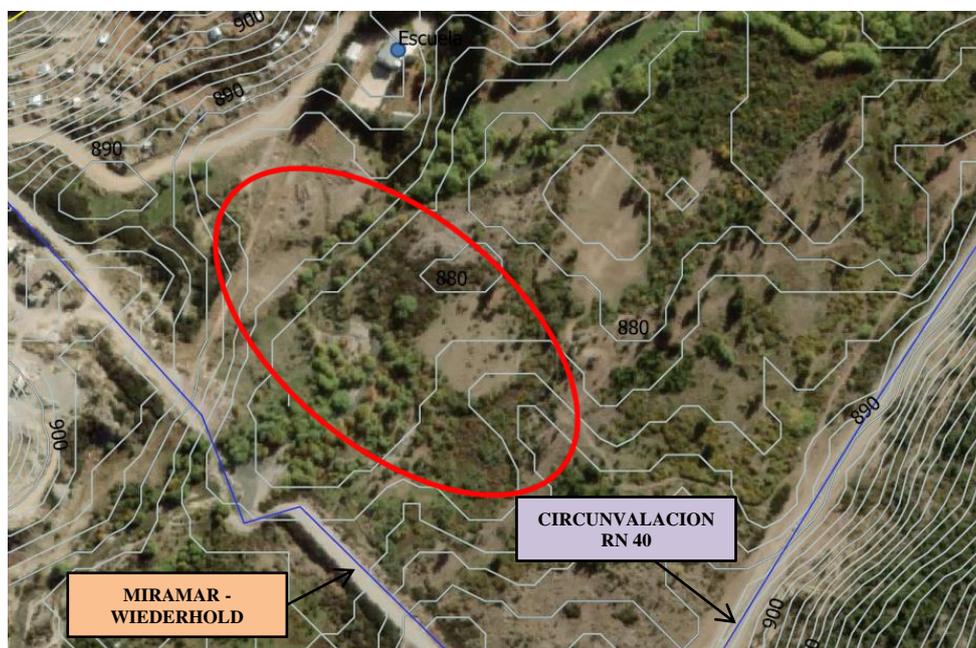


Figura 3.3: Mapa de curvas de nivel de la zona de implantación de la pasarela (Foto obtenida de QGIS).

3.8 ANÁLISIS DEL MAPA DE INUNDACIÓN DEL DPA

A partir del mapa de inundación presentado en la Figura A1.1 del Anexo 1 facilitada por el DPA [DPA, 2013] se puede observar que la zona seleccionada en la sección 3.7 sigue siendo conveniente para ubicar la pasarela. Profundizando el análisis, en las siguientes secciones se generará un mapa de inundación del sector pudiendo así definir completamente la ubicación de la pasarela.

3.9 MODELO DIGITAL DEL TERRENO

Los Modelos Digitales de Terreno (MDT) y Modelos digitales de Elevaciones (MDE) permiten describir la topografía del terreno (o relieve) a través de puntos distribuidos en forma homogénea sobre la superficie terrestre y cuya altura esta referida al nivel medio del mar.

La diferencia principal entre los MDE y los MDT, es que los primeros representan todas las estructuras antrópicas y vegetación localizada sobre el terreno relevado. Mientras que en los MDT, se ha filtrado la vegetación, las edificaciones y otros elementos antrópicos ubicados sobre la superficie relevada.

Para comenzar con el estudio hidrológico es necesario el uso de un Modelo Digital de Terreno (MDT), el cual nos brinda información acerca de las características de la superficie terrestre de la zona analizada.

El MDT utilizado presenta una resolución de 5m, fue obtenido del Instituto Geográfico Nacional (IGN) y procesado en QGIS. El sistema de coordenadas del mismo es UTM zona 19S y se lo puede observar en el Mapa Ap1.2 del Apéndice 1.

No fue necesario realizar ninguna modelación hidrológica para poder determinar los caudales para distintos periodos de retorno. Estos datos fueron proporcionados por el DPA [DPA, 2013] de un estudio realizado en el cauce del arroyo Ñireco. Mediante mediciones realizadas en distintos puntos del arroyo se determinó el caudal para los tiempos de recurrencia de 25, 50 y 100 años.

En la Tabla 3-2 se observan los caudales para los distintos tiempos de recurrencia:

TR (Años)	Q (m ³ /s)
25	45,5
50	60,7
100	78,2

Tabla 3-2: Caudales del arroyo Ñireco para distintos tiempos de recurrencia.

3.10 CUENCA DEL ARROYO ÑIRECO

Se configura el sistema de coordenadas y se carga el MDT mencionado en la sección 3.9.

Para obtener un resultado adecuado de la red de drenaje es necesario “quemar” (*Burning*) el MDT. Se crea una capa Shapefile y se traza el curso del arroyo desde la desembocadura hasta la naciente (Figura 3.4). Luego se utiliza la herramienta *r.carve* correspondiente al complemento GRASS para realizar el “quemado” obteniendo un nuevo archivo ráster denominado *MDTquemado*.

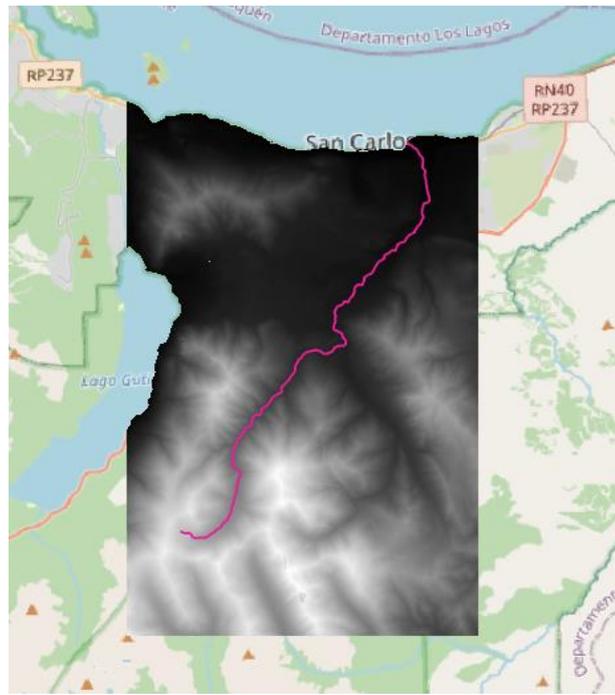


Figura 3.4: Elementos necesarios para realizar el “quemado” del MDT.

A continuación, se emplea la herramienta *Fill sinks* en *Terrain Analysis - Hidrology* del complemento SAGA GIS para evitar errores al determinar la cuenca por la existencia de celdas vacías, obteniendo el archivo *MDTsindepresiones*.

Luego, utilizando la herramienta *Channel network and Drainage Basins* en *Terrain Analysis - Channels* del complemento SAGA GIS se obtiene la red de drenaje (Figura 3.5) para el *MDTsindepresiones*.

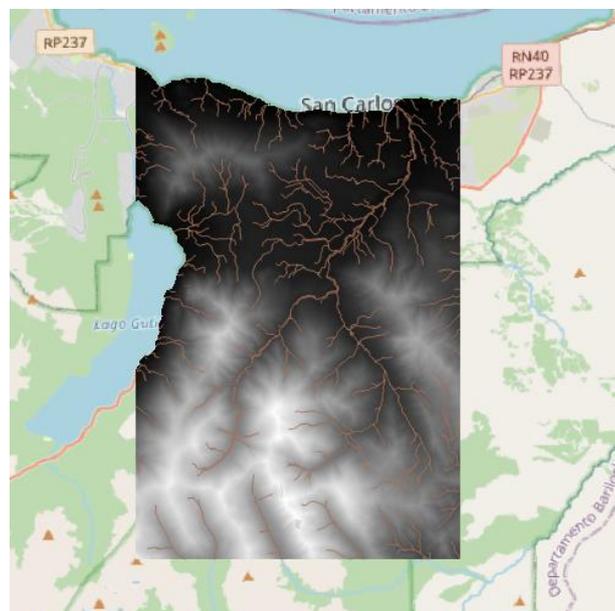


Figura 3.5: Red drenaje a partir del *MDTsindepresiones*.

A continuación, se delimita la cuenca a través de la herramienta *Unslope área* en *Terrain Analysis - Hidrology* del complemento SAGA GIS eligiendo el punto de cierre de la cuenca. En el Mapa Ap1.3 del Apéndice 1 se presenta la cuenca del arroyo Ñireco y la subcuenca que aporta a la sección de ubicación de la pasarela con sus respectivas redes de drenaje.

En la Tabla 3-3 se presentan los parámetros que caracterizan la cuenca y subcuenca analizadas:

	Área (km ²)	Perímetro (km)	Pendiente media	Longitud del cauce principal (km)	Pendiente del cauce principal
Cuenca	109,7	70,2	20°	22,6	5%
Subcuenca	88,7	54,8	21,6°	17	6%

Tabla 3-3: Parámetros característicos de la cuenca y subcuenca estudiada.

3.11 MAPA DE INUNDACION DE LA ZONA DE ESTUDIO

Se comienza configurando el sistema de coordenadas del archivo utilizando UTM zona 19S. Luego se carga el MDT mencionado en la sección 3.9 y se agrega un mapa base como referencia. Se crea una capa Shapefile tipo línea denominada *River* y se traza el eje del arroyo (en color cian) en la zona estudiada utilizando como guía el mapa base (Figura 3.6).



Figura 3.6: Eje del arroyo Ñireco en la zona de estudio (Imagen obtenida de QGIS).

Se presenta en la Figura 3.7 el trazado de las líneas de estación perpendiculares al eje del arroyo con una longitud de 150m y una separación de 20m. Se ajusta la longitud de estas líneas evitando que se intercepten.



Figura 3.7: Líneas de estación en la zona analizada (Imagen obtenida de QGIS).

Luego se crea nueva capa Shapefile tipo línea la cual se denomina *Banks* (bordes del arroyo). Se traza en color magenta según la Figura 3.8, primero sobre la margen derecha y luego sobre la margen izquierda.



Figura 3.8: Trazado de “Banks” en la zona de estudio (Imagen obtenida de QGIS).

A continuación, se genera la capa Shapefile tipo línea denominada *Flowpaths* (dirección del flujo del arroyo). Se activa el MDT y se marcan los *Flowpaths* en el sentido del flujo como se observa en la Figura 3.9 en color marrón.



Figura 3.9: Dirección del flujo del arroyo Ñireco (Imagen obtenida de QGIS).

Una vez introducida la geometría del arroyo se utiliza el complemento *RiverGIS*. Se comienza creando un nuevo esquema y se preparan las capas para exportarlas a HEC-RAS en la opción *Database* → *Import Layers into River Database Tables*.

Luego en *Stream Centerline* se modifica la opción *Reach Code* denominándolo Arroyo Ñireco. Después, se modifican los atributos de la capa *Flowpaths* generada para el lado derecho de la dirección de flujo (*Right*), para el lado izquierdo (*Left*) y para el eje del arroyo (*Channel*).

Además, en *RiverGIS* se realizan configuraciones previas a exportar en *RAS Geometry* → *Stream Centerline Atributtes* → *All*. Y también en *RAS Geometry* → *XS Cutlines Atributtes* → *All*.

Por último, se exporta la geometría para poder utilizarla en HEC-RAS, asignándole el nombre de *Inundación*.

En HEC-RAS se crea un nuevo proyecto y se selecciona el sistema de unidades eligiendo el SI.

En la Figura 3.10 se presenta la geometría importada desde QGIS.

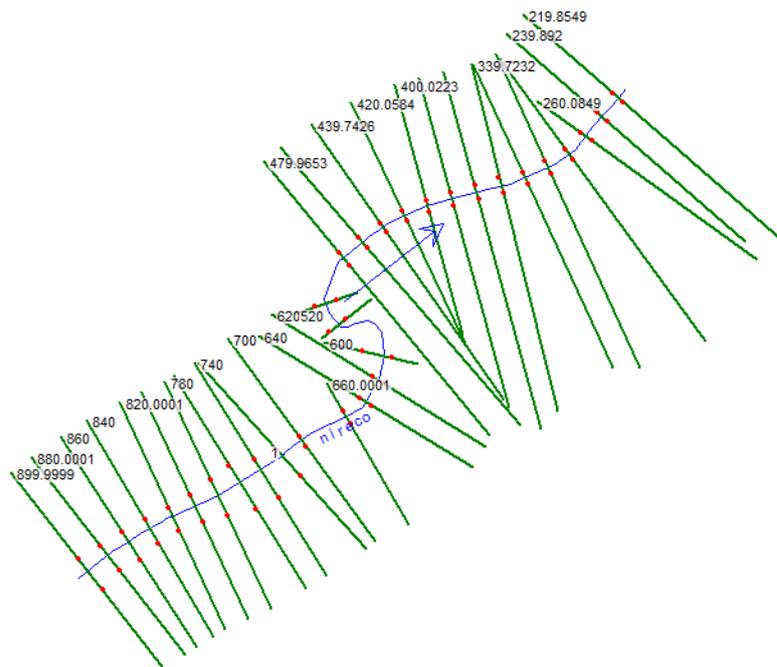


Figura 3.10: Geometría de la zona de estudio (Imagen obtenida de HEC-RAS).

Dentro de la configuración de la geometría en *Cross section* se introduce el coeficiente de Manning con un valor de 0,03 para el caso de cantos rodados limpios según [Ven Te Chow, 1959] y posteriormente se guarda la geometría modificada.

Luego en *Steady Flow Data* se ingresan los valores de caudal para los TR de 25, 50 y 100 años, se determinan las condiciones de contorno agregando el valor correspondiente a la pendiente media del tramo analizado, el cual es de 0,013 y se guardan las condiciones configuradas.

A continuación, en *Steady Flow Analysis* se selecciona régimen mixto, se simula y se obtiene el mapa de inundación de la zona y los perfiles de inundación para las líneas de estación trazadas pudiendo determinarse la cota máxima de crecida.

Por comodidad se visualiza el mapa de inundación en QGIS (Mapa Ap1.4 del Apéndice 1) para poder ubicar el eje de la pasarela considerando principalmente la longitud de la misma.

En la Figura 3.11 se presenta el perfil de elevación e inundación del eje de la pasarela adoptado (marcado en el Mapa Ap1.4 del Apéndice 1) donde se puede observar la cota máxima de crecida de 856,6 msnm para un TR de 100 años.

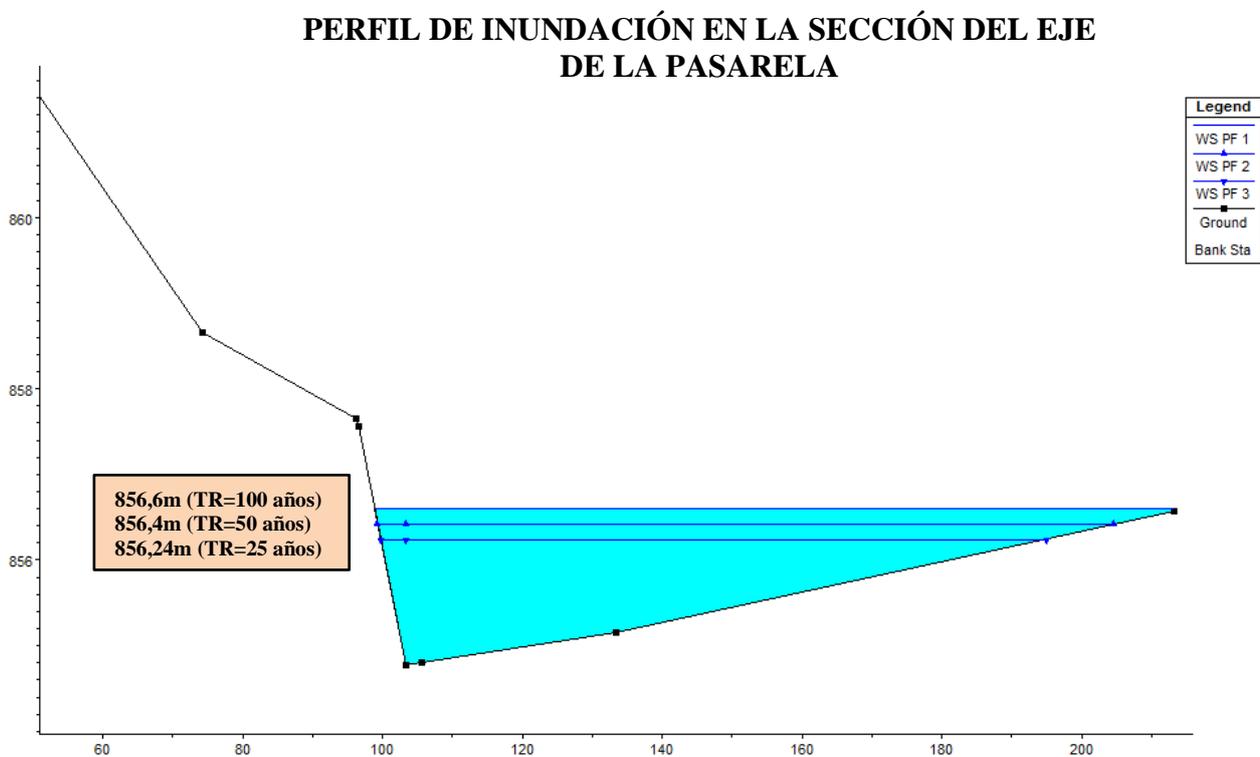


Figura 3.11: Perfil de inundación del emplazamiento de la pasarela (Imagen obtenida de HEC-RAS).

4 CAPITULO: GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DE LA PASARELA

4.1 INTRODUCCION

En este capítulo, en base al estudio hidrológico y al relevamiento topográfico realizado, se define la ubicación de la pasarela y la tipología más conveniente. Considerando las necesidades de la población se determina el uso de la pasarela y según el uso definido, se establece su geometría y sus dimensiones.

También serán mencionadas las unidades, las propiedades de los materiales a utilizar y las cargas consideradas en el diseño de este proyecto.

4.2 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

En base al análisis hidrológico realizado y considerando la economía del proyecto, al resultar una pasarela relativamente larga por ser una zona bastante llana, se decide por realizar una estructura formada por dos tramos de distinta tipología. Se elige colocar con inicio sobre la margen izquierda un tramo de pasarela colgante compuesto por estructuras metálicas y el otro, a continuación, de tipología convencional formado por un tablero metálico y pilas de hormigón que transmiten las cargas al terreno.

Se opta por colocar el tramo colgante para evitar colocar pilas en la zona con mayor presencia de agua en el año, buscando no interferir en el flujo del cauce y que ante crecidas se genere acumulación de ramas y troncos. Por otro lado, para el tramo convencional al no tener presencia de agua constante, no hay inconvenientes en utilizar pilas. También, para este tramo se realizan escalinatas a lo largo del mismo que permitirán a los peatones poder descender o ascender a la pasarela en época de estiaje.

Se pretende realizar el tramo colgante de la pasarela de 50m con inicio en la margen izquierda del arroyo y a continuación empalmar el tramo convencional con una longitud de 48m.

Además, analizando una posible vía de conexión de la pasarela con la ruta de circunvalación RN 40, se proyecta realizar un cambio de dirección en el recorrido de la misma.

En la Figura 4.1 se muestra la zona sureste del área de estudio delimitada en el Mapa Ap1.1 del Apéndice 1 sobre la que se indica el eje adoptado para los dos tramos de la pasarela. En rojo el eje del tramo que tendrá una tipología colgante, en azul el tramo de pasarela convencional y en marrón la conexión con la ruta de circunvalación.

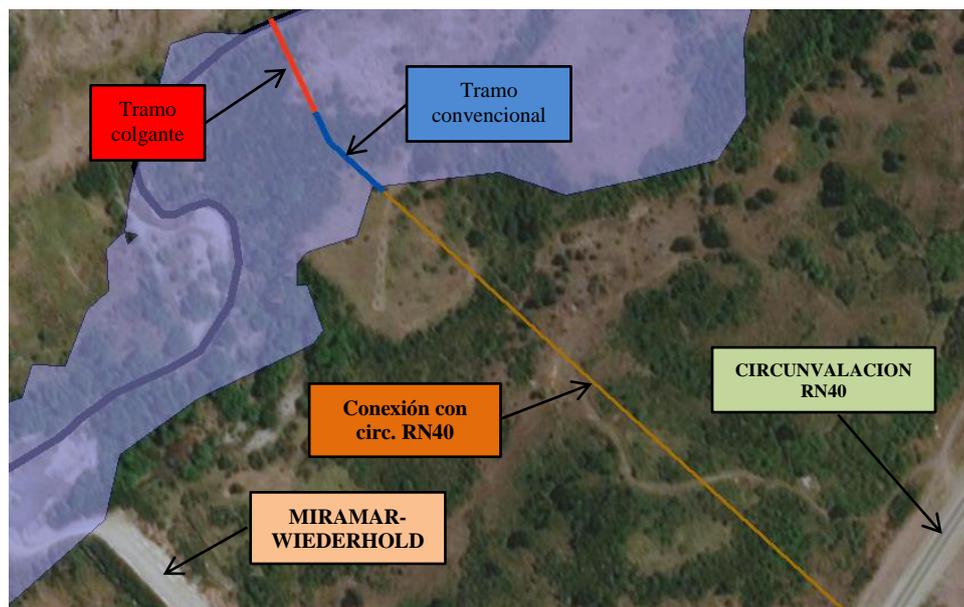


Figura 4.1: Eje de la pasarela adoptado (Imagen obtenida de QGIS).

Además, para el diseño del tramo colgante se utiliza como referencia el [CIRSOC 301, 2005] debido a la falta de normativa relacionada al tipo de estructura mencionada.

4.3 GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DEL TRAMO COLGANTE

Se plantea diseñar un tramo de la pasarela con tipología colgante para peatones y ciclistas. La estructura de esta pasarela estará constituida por perfilera metálica, cables de acero de alta resistencia, cerramientos metálicos y anclajes de hormigón. Además, tendrá uniones abulonadas, soldadas y distintos dispositivos de unión entre cables y perfiles.

En la Figura 4.2 se presenta un esquema básico del tramo colgante a proyectar con indicaciones de las partes que la componen.

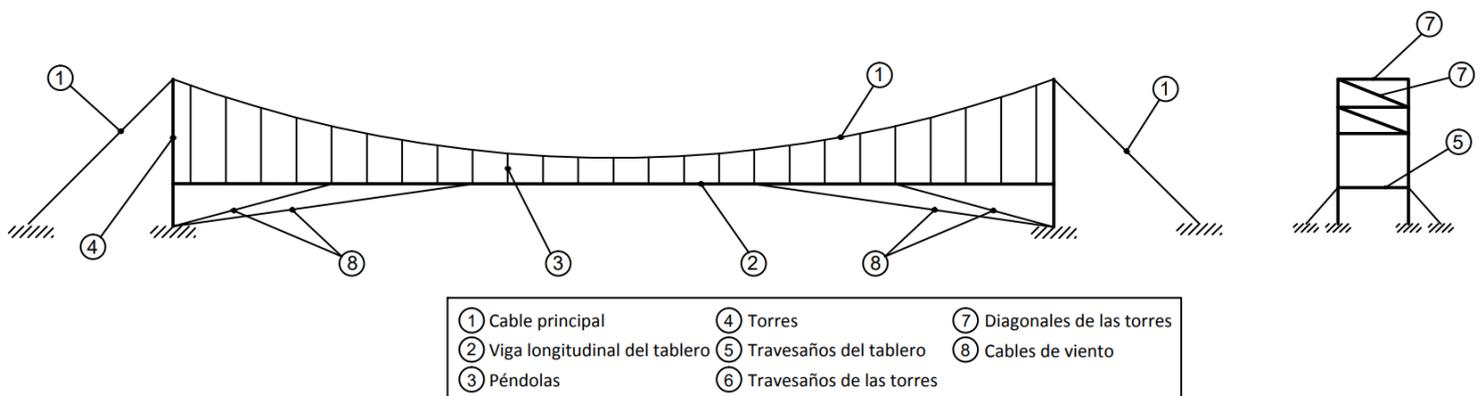


Figura 4.2: Esquema del tramo colgante de la pasarela.

El tablero de este tramo está formado por vigas longitudinales, travesaños y diagonales que sirven de soporte a una malla metálica por la que circularán los peatones y los ciclistas. La carga se transmite desde el tablero hacia los cables principales a través de las péndolas.

Las torres están formadas por dos pilares metálicos, los cuales se rigidizan con travesaños y diagonales. Estas están encargadas, junto a los anclajes, de transmitir las cargas que provienen del cable principal hacia las fundaciones.

Para evitar desplazamientos laterales y verticales en el tablero se utilizarán cables de viento que son anclados al terreno.

A continuación, se describen las características a tener en cuenta para determinar las dimensiones de este tramo:

- Ancho útil (**b**): Esta obra de ingeniería podrá ser utilizada por peatones y ciclistas que transiten por la zona. Se debe considerar para la circulación de dos ciclistas en sentido contrario un ancho de 2m [Ciclovías –MBB, 2015]. Además, se debe considerar la coexistencia de los ciclistas con los peatones adoptando un ancho útil (**b**) de 3m [Pasarela Santander – Camargo, 2016]. En la Figura 4.3 se muestra un esquema con las dimensiones que permitirán establecer el ancho del tablero.

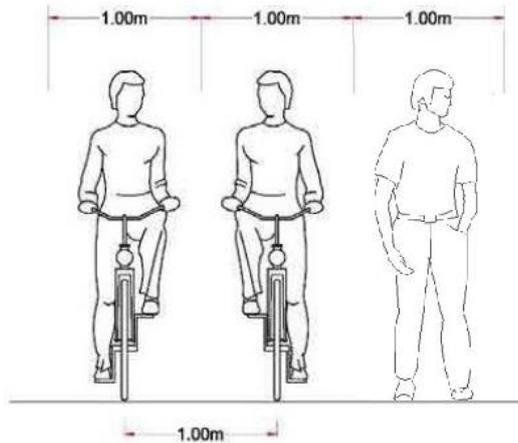


Figura 4.3: Ancho de la pasarela para la coexistencia de peatones y ciclistas.

- Flecha de la parábola (**f**): se establece utilizando una relación de $L/12$ según [AASHTO, 2017]. La relación flecha-luz es importante ya que determina la componente horizontal de la fuerza del cable. También, esta relación afecta la altura de las torres, la tensión en los anclajes y la rigidez total de la pasarela. El tramo colgante tiene como característica que su rigidez global depende de la tensión de los cables que la forman, en especial de los cables principales.
- Altura del cerramiento lateral (**c**): medida entre el tablero y el cable principal en el centro del tramo colgante. Este cerramiento brindará seguridad a las personas que circulen.
- Altura de las torres (**ht**): queda determinada por la flecha de la parábola (**f**) más la altura de cerramiento lateral (**c**). A mayor altura de las torres, la tensión T_0 en el cable principal será menor por lo que se necesitará una sección menor para resistirla. Pero esto a su vez modifica la esbeltez de la torre.
- Altura desde el terreno hasta el tablero (**h**): esta altura queda determinada por la topografía del lugar de emplazamiento y la altura máxima de crecida.
- Longitud de la viga longitudinal (**v**): es la distancia entre las torres de la pasarela colgante. Se adopta esta longitud para evitar interferir con pilas en el cauce del arroyo, la mayor parte del año.
- Se propone adoptar una separación entre péndolas (**p**) igual a la de los travesaños del tablero (**t**).

En la Tabla 4-1 se presentan las dimensiones y separaciones de las distintas partes componentes de la pasarela colgante.

Nomenclatura	c	t	v	p	ht	h	b	s	f
Dimensión (m)	1,5	2	50	2	6	2,5	3	1,5	4,5

Tabla 4-1: Dimensiones y geometría de la pasarela colgante.

En las Figuras 4.4 y 4.5 se observan distintas vistas de la pasarela colgante donde se pueden apreciar las características señaladas en la Tabla 4-1.

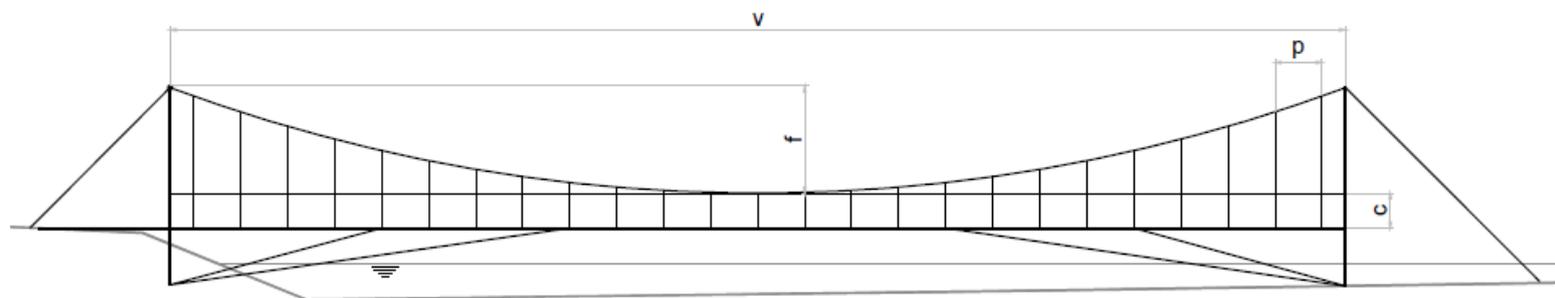


Figura 4.4: Vista frontal del tramo colgante.

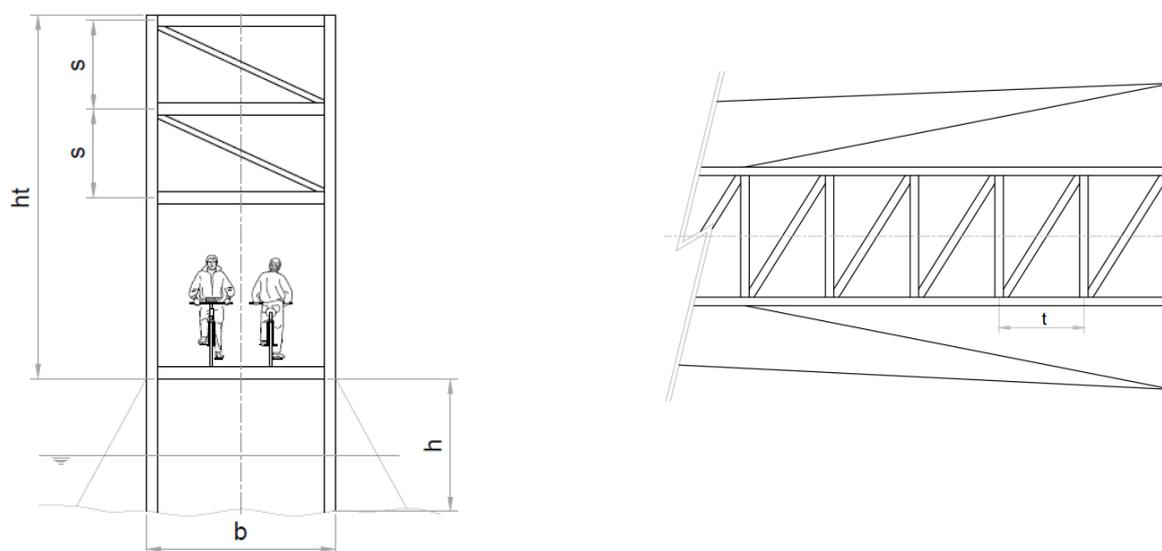


Figura 4.5: Vista lateral y en planta del tramo colgante.

Se puede observar en la Figura 4.4 que sobre la margen izquierda se completa el tablero de circulación utilizando una estructura con las mismas características geométricas que las mencionadas en la sección 4.3, siendo este segmento independiente a la estructura correspondiente al tramo colgante de la pasarela.

4.4 GEOMETRÍA Y DIMENSIONES DEL TRAMO CONVENCIONAL

Este tramo de pasarela cuenta con una longitud de 48m, dividida en tramos determinados por las pilas. La misma se empalma al tramo colgante con un trayecto horizontal (t_h) de 12 m y luego continúa con una variación progresiva de la pendiente hasta alcanzar el nivel del terreno natural en la margen derecha del arroyo. Luego del tramo de 12m hay un cambio de dirección en el recorrido, que se alinea con una futura conexión de la pasarela con la ruta de circunvalación RN40. En distintas posiciones a lo largo del recorrido del tramo convencional existen escalinatas que permitirán, en época de estiaje, el posible descenso o ascenso a la estructura.

En cuanto a la geometría, se utiliza la misma estructura reticulada para el tablero y el mismo cerramiento lateral que para el tramo colgante. Para transmitir los esfuerzos hacia las fundaciones se utilizan pilas de hormigón armado.

En la Tabla 4-2 se puede observar la longitud y separación de los elementos que forman parte del tramo convencional de la pasarela. La justificación de la separación entre pilas es definida en la sección 6.3.1.

Nomenclatura	Referencia	Dimensión
L_c	Longitud del tramo convencional (m)	48
s_p	Separación entre pilas (m)	4
t_1	Separación de los travesaños del tablero (m)	2
h_1	Altura de las pilas (m)	Varía entre 2,5 y 0,25
b_1	Ancho de la pasarela (m)	3
c_1	Altura cerramiento lateral (m)	1,5
p	Pendiente del tramo inclinado (%)	5

Tabla 4-2: Dimensiones y geometría de los elementos del tramo convencional.

En la Tabla 4-3 se presentan los elementos que conforman el tramo convencional y una descripción de los mismos:

	Parte componente	Cantidad	Descripción
9	Vigas del tablero	2	Rigidizadas por travesaños y diagonales.
10	Travesaños del tablero	25	Vinculan transversalmente las vigas del tablero.
11	Diagonales del tablero	24	Rigidizan el tablero.
12	Pilas	12	Transmiten las cargas a las fundaciones.

Tabla 4-3: Elementos que componen el tramo convencional.

En las Figuras 4.6 y 4.7 se presentan esquemas del tramo convencional de la pasarela en los que se pueden observar las características mencionadas en las Tablas 4-2 y 4-3.

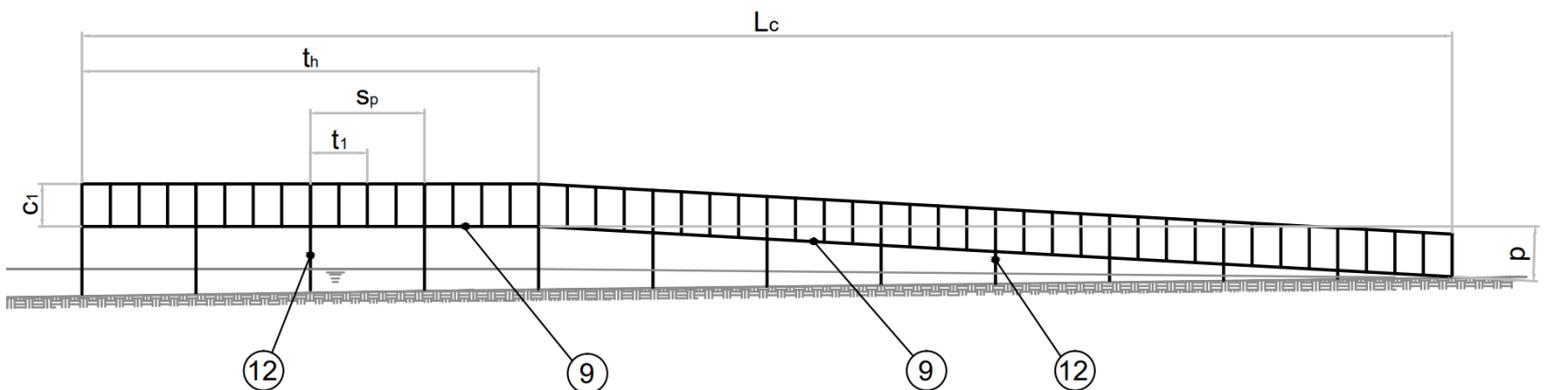


Figura 4.6: Vista frontal del tramo convencional.

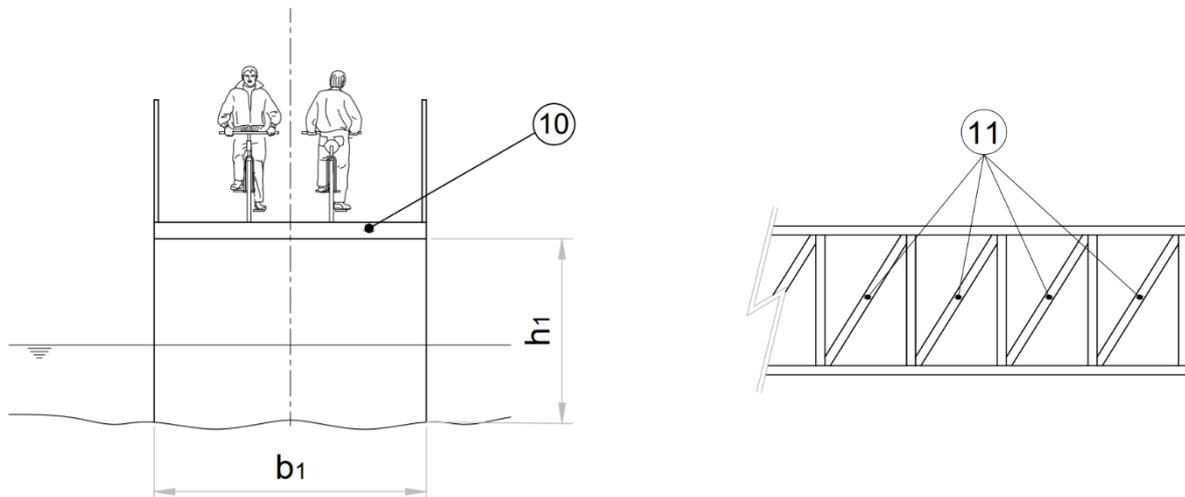


Figura 4.7: Vista lateral y en planta del tramo convencional.

En la Figura A2.1 del Anexo 2 se puede observar un esquema de la pasarela completo con los tramos que la forman y con las escalinatas del tramo convencional.

4.5 UNIDADES

Las unidades empleadas en este análisis son las del Sistema Métrico Internacional (SI).

4.6 MATERIALES

Las propiedades del acero F24 se obtienen del [CIRSOC 301, 2005]. Las propiedades tales como la carga máxima de rotura (CMR) y el módulo de Young (E) del cable principal se obtuvieron de la [ASTM A586, 2004] y para las péndolas y los cables de viento se adquirieron de la [ASTM A603, 1998].

A continuación, se presentan los valores adoptados en la Tabla 4-4:

	Tablero y Torres	Cable principal	Péndolas y Cables de viento
Denominación	Acero F24	Cable de acero paralelo y helicoidal recubierto de zinc	Cable de acero recubierto de zinc
Densidad ρ [kg/m ³]	7850	8330	8170
Módulo de Young E [MPa]	210000	165000	138000
Módulo de Poisson ν	0,3	0,3	0,3
Módulo de corte G [MPa]	77200	-	-
Tensión de fluencia F_y [MPa]	235	-	-
Tensión de rotura F_u [MPa]	370	-	-

Tabla 4-4: Propiedades de los elementos utilizados en los tramos de la pasarela.

4.7 CARGAS

En la presente sección se describirán las distintas cargas y combinaciones de cargas a considerar en el cálculo estructural de los tramos que componen la pasarela.

En el análisis de cargas se consideran cargas permanentes y cargas variables. Dentro de las cargas permanentes que se consideran en el cálculo de la pasarela, se tiene: carga de peso propio

de la estructura, como cargas variables se consideran carga de viento, de nieve y la correspondiente a los peatones y ciclistas.

4.7.1 CARGA PERMANENTE

El peso propio de la estructura es aplicado por el programa de elementos finitos de manera automática debiendo proporcionarle la densidad de los materiales constituyentes de la pasarela y la aceleración de la gravedad.

En cuanto al cierre del tablero y sus laterales se asigna una carga correspondiente al metal desplegado que se utilizará. Obteniendo:

$$\text{Carga de cerramientos} = 200 \text{ N/m}^2$$

4.7.2 SOBRECARGA UTIL

Este tipo de carga representa a los peatones y ciclistas que utilizarán la pasarela. Su valor fue obtenido de la [AASHTO, 1998] del inciso 3.6.1.6, resultando:

$$\text{Sobrecarga} = 420 \text{ kg/m}^2.$$

4.7.3 CARGA DE NIEVE

La carga de nieve se determina a partir del reglamento [CIRSOC 104, 2005].

Para el caso de la pasarela a diseñar se considera la acción de la nieve sobre una cubierta plana ya que posee una pendiente menor a 5° . Debiendo emplearse la expresión (4-1):

$$p_f = 0,7 C_e C_t I p_g \quad [\text{kN/m}^2] \quad (4-1)$$

Dónde:

p_f : carga de nieve sobre cubiertas planas.

p_g : carga de nieve a nivel del terreno.

C_e : factor de exposición.

C_t : factor térmico.

I : factor de importancia.

El valor de C_e se obtiene de la Tabla 2 del [CIRSOC 104, 2005]. Previamente, debe definirse la categoría de exposición del terreno según el Apéndice A, en este caso se considera una **categoría C** para terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, con alturas generalmente menores a 10 m. Esta categoría incluye campo abierto plano y terrenos agrícolas.

Además, hay que determinar la exposición de la pasarela a la acción de la nieve, en este caso se considera una construcción totalmente expuesta. De acuerdo a la Tabla 2 para las características determinadas el valor de C_e es igual a **0,9**.

El valor de C_t es obtenido de la Tabla 3 del [CIRSOC 104, 2005]. Para el caso estudiado se considera que es una estructura no calefaccionada por lo que el valor de C_t es igual a **1,2**.

El valor de I es obtenido de la Tabla 4. En primer lugar, debe clasificarse la estructura según el Apéndice B, en este caso se considera que la estructura representa un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla, correspondiendo a una categoría I.

De acuerdo a la Tabla 4 del [CIRSOC 104, 2005] para una categoría I, el factor de importancia I es igual a **0,8**.

El valor de p_g es obtenido de la Figura 1 y de las Tablas 1.1 a 1.15 correspondientes al [CIRSOC 104, 2005] o de un análisis en el lugar específico. De acuerdo a la Tabla 1.10 para la ciudad de San Carlos de Bariloche el valor de p_g es igual a **2 kN/m²**.

Empleando la ecuación (3-1) se determina la carga de nieve:

$$p_f = 0,7 * 0,9 * 1,2 * 0,8 * 2$$

$$p_f = \mathbf{1,21 \text{ kN/m}^2}$$

El valor de p_f determinado debe ser mayor o igual que el valor mínimo para cubiertas con baja pendiente dado por la expresión (4-2):

$$p_f = I * (1) \text{ para } p_g > 1 \text{ kN/m}^2 \quad (4-2)$$

$$p_f = 0,8 * 1 = 0,8$$

Debido a que el valor calculado p_f es mayor a 0,8, la condición solicitada se verifica y se adopta:

$$p_f = \mathbf{1,21 \text{ kN/m}^2}$$

4.7.4 CARGA DE VIENTO

Debido a la falta de información se pretende aplicar el método analítico del [CIRSOC 102, 2005] para el tramo colgante de la pasarela, para lo cual es necesario conocer el comportamiento dinámico de la estructura. En las secciones 6.4 y 6.5 se analizará la frecuencia fundamental f_1 y se presentará el cálculo de la carga de viento. Para el tramo convencional no hay inconvenientes en utilizar el método analítico pero por practicidad también se calculará la carga de viento en las secciones mencionadas.

4.7.5 OTRAS CONSIDERACIONES

Cabe aclarar que en el diseño de esta obra de ingeniería no se considerarán efectos térmicos ni carga sísmica, los cuales generan distintos estados de esfuerzos en la pasarela.

4.7.6 COMBINACIONES DE CARGA

A través de las combinaciones de carga se determinan las mayores solicitaciones en cada elemento estructural. A partir de estas solicitaciones se verifica que la resistencia y las deformaciones de los perfiles laminados en caliente y de los cables de acero de alta resistencia que constituyen la pasarela sean las adecuadas. Para verificar los perfiles se utilizarán las combinaciones de carga correspondientes a los Estados límites últimos. En el caso de los cables debe utilizarse un factor de seguridad (FS) igual a 5, debiendo cumplirse las combinaciones relacionadas con los Estados límites de servicio.

Los estados límites últimos o de resistencia están asociados con el colapso de la estructura u otro modo de falla, considerándose como tales los estados previos al colapso en lugar del colapso mismo.

Los estados límites de servicio están asociados con condiciones funcionales establecidas como deformaciones elásticas o flechas que puedan afectar la apariencia o el uso efectivo de la estructura o afecten o dañen a elementos no estructurales ligados a la estructura, vibraciones inaceptables o deformaciones permanentes no admisibles.

Para el dimensionamiento se hará uso de la Especificación AISC-LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia), tomada como base para el Reglamento Argentino [CIRSOC 301, 2005].

El Método LRFD puede expresarse en general por la inequación:

$$\sum \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n \quad (4-3)$$

Dónde:

i = tipo de carga; por ejemplo: carga permanente, sobrecarga útil, viento.

Q_i = efecto de la carga nominal i .

γ_i = factor de carga correspondiente a la carga i que produce el efecto Q_i .

R_n = Resistencia nominal al efecto.

ϕ = factor de resistencia correspondiente a R_n .

La Resistencia requerida para estados últimos en miembros estructurales y uniones será determinada por análisis estructural para las combinaciones de acciones mayoradas, considerando la máxima resultante en cada elemento que forma la estructura.

Las Resistencias de diseño se obtienen de multiplicar las resistencias nominales para cada tipo de sollicitación por los factores de resistencia ϕ .

4.7.7 DEFORMACIONES Y DESPLAZAMIENTOS ADMISIBLES

La estructura en su conjunto, sus elementos estructurales y sus uniones deberán ser verificadas para las condiciones de servicio.

En el Capítulo L y en el Apéndice L del [CIRSOC 301, 2005] se fijan las combinaciones de acciones a considerar para los estados límites de servicio.

4.7.8 COMBINACIONES Y DEFORMACIONES DE DISEÑO

Las combinaciones de carga a utilizar en el diseño de la pasarela se presentan a continuación:

COMBINACIONES PARA ESTADOS LIMITES ULTIMOS

(1) 1,4 D

(2) 1,2 D + 1,6 L + 0,5 S

(3) 1,2 D + 1,6 S + 0,5 L

(4) 1,2 D + 1,6 S + 0,8 W

(5) 1,2 D + 1,6 W + 0,5 S

(6) 0,9 D + 1,6 W

COMBINACIONES PARA ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

(7) D + (L + S)

(8) D + W

(9) D + 0,7 [(L + S) + W]

(10) D + 0,7 (L + S)

(11) D + 0,7 W

(12) D + 0,6 (L + S) + 0,6 W

En cuanto a las deformaciones verticales permitidas en los elementos de la pasarela se considera la expresión (4-4) de la Tabla A-L 4.1 del [CIRSOC 301, 2005]:

- Deformaciones verticales

$$L/300 \quad (4-4)$$

Donde L: distancia entre apoyos.

5 CAPITULO: PREDIMENSIONADO DEL TRAMO COLGANTE

5.1 INTRODUCCION

Se realiza un predimensionado del tramo colgante de la pasarela para tener una primera aproximación de las dimensiones de los perfiles y cables necesarios para resistir las cargas requeridas.

Se toma como referencia el análisis de la pasarela de [Cartasegna, 2017] que propone un perfil IPN 80 para la viga longitudinal del tablero y una sección cajón a partir de 2 perfiles UPN80 para los pilares de las torres. Para iniciar se adopta para los travesaños del tablero la misma tipología de perfil que para la viga longitudinal.

Para el predimensionado de los perfiles se determinan las cargas a resistir para ciertas combinaciones de carga y se verifican ante la sollicitación preponderante.

Para el caso de los cables se determinará mediante un modelo teórico de cables la carga a resistir para ciertas combinaciones de carga y se seleccionará un cable con mayor carga máxima de rotura (CMR).

Luego de realizar varias iteraciones para verificar las secciones, en la Tabla 5-1 se presentan los cables y perfiles adoptados:

Elemento	Sección	Descripción/ denominación
Pilares torres	Cajón UPN 80	Verificar a compresión.
Viga longitudinal tablero	IPN 100	Verificar a flexión.
Travesaños tablero	IPN 120	Verificar a flexión.
Cables principales	D=57 mm A=20 cm ²	ASTM A-586-04. CMR= 2760KN
Péndolas	D=11 mm A=0,58 cm ²	ASTM A-603-98. CMR= 80KN

Tabla 5-1: Secciones de perfiles y cables del tramo colgante.

Para el dimensionado se considerarán las cargas de peso propio D, sobrecarga de uso L y la carga de nieve S solamente. Además, se tiene en cuenta en todos los casos que el factor de seguridad para los cables es igual a 5.

5.2 CALCULO DE CARGAS PARA EL PREDIMENSIONADO

5.2.1 PESO PROPIO

A continuación, en la Tabla 5-2 se presenta la carga de peso propio determinada a partir de los pesos unitarios para cada perfil:

	Viga	Travesaño	Diagonales	
Peso unitario (Kg/m)	8,3	11,1	2,7	
Peso/m (Kg/m)	16,7	16,7	4,9	TOTAL=38,3

Tabla 5-2: Peso propio del tablero.

Por lo que el peso correspondiente a los perfiles del tablero resulta:

$$\text{Peso propio} = 0,38 \text{ KN/m} * 50\text{m} = 19,1 \text{ KN} \quad (5-1)$$

5.2.2 PESO DEL CERRAMIENTO DEL TABLERO Y SUS LATERALES

Se utilizará metal desplegado pesado como superficie para transitar vinculado sobre los elementos estructurales vigas, travesaños y diagonales. También se usará como cerramiento para los laterales del tablero brindando mayor seguridad para las personas que circulen por la pasarela. Considerando un peso unitario de $0,2 \text{ KN/m}^2$, el peso correspondiente del cerramiento resulta:

$$\text{Cerramiento} = 0,2 \text{ KN/m}^2 * 3\text{m} * 50\text{m} = 30\text{KN} \quad (5-2)$$

5.2.3 PESO DE LOS CABLES

En la Tabla 5-3 se observan los pesos unitarios de los cables a utilizar:

	Peso unitario (Kg/m)
Cable principal y tensores	17,7
Péndolas	0,6

Tabla 5-3: Peso propio de los cables.

Para el cable principal corresponde una carga de:

$$\text{Cable ppal} = 2 * 0,177 \text{ KN/m} * 50\text{m} = 17,7\text{KN} \quad (5-3)$$

Para el caso de las péndolas se considera una altura promedio de las mismas de:

$$\text{Altura promedio} = (4,5\text{m} + 1,5\text{m}) / 2 = 3\text{m} \quad (5-4)$$

Por lo que el peso correspondiente de las péndolas resulta:

$$\text{Péndolas} = 2 * 24 * 3\text{m} * 0,006 \text{ KN/m} = 0,86\text{KN} \quad (5-5)$$

Obteniendo un peso propio total de:

$$\begin{aligned} \mathbf{D} &= \text{Peso propio} + \text{Cable ppal} + \text{Péndolas} + \text{Cerramiento} = \\ &19,1\text{KN} + 17,7\text{KN} + 0,86\text{KN} + 30\text{KN} = \mathbf{67,7 \text{ KN}} \end{aligned} \quad (5-6)$$

5.2.4 PESO DE PEATONES Y CICLISTAS

El peso de sobrecarga de uso fue definido en la sección 4.7.2 con un valor de 420 kg/m^2 . Por lo que la carga correspondiente a los peatones y ciclistas resulta:

$$\mathbf{L} = 4,2 \text{ KN/m}^2 * 3\text{m} * 50\text{m} = \mathbf{630\text{KN}} \quad (5-7)$$

5.2.5 PESO DE NIEVE

La carga de nieve determinada en la sección 4.7.3 es:

$$\mathbf{p_f} = 1,21\text{kN/m}^2$$

Por lo que el peso correspondiente a la nieve resulta:

$$\mathbf{S} = 1,21 \text{ KN/m}^2 * 3\text{m} * 50\text{m} = \mathbf{181,5\text{KN}} \quad (5-8)$$

En la Tabla 5-4 se presentan las combinaciones de carga consideradas en el predimensionado:

N°	Combinación	Carga obtenida (KN)
1	1,4D	94,78
2	1,2D+ L	711,24
3	1,2D+1,6S	371,64
4	D+L	697,7
5	D+S	249,2

Tabla 5-4: Valores de carga para las combinaciones usadas.

Donde:

D: carga de peso propio.

L: sobrecarga de uso.

S: carga de nieve.

5.3 VERIFICACION DE PERFILES

La verificación de los perfiles se realiza usando la combinación de carga 2 de la Tabla 5-4:

Pilares de las Torres: se considera la componente vertical de la tensión transmitida por el cable (5-9) que surge de un análisis teórico de cables como el mostrado en las secciones 5.4 y 5.5, donde deben verificarse las secciones de los pilares a compresión utilizando un perfil cajón a partir de dos perfiles UPN 80.

$$T_{vertical} = T_{max} * \text{sen } \theta = 525,7 \text{ KN} * \text{sen } 19,7 = 173,5 \text{ KN} \quad (5-9)$$

En la Tabla 5-5 se muestran los valores utilizados para determinar el área necesaria para resistir la tensión vertical calculada en la expresión (5-9):

K	L (cm)	r (cm)	λ	λ_c	F_y (MPa)	F_{cr} (MPa)	Ag req. (cm ²)	Ag (cm ²)
0,7	600	3,1	135,5	1,47	235	94,15	21,7	22

Tabla 5-5: Verificación a compresión de los pilares de las torres.

De acuerdo al área requerida obtenida, utilizando una sección cajón obtenida a partir de perfiles UPN80, los pilares verifican a compresión.

Viga longitudinal: se considera el tramo comprendido entre dos péndolas. Se suponen apoyos dobles y la carga q aplicada en toda su longitud (Figura 5.1).

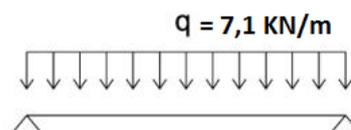


Figura 5.1: Diagrama de carga sobre la viga longitudinal del tablero.

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{7,1 \cdot 4}{8} = 3,5 \text{ KNm} \quad (5-10)$$

$$W = \frac{M}{F_y} = \frac{3,5 \text{ KNm}}{235 \text{ MPa}} = 15,1 \text{ cm}^3 \quad (5-11)$$

Por lo tanto:

$$W = 15,1 \text{ cm}^3 < W_d = 34,2 \quad \text{VERIFICA}$$

Travesaños del tablero: se debe verificar como un elemento sometido a flexión con la carga de influencia correspondiente a 2m (Figura 5.2).

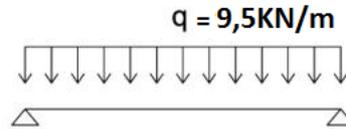


Figura 5.2: Diagrama de carga sobre los travesaños del tablero.

$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{9,5 \cdot 9}{8} = 10,7 \text{ KNm} \quad (5-12)$$

$$W = \frac{M}{F_y} = \frac{10,7 \text{ KNm}}{235 \text{ MPa}} = 45,4 \text{ cm}^3 \quad (5-13)$$

Por lo tanto:

$$W = 45,4 \text{ cm}^3 < W_d = 54,7 \quad \text{VERIFICA}$$

5.4 MODELO TEORICO DE CABLES – PREDIMENSIONADO

En esta sección se analizará el comportamiento de un cable al que se le aplican cargas suspendidas puntuales entre dos apoyos. Se desea conocer la posición de equilibrio y las tensiones generadas en cada punto de aplicación de las cargas [Beer, Johnston y Einsenberg, 2007].

Los cables se utilizan en muchas aplicaciones de ingeniería como puentes colgantes, líneas de transmisión, teleféricos, contravientos para torres. Los cables pueden dividirse en dos categorías de acuerdo con las cargas que actúan sobre ellos: 1) cables que soportan cargas concentradas y 2) cables que soportan cargas distribuidas. En este caso se estudiará la primera opción.

5.5 CÁLCULO DE TENSIONES Y POSICIÓN DE EQUILIBRIO

En este análisis se utiliza la combinación de carga 4 de la Tabla 5-4.

Para el desarrollo de esta sección se toma como referencia el análisis de [De la Canal, 2020]. Se busca mediante un análisis de carga poder determinar la condición de equilibrio estático para el tramo colgante. El cable principal del tramo colgante, con apoyos en A y B ubicados en la margen izquierda y derecha respectivamente, soporta 25 cargas concentradas correspondientes a la carga transmitida por cada una de las péndolas según la Figura A2.2 del Anexo 2. La carga promedio en cada péndola resulta:

$$\text{Carga promedio en cada péndola} = P = \frac{D+L}{2 \cdot 25} = \frac{697,7}{50} = 13,95 \text{ KN} \quad (5-14)$$

Se conocen la distancia horizontal x_i desde el apoyo A hasta cada carga, como así también la distancia horizontal x_{AB} y la vertical z_{AB} entre los apoyos. La incógnita es la distancia vertical z_i desde el apoyo A hasta cada uno de los puntos C_i , como se indica en la Figura A2.2 del Anexo 2. Como la pendiente en los tramos de cable unidos en A y B no se conoce, cada una de las reacciones en A y B debe representarse con dos componentes. Por tanto, están involucradas

cuatro incógnitas y las tres ecuaciones de equilibrio que se tienen disponibles no son suficientes para determinar las reacciones en A y B. Debido a que se conocen las coordenadas x_D e z_D de un punto D del cable (Figura A2.2 del Anexo 2) correspondiente al centro de la pasarela, es posible obtener una relación adicional para determinar las reacciones en A y B.

A continuación, se desarrollan los pasos para determinar las incógnitas y poder así determinar la forma del cable y las tensiones en cada segmento del mismo.

1- Ecuación de equilibrio de momentos sobre la sección izquierda en el punto B para hallar R_{AZ} a partir de la Figura A2.2 del Anexo 2.

$$\Sigma M_B = 0$$

$$\Sigma M_B = (R_{AZ} * x_{AB}) - (P * (x_{AB} - x_1)) - (P * (x_{AB} - x_2)) - (P * (x_{AB} - x_3)) - \dots - (P * (x_{AB} - x_{25})) = 0$$

$$\Sigma M_B = (R_{AZ} * x_{AB}) - (P * \sum_{i=1}^{25} (x_{AB} - x_i)) = 0$$

$$R_{AZ} = \frac{(P * \sum_{i=1}^{25} (x_{AB} - x_i))}{x_{AB}} = 174,4 \text{ KN} \quad (5-15)$$

2- Ecuación de equilibrio de momentos sobre la sección izquierda en el punto D para hallar R_{AX} a partir de la Figura A2.2 del Anexo 2.

$$\Sigma M_D = 0$$

$$\Sigma M_D = (R_{AZ} * x_D) - (R_{AX} * z_D) - (P * (x_D - x_1)) - (P * (x_D - x_2)) - \dots - (P * (x_D - x_{12})) = 0$$

$$\Sigma M_D = (R_{AZ} * x_D) - (R_{AX} * z_D) - (P * \sum_{i=1}^{12} (x_D - x_i)) = 0$$

$$R_{AX} = \frac{(R_{AZ} * x_D) - (P * \sum_{i=1}^{12} (x_D - x_i))}{z_D} = 485,3 \text{ KN} \quad (5-16)$$

3- Ecuación de equilibrio de fuerzas verticales para hallar R_{BZ} a partir de la Figura A2.2 del Anexo 2.

$$\Sigma F_z = 0$$

$$\Sigma F_z = R_{AZ} - (25 * P) + R_{BZ} = 0$$

$$R_{BZ} = (25 * P) - R_{AZ} = 174,4 \text{ KN} \quad (5-17)$$

4- Ecuación de equilibrio de fuerzas horizontales para hallar R_{BX} a partir de la Figura A2.2 del Anexo 2.

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_x = -R_{AX} + R_{BX} = 0$$

$$R_{BX} = R_{AX} = 485,3 \text{ KN} \quad (5-18)$$

5- Ecuación de equilibrio de momentos sobre la sección izquierda en cada punto i para hallar cada valor de z_i a partir de la Figura A2.2 del Anexo 2.

Para determinar la distancia vertical z_i en los puntos donde el cable principal está unido a cada péndola, se debe cortar la sección y tomar momento de la sección izquierda. Surgen 13 distancias incógnitas correspondiente a las posiciones de las péndolas del lado izquierdo de la pasarela (las distancias del lado derecho se consideran simétricas respecto del lado izquierdo).

$$\Sigma M_1 = 0$$

$$(R_{AZ} * x_1) - (R_{AX} * z_1) = 0$$

$$z_1 = \frac{(R_{AZ} * x_1)}{R_{AX}} = 0,36m$$

$$\Sigma M_2 = 0$$

$$(R_{AZ} * x_2) - (R_{AX} * z_2) - (P * (x_2 - x_1)) = 0$$

$$z_2 = \frac{(R_{AZ} * x_2) - (P * (x_2 - x_1))}{R_{AX}} = 1,02m$$

$$\Sigma M_i = 0$$

$$(R_{AZ} * x_i) - (R_{AX} * z_i) - (P * (x_i - x_1)) - (P * (x_i - x_2)) - (P * (x_i - x_3)) - \dots - (P * (x_i - x_{i-1})) = 0$$

$$z_i = \frac{(R_{AZ} * x_i) - (P * (x_i - x_1)) - (P * (x_i - x_2)) - (P * (x_i - x_3)) - \dots - (P * (x_i - x_{i-1}))}{R_{AX}} \quad (5-19)$$

6- Cálculo de la pendiente en cada punto de aplicación de la carga.

A partir del cálculo de la pendiente en cada punto de aplicación de las cargas se pueden determinar las tensiones en el cable principal en las posiciones requeridas. Utilizando el diagrama de cuerpo libre con la notación de la Figura 5-3 se puede determinar la pendiente:

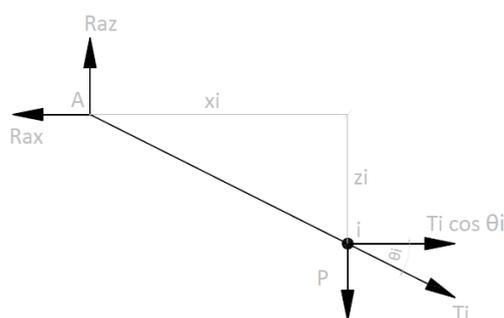


Figura 5-3: Diagrama de cuerpo libre de un segmento del cable.

Obteniendo la siguiente relación en cada punto:

$$\tan \theta_i = \frac{z_i}{x_i} \quad (5-20)$$

7- Ecuación de equilibrio de fuerzas horizontales para hallar T_i .

$$\Sigma F_X^1 = 0$$

$$-R_{AX} + T_1 * \cos \theta_1 = 0$$

$$T_1 = \frac{R_{AX}}{\cos \theta_1} = 515,7 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_X^2 = 0$$

$$-R_{AX} + T_2 * \cos \theta_2 = 0$$

$$T_2 = \frac{R_{AX}}{\cos \theta_2} = 512,6 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_X^i = 0$$

$$-R_{AX} + T_i * \cos \theta_i = 0$$

$$T_i = \frac{R_{AX}}{\cos \theta_i} \quad (5-21)$$

Se puede observar que las coordenadas del cable principal determinadas en la Tabla A2-1 del Anexo 2 representan una curva parabólica. Además, la máxima tensión se presenta en el tramo cercano a las torres y la mínima se da en la zona central de la pasarela colgante.

5.5.1 VERIFICACION DE LAS PÉNDOLAS

El esfuerzo que resiste cada péndola es de 13,95 KN según lo mencionado en la expresión (5-14) de la sección 5.5, por lo que la carga requerida es:

$$\text{Carga requerida} = 13,95 \text{ KN} * 5 = 69,75 \text{ KN} \quad (5-22)$$

Las péndolas adoptadas poseen una carga máxima de rotura (CMR) de 80 KN, por lo que estas **verifican**.

5.5.2 VERIFICACION DEL CABLE PRINCIPAL

El esfuerzo máximo a resistir por el cable principal se da en el tramo de cable más cercano a las torres y es de **515,7 KN** según la Tabla A2-1 del Anexo 2, la carga requerida resultante es:

$$\text{Carga requerida} = 515,7 \text{ KN} * 5 = 2578 \text{ KN} \quad (5-23)$$

El cable principal adoptado posee una carga máxima de rotura (CMR) de 2760 KN, por lo que este **verifica**.

6 CAPITULO: MODELO DE ELEMENTOS FINITOS – CARGA DE VIENTO

6.1 INTRODUCCION

En este capítulo se describirá el modelo de cada tramo de la pasarela, obteniendo y verificando las tensiones y deformaciones generadas por las cargas actuantes. Se busca representar a la estructura lo más real posible en cuanto al comportamiento, materiales, cargas, uniones.

Se describirá el tipo de mallado seleccionado, los distintos elementos empleados para representar la perfilera metálica, los cables (para el tramo colgante), las condiciones de borde y las condiciones iniciales de la estructura.

Además, se estudiará la estructura colgante dinámicamente para analizar el comportamiento de la misma ante la carga de viento.

6.2 MODELO DEL TRAMO COLGANTE

6.2.1 MODELADO Y MALLADO

En primera instancia se utilizan las secciones resultantes del predimensionado para los perfiles y los cables a emplear en Abaqus. Debido a la magnitud de las cargas actuantes a partir de las combinaciones de carga se realizan modificaciones de las secciones del predimensionado hasta que las mismas verifiquen.

El modelo de la estructura comienza con el ingreso de datos a través de un archivo de texto de extensión INP, donde se ingresan los nodos, elementos, materiales, secciones, cargas, etc. Luego, se emplean una interfaz gráfica y archivos de salida para visualizar y verificar esfuerzos y deformaciones del tramo colgante de la pasarela.

De acuerdo a los elementos usados para representar los perfiles y los cables, es necesaria la utilización de conectores que permitan compatibilizar la unión de elementos con distintos grados de libertad, donde los perfiles se definen con 6GL (3 desplazamientos y 3 giros) y los cables con 3GL (3 desplazamientos).

El mallado de la estructura se genera dando la conectividad de elementos. Se definen nodos a través de coordenadas (X, Y, Z) y a través de segmentos de nodo a nodo se caracterizan los elementos que forman el tramo colgante.

Los elementos son representados por líneas que corresponden al eje baricéntrico de la sección y estos están en un mismo plano.

En la Figura 6.1 se presenta un esquema del modelo completo del tramo colgante utilizado para el cálculo de las solicitaciones y verificaciones de la estructura.

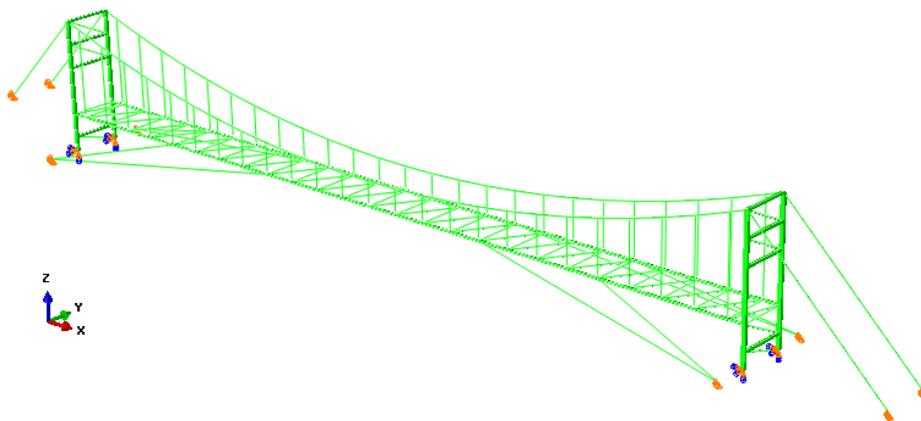


Figura 6.1: Modelo completo del tramo colgante de la pasarela.

6.2.2 ELEMENTOS

La descripción y utilización de los elementos del software de cálculo Abaqus mencionados en esta sección son referenciados a partir de [Simulia, 2011].

6.2.2.1 BARRAS

Los elementos tipo barra (Truss) fueron utilizados para modelar los cables principales, péndolas y cables de viento. Todos estos elementos son flexibles y solo admiten esfuerzos de tracción.

Para describir adecuadamente a los cables principales es necesario el uso de elementos Truss T3D3, los cuales poseen 3 nodos. De acuerdo a la trayectoria curva que presentan, estos elementos utilizan interpolación cuadrática. Los nodos tienen 3 grados de libertad que representan los desplazamientos según los 3 ejes de referencia.

Para las péndolas y cables de viento se utilizan elementos Truss de 2 nodos (T3D2). Debido a su trayectoria recta en la estructura, los Truss de 2 nodos representan adecuadamente su comportamiento utilizando interpolación lineal. Al igual que los T3D3 tienen 3 grados de libertad por nodo.

6.2.2.2 VIGAS

El modelo del elemento Beam consiste en:

- Elegir la sección transversal.
- Elegir el tipo de elemento de viga apropiado.
- Definir la orientación de la sección transversal.

6.2.2.2.1 SECCIÓN TRANSVERSAL

La elección de la sección transversal es determinada por la geometría de la sección transversal del perfil adoptado y su comportamiento. La sección puede ser definida eligiendo las secciones disponibles desde la librería de Abaqus (cajón, tubular, circular, rectangular, hexagonal, trapezoidal, I, L, T, arbitraria) o especificando el área, momentos de inercia, rigidez torsional. La elección del tipo de sección transversal determina la base con la cual Abaqus calcula las fuerzas axiales y cortantes.

6.2.2.2.2 TIPOS DE ELEMENTOS VIGA (BEAM)

Abaqus ofrece un amplio rango de elementos Beam, los elementos de la librería incluyen:

- Vigas de Euler-Bernoulli en el plano y en el espacio.
- Vigas de Timoshenko en el plano y en el espacio.
- Interpolación lineal, cuadrática y cúbica.
- Warping (sección abierta).
- Elementos tubulares.
- Formulación híbrida.

Las vigas de Euler-Bernoulli (B23, B23H, B33 y B33H) no permiten deformación cortante transversal, las secciones planas permanecen planas y normales al eje de la viga. Las vigas de Euler-Bernoulli usan funciones de interpolación cúbica, con lo cual se obtiene buena exactitud en los resultados, en especial en casos que involucran cargas distribuidas a lo largo de la viga.

Las vigas de Euler-Bernoulli empleadas en el modelo son las de tipo B33, las cuales se utilizan para los elementos que conforman el tablero de la pasarela y para las torres. Los nodos tienen 6 grados de libertad que representan los desplazamientos y giros según los 3 ejes de referencia.

6.2.2.3 CONECTORES

Los elementos Truss poseen 3 GL relacionados a los desplazamientos y estos no poseen rigidez a flexión. Los elementos Beam poseen 6 GL asociados a desplazamientos y giros y presentan rigidez a flexión. En la unión de estos se presenta una incompatibilidad donde solo deben transmitirse los desplazamientos desde un elemento Beam a uno Truss.

Para salvar este inconveniente es necesaria la utilización de elementos conectores del tipo “Join”. Se presenta esta situación en la vinculación entre las vigas del tablero de la pasarela con las péndolas y en la conexión de las torres con el cable principal. Este conector funciona como una rótula, como la mostrada en la Figura 6.2.

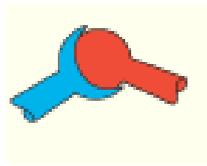


Figura 6.2: Elemento Join.

El conector posee dos nodos los cuales son unidos en un extremo al Truss y en el otro al Beam transmitiendo solo los desplazamientos.

6.2.3 SECCIONES

Dentro del modelado de la pasarela se deben definir las secciones correspondientes a los distintos elementos de la estructura.

Cuando se especifican las secciones es necesario determinar el tipo de sección (cajón, I, L, etc.), sus dimensiones y la orientación de la misma a través de los cosenos directores del primer eje de la sección respecto a los ejes globales.

6.2.3.1 ORIENTACIÓN DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

La orientación es definida en términos de un eje local de coordenadas que sigue la regla de la mano derecha (t, n_1, n_2). Donde t es la tangente sobre el eje del elemento, positiva en la dirección desde el primer al segundo nodo y n_1 y n_2 son vectores que definen las direcciones locales 1 y 2 de la sección transversal.

En la Figura 6.3 se puede observar cómo se definen los ejes de la sección:

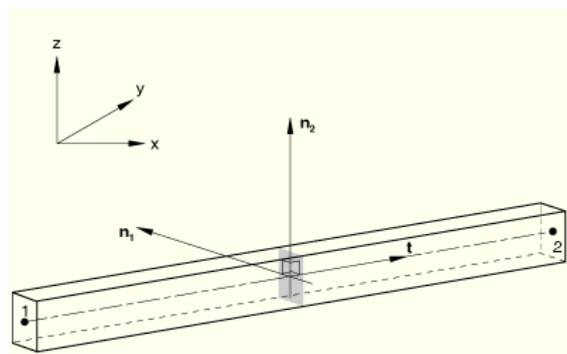


Figura 6.3: Ejes locales del elemento.

6.2.4 MATERIALES

Para definir a los materiales deben especificarse sus propiedades tales como el módulo de Young E , el coeficiente de Poisson, la densidad y el comportamiento del material (elástico).

En cuanto a los cables, los mismos están constituidos por alambres de menor sección torsionados y en contacto. En primera instancia, los cables presentan gran deformación ante un esfuerzo de tracción por la existencia de espacios entre los alambres que lo constituyen. Al aumentar la carga, los cables se acomodan habiendo mayor contacto entre los mismos, generándose un efecto de fricción. Dicho efecto brinda una mayor resistencia, es decir, el cable en su conjunto posee un módulo de Young (E) mayor.

Además, los cables trabajan a tracción y tienen baja resistencia a la flexión. Ante un esfuerzo de compresión el cable no ofrece resistencia y se dobla, por lo que el software de cálculo para simular este comportamiento le asigna un módulo de Young E igual 0.

6.2.5 CONDICIONES DE BORDE

Las condiciones de borde están relacionadas a los movimientos restringidos por la vinculación externa de la estructura. En el caso de la pasarela habrá apoyos fijos, que restringen el desplazamiento en cualquier dirección, los cuales estarán ubicados en el contacto entre los tensores de las márgenes y los cables de viento con los dados de hormigón de los anclajes.

Además, existirán empotramientos en el contacto entre el extremo inferior de las torres con la estructura de fundación, restringiendo los desplazamientos y los giros.

En la Figura 6.4 se puede observar las condiciones de vínculo utilizadas en el modelo:

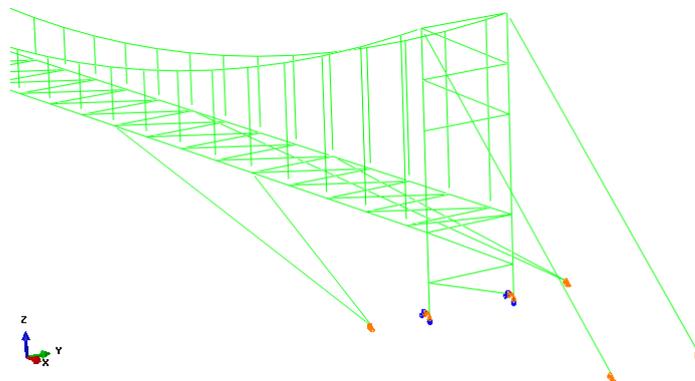


Figura 6.4: Condiciones de vínculo del tramo colgante.

6.2.6 CONDICIONES INICIALES

Deben introducirse tensiones iniciales en los cables principales, péndolas, tensores de las márgenes y cables de viento para darle rigidez a la estructura y asegurar las condiciones de servicio del tramo colgante. Mediante un análisis teórico de cables, realizando el mismo procedimiento que en la sección 5.5, considerando solo la carga de peso propio D se determina una primera aproximación al valor de las tensiones a aplicar. Luego a través de un proceso iterativo se van modificando estas tensiones hasta que la variación entre iteraciones sea menor al 1%.

Por otro lado, las deformaciones verticales deben mantenerse por debajo de los valores admisibles determinados por la expresión (4-4) de la sección 4.7.8, siendo este un valor de referencia ya que el tramo colgante al ser una estructura flexible y esbelta, tiene un comportamiento distinto a las estructuras comúnmente tratadas en el [CIRSOC 301, 2005].

En este caso en el modelo para la combinación de carga (7) definida en la sección 4.7.8, la flecha máxima observada tiene un valor de 0,37m. Se desea dar una contraflecha de 0,2m al tramo colgante a fin de reducir la profundidad del valle en la zona central y evitar que dificulte la circulación de los peatones y ciclistas ante condiciones climáticas adversas. Para ello es necesario asignarle cierto valor de tensiones a los cables principales primordialmente. En la Figura 6.5 se puede observar un esquema de la deformada del tramo colgante, donde se puede apreciar el máximo desplazamiento vertical en el centro de la misma para la combinación de carga mencionada.

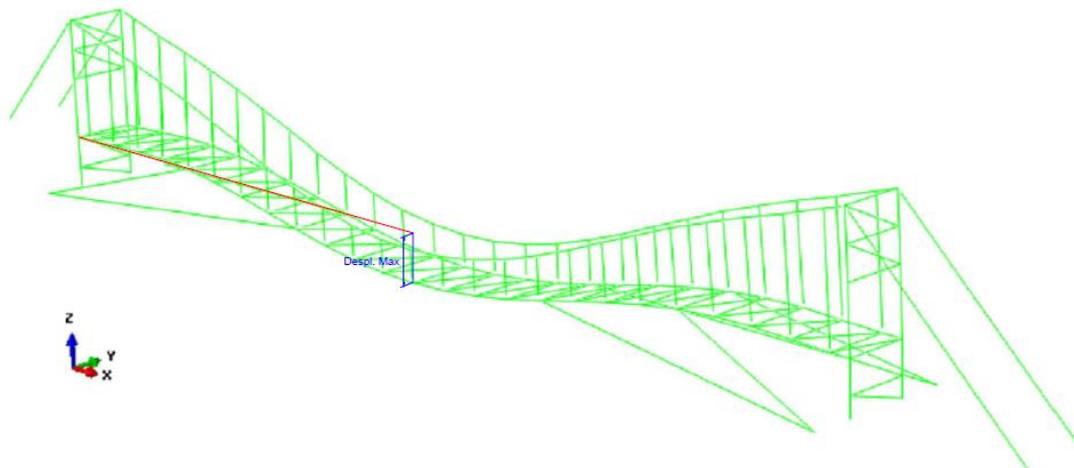


Figura 6.5: Flecha máxima del tramo colgante.

6.3 MODELO DEL TRAMO CONVENCIONAL

6.3.1 MODELO Y MALLADO

Se pretende para este tramo de pasarela utilizar la misma perfilera con las mismas secciones que la correspondiente al tablero del tramo colgante. Para analizar la estructura se modelan dos tramos representativos pudiendo apreciar el comportamiento completo de todo el tablero. Se realizan variaciones en la geometría del modelo para cumplir con los estados límites últimos y de servicio, quedando así determinada la separación entre pilas. Luego con las reacciones de vínculo obtenidas, es posible dimensionar las pilas del tramo.

El modelo del tramo convencional también se realiza en el software de cálculo Abaqus de igual forma que para el tramo colgante como se mencionó en la sección 6.2.1. En este caso, se emplearon elementos del tipo Beam para todos los elementos componentes de la estructura.

En cuanto a las condiciones de borde, se utilizaron apoyos dobles y simples para el tablero.

Con el modelo analizado, se obtuvieron esfuerzos y deformaciones para verificar los elementos ante las cargas actuantes.

En la Figura 6.6 se presenta un esquema del modelo del tramo convencional con sus condiciones de borde.

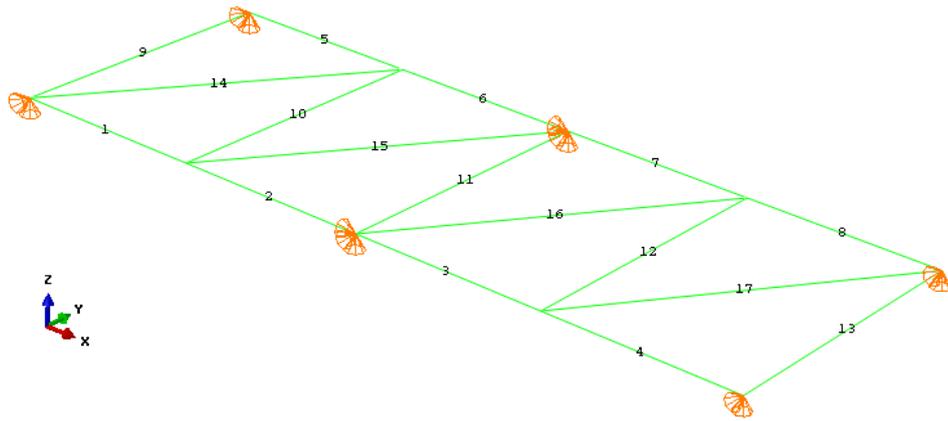


Figura 6.6: Modelo del tramo convencional de la pasarela.

6.4 ANALISIS DINAMICO DEL TRAMO COLGANTE

Cada estructura tiene asociados modos propios de vibración que dependen de su rigidez, de su masa y de los vínculos. Estos modos corresponden a los autovalores y autovectores siendo los autovalores el cuadrado de la frecuencia de vibración y el autovector representa la forma de vibración (no es posible determinar la amplitud de la vibración).

Del modelo de la pasarela realizado en Abaqus se obtuvieron los modos y frecuencias de vibración. A continuación, se observan en las Figuras 6.7 a 6.9, los modos con sus correspondientes frecuencias:

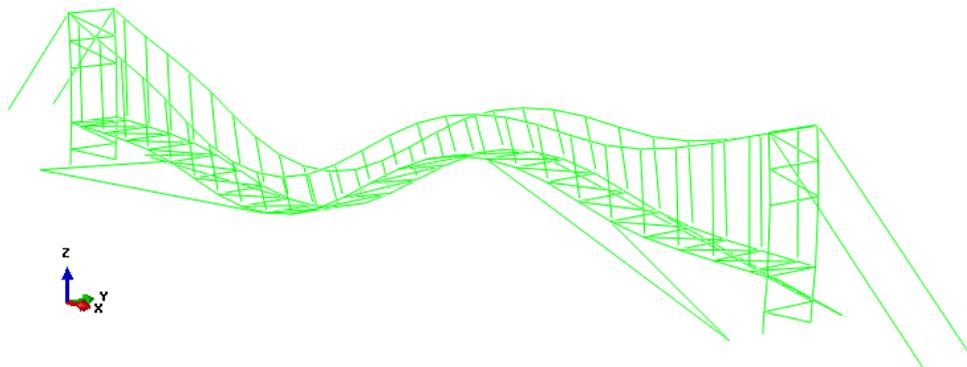


Figura 6.7: Primer modo de vibración del tramo colgante f_1 : 1,78Hz (Flexional).

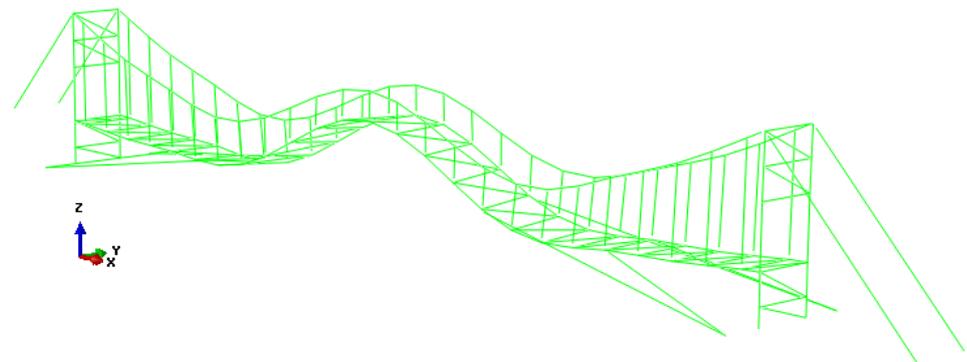


Figura 6.8: Segundo modo de vibración del tramo colgante f_2 : 2,2Hz (Flexional).

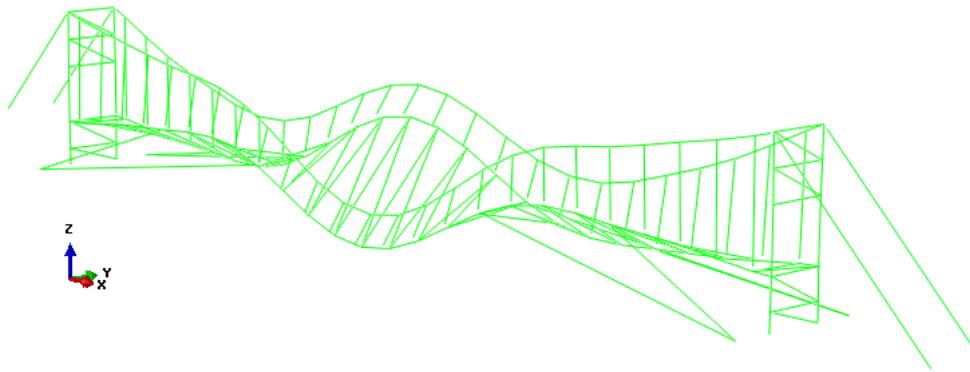


Figura 6.9: Tercer modo de vibración del tramo colgante f_3 : 2,36Hz (Torsional).

Se analizan los modos de vibración de la estructura, en especial la frecuencia fundamental f_1 que resulta mayor a 1 Hz. Por ello en el tramo colgante no habrá presencia de fenómenos de inestabilidad aeroelástica cuando sobre la estructura actúe la carga de viento.

6.5 ANALISIS DE VIENTO

6.5.1 CARGA DE VIENTO PARA EL TRAMO COLGANTE

En la sección 4.7.4 se mencionó que era necesario conocer el comportamiento dinámico del tramo colgante para analizar la carga de viento. Debido a que la frecuencia del modo fundamental es mayor a 1 Hz, es posible utilizar el método analítico cumpliendo con las hipótesis del artículo 5.1 del [CIRSOC 102, 2005]:

1. El edificio u otra estructura es de forma regular.
2. El edificio u otra estructura no posee características de respuesta que den lugar a cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a 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.

A continuación, se desarrolla el cálculo de la carga de viento sobre este tramo. Todas las tablas y fórmulas utilizadas corresponden al [CIRSOC 102, 2005].

Se comienza encontrando las presiones dinámicas q_z según el artículo 5.10:

$$q_z = 0,613 \cdot k_z \cdot k_{zt} \cdot k_d \cdot V^2 \cdot I \quad \left(\frac{N}{m^2} \right) \quad (6-1)$$

Siendo:

K_d : factor de direccionalidad del viento definido en el artículo 5.4.4.

K_z : coeficiente de exposición para la presión dinámica según el artículo 5.6.4.

K_{zt} : factor topográfico definido en el artículo 5.7.2.

V : velocidad básica del viento.

I : factor de importancia definido en el artículo 5.5.

Se determina la velocidad básica del viento según la Figura 1A, obteniendo para la ciudad de San Carlos de Bariloche:

$$V = 46 \text{ m/s}$$

Para obtener el valor I, primero debemos clasificar a la estructura según la Tabla A-1 del Apéndice A como categoría I (bajo riesgo para la vida humana) y luego mediante la Tabla 1 obtenemos:

$$I = 0,87$$

Se adopta un factor topográfico:

$$K_{zt} = 1$$

El valor de k_d se obtiene según la Tabla 6, donde en el caso de torres reticuladas es igual a:

$$k_d = 0,85$$

El valor de k_z se calcula según la Tabla 5, teniendo en cuenta que la estructura está en una categoría de exposición C (terreno abierto plano). En la Tabla 6-1 se pueden observar los valores de las presiones dinámicas q_z para las distintas alturas:

Altura (m)	q_z (N/m ²)
0-5	834,51
6	863,29
7,5	901,66
9	940,03

Tabla 6-1: Valor de q_z .

El factor de efecto de ráfaga I para una estructura flexible se obtiene del artículo 5.8.2:

$$G = 0,925 \cdot \left(\frac{1 + 1,7 \cdot I_{\bar{z}} \cdot \sqrt{g_Q^2 \cdot Q^2 + g_R^2 \cdot R^2}}{1 + 1,7 \cdot g_V \cdot I_{\bar{z}}} \right) \quad (6-2)$$

Dónde:

g_Q y g_V se deben adoptar igual a 3,4.

g_R se determina con la siguiente expresión, con $n_1 = f_1 = 1,78$ Hz.

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600n_1)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(3600n_1)}} \quad (6-3)$$

$$g_R = 4,32$$

De la siguiente expresión se puede calcular la intensidad de turbulencia $I_{\bar{z}}$ a la altura \bar{z} :

$$I_{\bar{z}} = c \left(\frac{10}{\bar{z}} \right)^{1/6} \quad (6-4)$$

Dónde:

c: se obtiene de la Tabla 4 de la norma [CIRSOC 102, 2005] según el tipo de exposición de la estructura.

\bar{z} : es la altura equivalente de la estructura.

\bar{z} es igual a $0,6 \cdot h$ (con h igual a la altura de la estructura) pero no menor que z_{\min} obtenido de la Tabla 4 [CIRSOC 102, 2005]. En este caso, resulta $z_{\min} = 4,6\text{m}$ y $0,6 \cdot 9 = 5,4\text{m}$, por lo tanto, se adopta $\bar{z} = 5,4\text{m}$.

$$I_{\bar{z}} = 0,2 \left(\frac{10}{5,4} \right)^{1/6}$$

$$I_{\bar{z}} = 0,22$$

De la expresión (6-5) podemos obtener Q:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,63 \left(\frac{B+h}{L_{\bar{z}}} \right)^{0,63}}} \quad (6-5)$$

Dónde:

Q: respuesta base de la estructura.

B: dimensión horizontal medida perpendicularmente a la dirección del viento, en m.

h: altura de la estructura.

$L_{\bar{z}}$: Escala de longitud integral de la turbulencia a la altura equivalente, se obtiene de la expresión:

$$L_{\bar{z}} = \ell \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{\bar{\xi}} \quad (6-6)$$

Dónde:

ℓ y $\bar{\xi}$ se obtienen de la Tabla 4.

Obteniendo:

$$L_{\bar{z}} = 152 \left(\frac{5,4}{10} \right)^{0,2}$$

$$L_{\bar{z}} = 134,4$$

Entonces en este caso para B = 50m y h = 9m, Q resulta:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0,63 \left(\frac{50 + 9}{134,4} \right)^{0,63}}}$$

$$Q = 0,852$$

El factor de respuesta resonante R, se obtiene de la siguiente expresión:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0,53 + 0,47 R_L)} \quad (6-7)$$

Siendo:

$$R_n = \frac{7,47 N_1}{(1 + 10,3 N_1)^{5/3}} \quad (6-8)$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_{\bar{z}}}{\bar{V}_{\bar{z}}} \quad (6-9)$$

$$N_1 = \frac{1,78 L_{\bar{z}}}{\bar{V}_{\bar{z}}}$$

n_1 : Primera frecuencia natural.

$L_{\bar{z}}$: Escala de longitud integral de la turbulencia a la altura equivalente.

\bar{V}_z : Velocidad media horaria del viento a la altura z, en m/s.

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left(\frac{z}{10} \right)^{\bar{\alpha}} V \quad (6-10)$$

$$\bar{V}_z = 0,65 \left(\frac{5,4}{10} \right)^{0,154} = 46 \text{ m/s}$$

Donde \bar{b} y $\bar{\alpha}$ se obtienen de la Tabla 4 [CIRSOC 102, 2005], V es la velocidad básica del viento y $\bar{z} = 5,4$.

Entonces:

$$\bar{V}_z = 27,2 \text{ m/s}$$

Por lo tanto:

$$N_1 = 8,79$$

$$R_n = 0,0347$$

Por otro lado, R_h , R_B , R_L se obtienen de las siguientes expresiones:

- $R_l = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta})$ para $\eta > 0$
- $R_l = 1$ para $\eta = 0$
- $R_l = R_h$ cuando $\eta = 4,6n_1 h / \bar{V}_z$
- $R_l = R_B$ cuando $\eta = 4,6n_1 B / \bar{V}_z$
- $R_l = R_L$ cuando $\eta = 15,4n_1 L / \bar{V}_z$

Para el caso de R_h :

$$\begin{aligned} h &= 9 \text{ m} \\ \eta &= 2,71 > 0 \\ R_h &= 0,302 \end{aligned}$$

Para el caso de R_B :

$$\begin{aligned} B &= 50 \text{ m} \\ \eta &= 15,05 > 0 \\ R_B &= 0,064 \end{aligned}$$

Para el caso de R_L :

$$\begin{aligned} L &= 3 \text{ m} \\ \eta &= 3,02 > 0 \\ R_L &= 0,276 \end{aligned}$$

Entonces, con los valores obtenidos y con $\beta = 0,005$ para estructuras metálicas, podemos calcular R:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0,53 + 0,47 R_L)} \quad (6-11)$$

$$R = \sqrt{\frac{1}{0,005} 0,096 * 0,723 * 0,282 * (0,53 + 0,47 * 0,699)}$$

$$R = 0,298$$

Cálculo del factor de ráfaga G:

$$G = 0,925 \left(\frac{1 + 1,7I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1,7g_V I_z} \right) \quad (6-12)$$

$$G = 0,925 \left(\frac{1 + 1,7 * 0,22 * \sqrt{3,4^2 * 0,852^2 + 4,32^2 * 0,298^2}}{1 + 1,7 * 3,4 * 0,22} \right)$$

$$G = 0,89$$

Conocidas las presiones dinámicas podemos calcular la fuerza de viento de diseño según el artículo 5.13:

$$F = q_z G_f C_f A_f \quad (N) \quad (6-13)$$

Además, de acuerdo al Anexo II [CIRSOC 102, 2005], el artículo II.1 menciona que las cargas de viento sobre estructuras o partes de estructuras con relaciones de esbeltez $8 \leq l/b < 40$ se determinarán utilizando las siguientes expresiones:

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

$$F_x = G C_{fx} K_e A_f q_z \quad [N] \quad (II.2) \quad (6-14)$$

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

Siendo:

q_z: la presión dinámica evaluada a la altura z del baricentro del área A_f usando la exposición definida en el artículo 5.6.3.2.

G: el factor de efecto de ráfaga del artículo 5.8.

C_f: el coeficiente de fuerza neta de las Tablas II.1 y II.2.

C_{fx}, C_{fy}: los coeficientes de fuerza en la dirección de los ejes x e y de la estructura o elemento estructural de las Tablas II.3a, II.3b y II.4.

A_f: el área proyectada normal al viento igual a b. l.

b: la dimensión transversal definida en las Tablas II.1 a II.5.

l: la longitud de la estructura o elemento.

K_e: el factor de corrección por esbeltez de la Tabla II.6.

A partir de la Tabla II.6 del Anexo II se puede determinar el factor K_e en función de la esbeltez. Para el cálculo de C_f se emplean las Tabla II.3A para prismas rectangulares y la Tabla II.4 del Anexo II para perfiles estructurales, utilizándolas en los pilares de las torres y en las vigas longitudinales del tablero respectivamente.

En la Tabla 6-2 se puede observar la carga de viento en los elementos estudiados para distintas alturas obtenidos a partir de la expresión (II.1).

	z (m)	G	d (m)	b (m)	l (m)	d/b	l/b	A _f (m ²)	q _z (N/m ²)	K _e	C _f	F (N)
Pilares de las Torres	2,5	0,8904	0,17	0,24	2,5	0,7	10,42	0,6	834,51	0,7	2,85	889,4
	5	0,8904	0,17	0,24	2,5	0,7	10,42	0,6	834,51	0,7	2,85	889,4
	6	0,8904	0,17	0,24	1	0,7	4,17	0,24	863,29	1	2,85	525,8
	7,5	0,8904	0,17	0,24	1,5	0,7	6,25	0,36	901,66	1	2,85	823,7
	8,5	0,8904	0,17	0,24	1	0,7	4,17	0,24	940,03	1	2,85	572,5
Vigas	3	0,8904	0,074	0,16	2	0,46	12,5	0,32	834,51	0,775	2,05	377,8

Tabla 6-2: Carga de viento en los pilares de las torres y en las vigas longitudinales del tablero.

Las cargas de viento fueron determinadas para el tramo colgante suponiendo un comportamiento de la estructura de manera flexible. Luego de las distintas variaciones en la geometría y en las secciones que se realizaron para que cumpla con las condiciones de resistencia y deformaciones, el tramo colgante resultó comportarse de manera rígida. Por lo mencionado, habrá una variación del factor de ráfaga G y consecuentemente en las fuerzas de viento. Al analizar esta situación, serán 4,6% mayores los valores determinados en esta sección que los que tendría la estructura rígida. Más allá de esto, las cargas determinadas por comportamiento flexible son un caso más desfavorable que el otro, debiendo tenerse en cuenta en análisis posteriores.

6.5.2 CARGA DE VIENTO PARA EL TRAMO CONVENCIONAL

Para el tramo convencional es correcto aplicar el método analítico al analizar la carga de viento sobre la estructura ya que posee un comportamiento rígido con una frecuencia fundamental de **14,1 Hz** y cumple con las hipótesis del artículo 5.1 del [CIRSOC 102, 2005].

Para determinar la carga de viento sobre este tramo se realiza el mismo procedimiento que para el tramo colgante considerando un comportamiento rígido de la estructura. Se consideran pilas desde la fundación hasta el tablero cuyo cálculo se presenta en la sección 8.3.1.

En la Tabla 6-3 se presenta la carga de viento sobre los elementos del tramo convencional obtenidos a partir de la expresión (II.1).

	z (m)	G	d (m)	b (m)	l (m)	d/b	l/b	A _f (m ²)	q _z (N/m ²)	K _e	C _f	F (N)
Pilas	2,5	0,854	3	0,9	2,5	0,7	10,42	2,25	834,51	1	1,5	2405,5
Viga	3	0,854	0,074	0,16	2	0,46	12,5	0,32	834,51	0,775	2,05	362,4

Tabla 6-3: Carga de viento en las pilas y en las vigas longitudinales del tablero.

7 CAPITULO: VERIFICACION ESTRUCTURAL DE LOS TRAMOS DE LA PASARELA

7.1 INTRODUCCION

Luego de la realización del modelo de la estructura con su correspondiente geometría, secciones, materiales, condiciones de borde y la aplicación de las distintas combinaciones de carga, el software nos brinda información a través de un archivo de texto. Nos presenta los esfuerzos axiales y de momento resultantes en cada elemento y los desplazamientos de cada nodo para cada combinación de carga.

A partir de los esfuerzos proporcionados se deben obtener las tensiones en cada elemento y verificarlos ante las sollicitaciones correspondientes.

Además, se diseñarán las uniones entre elementos para ambos tramos.

7.2 VERIFICACION DE TENSIONES

Las tensiones en los perfiles se obtienen a partir de los esfuerzos dados por el software a través de la expresión de flexión compuesta (7-1), obteniendo tensiones de tracción o compresión debido a que los elementos forman estructuras reticuladas sometidas a axil y momento.

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{F}{A} \pm \frac{M_y}{I_y} z_{m\acute{a}x} \pm \frac{M_z}{I_z} y_{m\acute{a}x} \quad (7-1)$$

Donde:

$\sigma_{m\acute{a}x}$: Tensión máxima en el elemento debido al esfuerzo axil y a los momentos flectores.

F: Máximo esfuerzo axil sobre el elemento.

A: rea del elemento que resiste el esfuerzo axil.

M_y : Máximo momento flector alrededor del eje "y" que actúa sobre elemento analizado.

M_z : Máximo momento flector alrededor del eje "z" que actúa sobre elemento analizado.

I_y : Momento de Inercia de la sección resistente a flexión del elemento estructural analizado respecto al eje y.

I_z : Momento de Inercia de la sección resistente a flexión del elemento estructural analizado respecto al z.

$y_{m\acute{a}x}$: Distancia máxima desde el eje neutro de la sección resistente a M_z al punto más alejado de ésta respecto al eje y.

$z_{m\acute{a}x}$: Distancia máxima desde el eje neutro de la sección resistente a M_y al punto más alejado de ésta respecto al eje y.

El primer término de la expresión (7-1) representa la tensión resultante del esfuerzo axil correspondiente y los restantes la tensión que surge de la aplicación de los momentos flectores sobre el elemento.

A partir de la superposición de estos esfuerzos (Figura 7.1) resulta la distribución de tensiones por flexión compuesta.

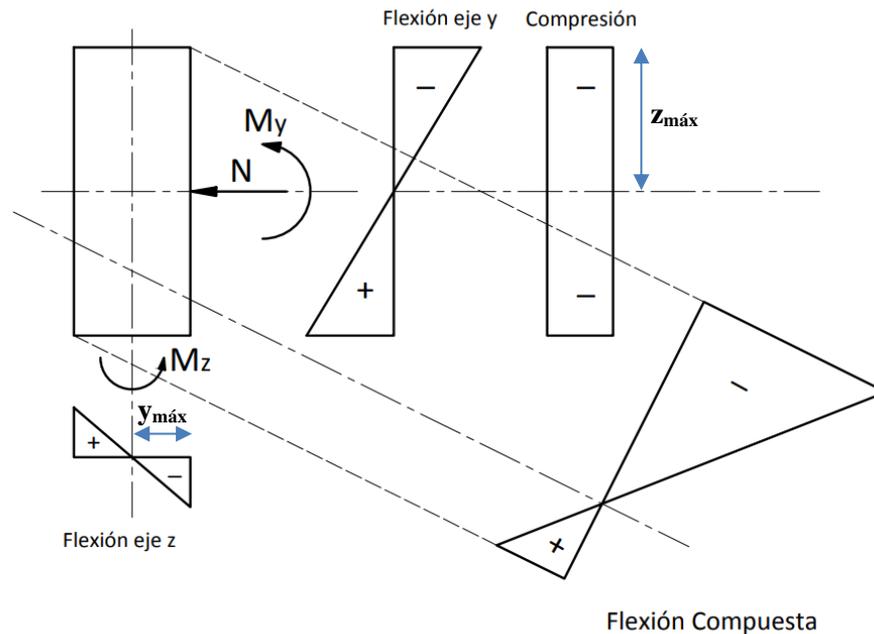


Figura 7.1: Diagrama de tensiones en flexión compuesta.

Con las tensiones máximas en cada elemento, resultantes de todas las combinaciones de carga analizadas, se procede a compararlas con la resistencia de diseño de los mismos. En el caso de los cables, las tensiones actuantes sobre estos son obtenidas del archivo brindado por Abaqus directamente.

7.3 VERIFICACION DEL TRAMO COLGANTE

7.3.1 VERIFICACION DE LOS CABLES

A partir de las normas [ASTM A603, 1998] y [ASTM A586, 2004] se obtienen las especificaciones técnicas de los cables de acero a emplear en el tramo colgante. Se pueden extraer características tales como la sección, el peso por unidad de longitud, la densidad, el módulo de Young (E) y la carga máxima de rotura (CMR).

Cuando se emplean cables en puentes debe aplicarse para el cálculo y verificación de los mismos un factor de seguridad de 5, utilizando las combinaciones de servicio.

Para los cables de viento, los cables principales y las péndolas para cada combinación se determina la tensión máxima requerida (Tablas A3-1 a A3-3 del Anexo 3) obteniendo el valor máximo de sollicitación y se lo compara con la tensión de diseño asociada a la CMR (Tabla 7-1).

Elementos	D (pulg)	D(mm)	Área (m2)	CMR (KN)	R diseño (N/m2)
Cable principal	2 3/4"	69,9	0,0029	4020	2,77E+08
Péndolas	11/16"	17,5	0,0001426	195	2,78E+08
Cables de viento	3/8"	9,5	0,000042	59	2,8E+08

Tabla 7-1: Tensión de diseño en los cables empleados en el tramo colgante.

- Verificación del cable principal

$$R \text{ requerida} = 2,73E+08 \text{ N/m}^2 < R \text{ diseño} = 2,77E+08 \quad \text{VERIFICA}$$

- Verificación de las péndolas

$$R \text{ requerida} = 2,43E+08 \text{ N/m}^2 < R \text{ diseño} = 2,78E+08 \quad \text{VERIFICA}$$

- Verificación de los cables de viento

$$R \text{ requerida} = 1,46E+08 \text{ N/m}^2 < R \text{ diseño} = 2,8E+08 \quad \text{VERIFICA}$$

Para los cables de viento se utilizó la menor sección posible brindada por la norma [ASTM A603, 1998] y se puede observar que hay cierta diferencia entre la resistencia requerida y la de diseño por lo que habría que analizar en trabajos posteriores como optimizar el uso de este material.

7.3.2 VERIFICACION DE LOS PERFILES

De acuerdo a la geometría de la pasarela, tanto el tablero de circulación como las torres son estructuras reticuladas. Los elementos que forman estos reticulados estarán solicitados a esfuerzos axiales y de flexión.

Obtenidas las tensiones máximas para cada combinación de carga, a partir de la expresión de flexión compuesta, podrá verificarse la resistencia de los perfiles.

7.3.2.1 RESISTENCIA DEL TABLERO

Se encuentra compuesto por vigas longitudinales, travesaños y diagonales (Figura 7.2). Estos elementos están sometidos a tracción y compresión (flexión compuesta), por lo que deben evaluarse los estados límites últimos y de servicio correspondientes.

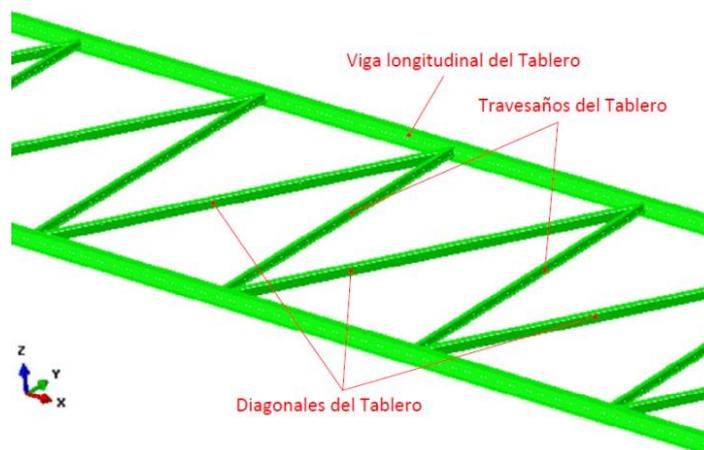


Figura 7.2: Esquema del tablero del tramo colgante.

7.3.2.1.1 VIGA LONGITUDINAL DEL TABLERO

Están constituidas por perfiles IPN 160. Se adopta un factor de longitud efectiva K igual a 0,5 ya que se emplean uniones soldadas para vincular estos elementos.

Tanto para el pandeo flexional alrededor de la dirección "z" (en el plano "xy") como para la dirección "y" (en el plano "xz") se considera una longitud no arriostrada de 2m correspondiente a la distancia entre los travesaños del tablero.

Para analizar el pandeo torsional se determinan los valores del módulo de alabeo C_w (7-2) y el módulo de torsión J (7-3).

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

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

Para el cálculo de la esbeltez local de la sección se considera el Caso 4 y 12 de la Tabla B.5.1 del [CIRSOC 301 (2005)] para las alas y el alma respectivamente.

En la Tabla 7-2 se muestran las tensiones de diseño asociadas a los estados últimos de fluencia en área bruta, rotura en área neta, pandeo flexional y torsional y la esbeltez local del elemento estructural:

VIGA LONGITUDINAL DEL TABLERO	Tracción (N/m ²)		Compresión (N/m ²)			Esbeltez local			
	Fluencia en área bruta	Rotura en área neta	Plano "xz"	Plano "xy"	Torsional	Alas		Alma	
						λ_{local}	λ_r	λ_{local}	λ_r
	2,12E+08	2,78E+08	1,97E+08	1,63E+08	1,73E+08	3,9	16,3	19,8	43,5

Tabla 7-2: Tensiones de diseño y esbeltez local de la viga longitudinal del tablero.

En la Tabla 7-3 se presenta la resistencia requerida indicando en que elementos y en que combinación de carga se manifiesta y se la compara con la resistencia de diseño calculada para los estados límites mencionados. En la Tabla A3-4 del Anexo 3 se muestran las solicitaciones obtenidas para cada combinación de carga.

	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
R req. máxima	1,46E+08	-1,59E+08
R diseño	2,12E+08	-1,63E+08
Comb. de carga	C2	C2
Elementos	132	132
	VERIFICA	VERIFICA

Tabla 7-3: Resistencia requerida y de diseño de la viga longitudinal del tablero.

La ubicación de los elementos mencionados en la Tabla 7-3 puede observarse en la Figura A3.1 del Anexo 3. Comparando los resultados de la Tabla 7-3 de resistencia requerida y de diseño, los elementos estructurales **verifican**. No hay reducción de resistencia por efecto del pandeo local al ser λ_{local} menor a λ_r .

7.3.2.1.2 TRAVESAÑOS DEL TABLERO

Están constituidas por perfiles IPN 80 y presentan una longitud de 3m. Se adopta un factor de longitud efectiva K igual a 0,5 ya que se emplean uniones soldadas para vincular estos elementos.

Para el cálculo del pandeo torsional se utilizan las expresiones (7-2) y (7-3) para determinar C_w y J.

Para el cálculo de la esbeltez local se considera el caso 4 y 12 de la Tabla B.5.1 del [CIRSOC 301, 2005] para las alas y el alma respectivamente.

En la Tabla 7-4 se muestran las tensiones de diseño asociadas a los estados últimos de fluencia en área bruta, rotura en área neta, pandeo flexional y torsional y la esbeltez local del elemento estructural:

TRAV TABLERO	Tracción (N/m ²)		Compresión (N/m ²)			Esbeltez local			
	Fluencia en área bruta	Rotura en área neta	Plano "yz"	Plano "xy"	Torsional	Alas		Alma	
						λ_{local}	λ_r	λ_{local}	λ_r
	2,12E+08	2,78E+08	1,79E+08	5,4E+07	1,78E+08	3,6	16,3	15,1	43,5

Tabla 7-4: Tensiones de diseño y esbeltez local de los travesaños del tablero.

En la Tabla 7-5 se compara la resistencia de diseño y la requerida indicando en que elementos y en que combinación de carga se presenta. En la Tabla A3-5 del Anexo 3 se muestran las solicitaciones obtenidas para cada combinación de carga.

	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
R req. máxima	3,08E+07	-1,95E+07
R diseño	2,12E+08	-5,40E+07
Comb. de carga	C5	C6
Elementos	184	160
	VERIFICA	VERIFICA

Tabla 7-5: Resistencia requerida y de diseño de los travesaños del tablero.

La ubicación de los elementos mencionados en la Tabla 7-5 puede observarse en la Figura A3.1 del Anexo 3. De acuerdo a la Tabla 7-5 los travesaños del tablero **verifican** ante las cargas aplicadas. No hay reducción de resistencia por efecto del pandeo local al ser λ_{local} menor a λ_r .

7.3.2.1.3 DIAGONALES DEL TABLERO

Están constituidas por perfiles L de 3" x 3" x 5/16" y presentan una longitud de 3,6m. Se considera un factor de longitud efectiva K igual a 0,5 al vincularse a través de soldaduras a otros elementos.

Para el cálculo de la esbeltez local se considera el Caso 6 de la Tabla B.5.1 del [CIRSOC 301, 2005].

En la Tabla 7-6 se muestran las tensiones de diseño asociadas a los estados últimos de fluencia en área bruta, rotura en área neta, pandeo flexional y la esbeltez local del elemento estructural.

DIAG TABLERO	Tracción (N/m ²)		Compresión (N/m ²)	Esbeltez local	
	Fluencia en área bruta	Rotura en área neta		Alas	
			λ_{local}	λ_r	
	2,12E+08	2,78E+08	9,1E+07	9,3	13,1

Tabla 7-6: Tensiones de diseño y esbeltez local de las diagonales del tablero.

En la Tabla 7-7 se presenta la resistencia requerida indicando en que elementos y en que combinación de carga se manifiesta y se la compara con la resistencia de diseño calculada para los estados límites mencionados. En la Tabla A3-6 del Anexo 3 se muestran las solicitaciones para cada combinación de carga.

	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
R req. máxima	2,76E+07	-3,43E+07
R diseño	2,12E+08	-9,1E+07
Comb. de carga	C5	C5
Elementos	133	158
	VERIFICA	VERIFICA

Tabla 7-7: Resistencia requerida y de diseño de las diagonales del tablero.

La ubicación de los elementos mencionados en la Tabla 7-7 puede observarse en la Figura A3.1 del Anexo 3. De acuerdo a la Tabla 7-7 las diagonales del tablero **verifican** ante las cargas aplicadas. No hay reducción de resistencia por efecto del pandeo local al ser λ_{local} menor a λ_r .

7.3.2.2 RESISTENCIA DE LAS TORRES

Las torres se encuentran formadas por dos pilares, travesaños que unen perpendicularmente ambos pilares y diagonales que rigidizan la estructura (Figura 7.3). Los perfiles estarán sometidos a tracción y compresión (flexión compuesta), por lo que deben evaluarse los estados límites últimos y de servicio correspondientes.

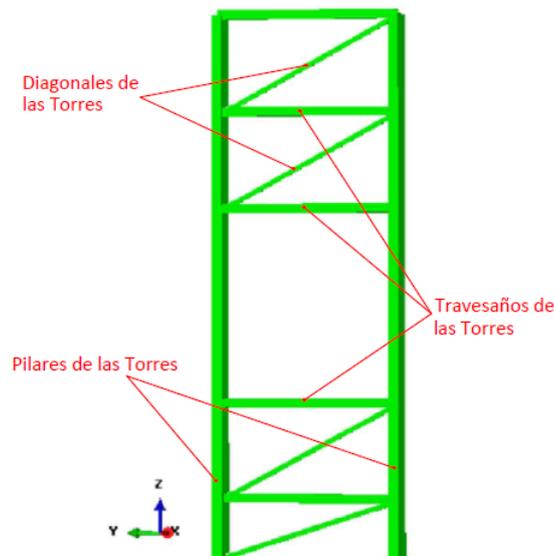


Figura 7.3: Esquema de las torres del tramo colgante.

7.3.2.2.1 PILARES DE LAS TORRES

Los pilares de las torres están formados por una sección de tipo cajón formada a partir de dos perfiles UPN240. Se considera para la verificación de los pilares que tienen una longitud de 6m (iniciando a la altura del tablero hasta la unión con el cable principal). Resulta esta longitud ya que por debajo del tablero se opta por utilizar pilas de hormigón armado que servirán de protección de la estructura ante crecidas y disminuirán los efectos generados por la erosión como se detalla en la sección 8.3.1.

Para el pandeo flexional alrededor del eje “y” (en el plano “xz”) la longitud no arriostrada corresponde a 6 m y se considera un factor K igual a 1 considerando a un extremo del pilar empotrado y al otro libre. En la dirección alrededor del eje “x” (en el plano “yz”), se considera una longitud no arriostrada correspondiente a la distancia entre travesaños de las torres, la cual es

variable a lo largo de la torre. Se adopta para la dirección “x” un factor de longitud efectiva K igual a 1 considerando las mismas condiciones que en la dirección “y”.

Para el cálculo de la esbeltez local se considera el Caso 10 de la Tabla B.5.1 del [CIRSOC 301, 2005] (para las alas y el alma).

En la Tabla 7-8 se muestra el cálculo de la esbeltez local del elemento estructural:

PILARES TORRES	Esbeltez local			
	Alas		Alma	
	λ_{local}	λ_r	λ_{local}	λ_r
	11,6	43,5	22,5	43,5

Tabla 7-8: Esbeltez local de los pilares de las torres.

En la Tabla 7-9 se compara la resistencia requerida y la de diseño y se presenta en que elementos y en que combinación de carga se manifiesta. Los pilares resultan solicitados solo a compresión.

Solicitud	Longitud	R requerida (N/m ²)	R diseño (N/m ²)	Comb. de carga	Elementos
Compresión (plano “yz”)	1,5m	-1,62E+08	-1,94E+08	C2	194
	3 m	-1,72E+08	-1,80E+08	C2	193-203
Compresión (plano “xz”)	6 m	-1,57E+08	-1,62E+08	C2	193-203

Tabla 7-9: Tensión requerida y de diseño de los pilares de las torres.

La ubicación de los elementos mencionados en la Tabla 7-9 puede observarse en la Figura A3.1 del Anexo 3. Comparando los resultados de la Tabla 7-9 de resistencia requerida y de diseño, los pilares de las torres **verifican**. No hay reducción de resistencia por efecto del pandeo local al ser λ_{local} menor a λ_r .

7.3.2.2.2 TRAVESAÑOS DE LAS TORRES

Están constituidas por una sección del tipo cajón formada a partir de dos perfiles UPN140. Para el pandeo flexional se considera una longitud no arriostrada de 3m y se adopta un factor de longitud efectiva K igual a 0,5 (uniones soldadas).

Para el cálculo de la esbeltez local se considera el Caso 10 de la Tabla B.5.1 del [CIRSOC 301, 2005].

En la Tabla 7-10 se muestran las tensiones de diseño asociadas a los estados últimos de fluencia en área bruta, rotura en área neta, pandeo flexional y la esbeltez local del elemento estructural:

TRAV TORRES	Tracción (N/m ²)		Compresión (N/m ²)		Esbeltez local			
	Fluencia área bruta	Rotura área neta	Plano “yz”	Plano “xy”	Alas		Alma	
					λ_{local}	λ_r	λ_{local}	λ_r
	2,12E+08	2,78E+08	1,88E+08	1,9E+08	12,6	43,5	17,1	43,5

Tabla 7-10: Tensiones de diseño y esbeltez local de los travesaños de las torres.

Se compara en la Tabla 7-11 la resistencia de diseño y la requerida indicando en que elementos y en que combinación de carga se manifiesta. En la Tabla A3-7 del Anexo 3 se muestran las solicitaciones para cada combinación de carga.

	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
R req. máxima	8,58E+06	-5,3E+06
R diseño	2,12E+08	-1,88E+08
Comb. de carga	C6	C2
Elementos	221	215
	VERIFICA	VERIFICA

Tabla 7-11: Resistencia requerida y de diseño de los travesaños de las torres.

En la Figura A3.1 del Anexo 3 se presenta un esquema de la ubicación de los elementos mencionados en la Tabla 7-11. De acuerdo a la Tabla 7-11 los travesaños de las torres **verifican**. No hay reducción de resistencia por efecto del pandeo local al ser λ_{local} menor a λ_r .

7.3.2.2.3 DIAGONALES DE LAS TORRES

Están formadas por perfiles L de 3" x 3" x 5/16". Para el pandeo flexional se considera una longitud no arriostrada de 3,35m y se adopta un factor de longitud efectiva K igual a 0,5 al vincularse a través de soldaduras a otros elementos.

Para el cálculo de la esbeltez local se considera el Caso 6 de la Tabla B.5.1 del [CIRSOC 301, 2005].

En la Tabla 7-12 se muestran las tensiones de diseño asociadas a los estados últimos de fluencia en área bruta, rotura en área neta, pandeo flexional y la esbeltez local del elemento estructural:

DIAG TORRES	Tracción (N/m ²)		Compresión (N/m ²)	Esbeltez local	
	Fluencia área bruta	Rotura área neta		Alas	
			λ_{local}	λ_r	
	2,12E+08	2,78E+08	9,1E+07	11,3	13,1

Tabla 7-12: Tensiones de diseño y esbeltez local de las diagonales de las torres.

En la Tabla 7-13 se presenta la resistencia requerida indicando en que elementos y en que combinación de carga se manifiesta y se la compara con la resistencia de diseño calculada para los estados límites mencionados. En la Tabla A3-8 del Anexo 3 se muestran las solicitaciones obtenidas para cada combinación de carga.

	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
R req. máxima	1,42E+06	-3,64E+07
R diseño	2,12E+08	-9,1E+07
Comb. de carga	C5	C5
Elementos	209	212
	VERIFICA	VERIFICA

Tabla 7-13: Resistencia requerida y de diseño de las diagonales de las torres.

La ubicación de los elementos mencionados en la Tabla 7-13 puede observarse en la Figura A3.1 del Anexo 3. Comparando los resultados de la Tabla 7-13 de resistencia requerida y de diseño, los elementos estructurales **verifican**. No hay reducción de resistencia por efecto del pandeo local al ser λ_{local} menor a λ_r .

7.3.3 VERIFICACION DE DESPLAZAMIENTO VERTICAL

El desplazamiento vertical admisible se determina según lo definido en la sección 4.7.8. Este valor de desplazamiento es considerado solamente como una referencia debido a que el tramo colgante de la pasarela, al ser una estructura flexible y esbelta, tiene un comportamiento distinto a las estructuras comúnmente tratadas en el [CIRSOC 301, 2005].

En la Tabla 7-14 se presentan los desplazamientos máximos para las combinaciones de servicio y el valor calculado a partir de la expresión (4-4) para una luz L de 50m.

Combinación	C7	C8	C9	C10	C11	C12	Ref. CIRSOC 301
Despl. Vertical (m)	0,45	0,17	0,33	0,33	0,17	-0,20	0,17
Nodo	17	44	135	44	72	135	

Tabla 7-14: Desplazamientos máximos verticales del tramo colgante.

Se puede observar que la deformación vertical máxima obtenida en la combinación C7 es mayor al valor obtenido del [CIRSOC 301, 2005].

7.4 VERIFICACION DEL TRAMO CONVENCIONAL

7.4.1 VERIFICACION DE PERFILES

En este tramo de pasarela el tablero de circulación es una estructura reticulada sometida a esfuerzos axiales y de flexión.

Debido a que se desea que las secciones de los elementos que forman el tablero sean las mismas que las del tramo colgante, se modificó la distancia entre pilas para que se verifiquen las condiciones para los estados últimos y los de servicio.

7.4.1.1 RESISTENCIA DEL TABLERO

El tablero del tramo convencional al igual que el del tramo colgante está compuesto por vigas longitudinales, travesaños y diagonales como se presenta en la Figura 7.2. Se considera utilizar las mismas características que las del tramo colgante relacionadas a la tipología de perfil, a las secciones, al factor de longitud efectiva k, al pandeo flexional, al pandeo torsional y al cálculo de la esbeltez local definidas en las secciones 7.3.2.1.1, 7.3.2.1.2 y 7.3.2.1.3. También, se utilizarán las tensiones de diseño asociadas a los estados límites últimos determinadas en las secciones mencionadas.

7.4.1.1.1 VIGA LONGITUDINAL DEL TABLERO

En la Tabla 7-15 se compara la resistencia de diseño y la requerida indicando en que elementos y en que combinación de carga se manifiesta para los estados límites mencionados. En la Tabla A3-9 del Anexo 3 se muestran las solicitaciones obtenidas para cada combinación de carga.

	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
R req. máxima	1,31E+08	-1,33E+08
R diseño	2,12E+08	-1,63E+08
Comb. de carga	C2	C2
Elementos	3-7	2
	VERIFICA	VERIFICA

Tabla 7-15: Resistencia requerida y de diseño de la viga longitudinal del tablero.

La ubicación de los elementos mencionados en la Tabla 7-15 puede observarse en la Figura 6.6. Comparando los resultados de la Tabla 7-15 de resistencia requerida y de diseño, las vigas longitudinales del tablero del tramo convencional **verifican**. No hay reducción de resistencia por efecto del pandeo local al ser λ_{local} menor a λ_r .

7.4.1.1.2 TRAVESAÑOS DEL TABLERO

En la Tabla 7-16 se presenta la resistencia requerida indicando en que elementos y en que combinación de carga se manifiesta y se la compara con la resistencia de diseño calculada para los estados límites mencionados. En la Tabla A3-10 del Anexo 3 se muestran las solicitaciones obtenidas para cada combinación de carga.

	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
R req. máxima	1,03E+07	-1,03E+07
R diseño	2,12E+08	-5,40E+07
Comb. de carga	C2	C2
Elementos	11	11
	VERIFICA	VERIFICA

Tabla 7-16: Resistencia requerida y de diseño de los travesaños del tablero.

La ubicación de los elementos mencionados en la Tabla 7-16 puede observarse en la Figura 6.6. En base a los resultados obtenidos de la Tabla 7-16 los travesaños del tablero del tramo convencional **verifican** ante las cargas aplicadas. Debe aclararse que al utilizar la misma sección y tipología de perfil que la correspondiente al tramo colgante, los travesaños del tablero del tramo convencional están trabajando muy por debajo de su resistencia de diseño por lo que habría que optimizarlas en trabajos posteriores. No hay reducción de resistencia por efecto del pandeo local al ser λ_{local} menor a λ_r .

7.4.1.1.3 DIAGONALES DEL TABLERO

Se compara en la Tabla 7-17 la resistencia de diseño y la requerida mostrando en que elementos y en que combinación de carga se manifiesta. En la Tabla A3-11 del Anexo 3 se muestran las solicitaciones obtenidas para cada combinación de carga.

	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
R req. máxima	1,83E+07	-2,06E+07
R diseño	2,12E+08	-9,1E+07
Comb. de carga	C2	C2
Elementos	14	14
	VERIFICA	VERIFICA

Tabla 7-17: Resistencia requerida y de diseño de las diagonales del tablero.

La ubicación de los elementos mencionados en la Tabla 7-17 puede observarse en la Figura 6.6. En base a los resultados obtenidos de la Tabla 7-17 las diagonales del tablero del tramo convencional **verifican** ante las cargas aplicadas. Al igual que para los travesaños del tablero, las diagonales del tablero del tramo convencional están trabajando muy por debajo de su resistencia de diseño por lo que habría que optimizarlas en trabajos posteriores. No hay reducción de resistencia por efecto del pandeo local al ser λ_{local} menor a λ_r .

7.4.2 VERIFICACION DEL DESPLAZAMIENTO VERTICAL

El desplazamiento vertical admisible se determina según lo definido en la sección 4.7.8. En este caso la pasarela convencional es una estructura con un comportamiento similar a las tratadas por la normativa.

En la Tabla 7-18 se presentan los desplazamientos máximos para las combinaciones de servicio y el valor calculado a partir de la expresión (4-4) para una luz L de 4m.

Combinación	C7	C8	C9	C10	C11	C12	Ref. CIRSOC 301
Despl. Vertical (m)	0,005	0,0004	0,004	0,004	0,0004	0,003	0,013
Nodo	7	7	7	7	7	7	

Tabla 7-18: Desplazamientos máximos verticales del tramo convencional.

La deformación vertical obtenida en la combinación C7 está por debajo del valor de referencia del [CIRSOC 301, 2005], cumpliendo con las condiciones de servicio.

7.5 UNIONES

7.5.1 INTRODUCCION

Las uniones empleadas en la pasarela son abulonadas, soldadas o una combinación de estas. Deben verificarse las solicitaciones máximas de todas las combinaciones de carga estudiadas.

Para las uniones soldadas se emplean electrodos con FEXX = 480MPa y los elementos estructurales son de acero F24 con Fy=235 MPa y Fu=370 MPa.

Para uniones soldadas de tipo filete se debe determinar el lado del mismo considerando la sección J.2.2 (b) del [CIRSOC 301, 2005] donde se dan especificaciones para el valor mínimo y máximo del cateto del filete.

Para determinar la resistencia de diseño de la soldadura se utilizan las expresiones (7-4) y (7-5) correspondientes a la rotura en el material de aporte o en el metal base respectivamente y se utiliza la Tabla J.2.5 del [CIRSOC 301, 2005].

El menor valor obtenido de dichas expresiones será la resistencia de diseño de la unión.

$$R_d = \phi F_{nw} A_w 10^{-1} \quad (7-4)$$

$$R_d = \phi F_{nBM} A_{BM} 10^{-1} \quad (7-5)$$

Donde:

ϕ : Factor de resistencia

F_{nw} : Resistencia nominal del material del electrodo.

A_w : Área efectiva de la soldadura.

F_{nBM} : Resistencia nominal del metal base.

A_{BM} : Área efectiva de la sección transversal del material base.

Se utilizarán en todos los casos para las uniones soldadas las de tipo filete, por practicidad y para evitar equivocaciones a la hora de ser ejecutadas, utilizando la expresión (7-4).

En el caso de utilizar perfiles armados, la unión entre los mismos se realizará con filetes intermitentes y se aplicará pintura epoxi para evitar el ingreso de agua.

7.5.2 UNIONES DEL TRAMO COLGANTE

7.5.2.1 UNIÓN VIGA DEL TABLERO - TRAVESAÑOS DEL TABLERO

Se plantea una unión soldada como la mostrada en la Figura A4.1 del Anexo 4. En la Tabla A4-1 del Anexo 4 se presentan las distintas características de la soldadura con sus correspondientes magnitudes. En la Tabla 7-19 se muestra la resistencia requerida y la de diseño.

Resistencia requerida (KN)	23,5
Resistencia de diseño (KN)	97,6

Tabla 7-19: Resistencia requerida y de diseño de la unión viga longitudinal – travesaños del tablero.

Debido a que la resistencia de diseño es mayor a la resistencia requerida la unión **verifica**. Existe cierta diferencia entre la resistencia de diseño y la requerida debido a que para el diseño se respetan las condiciones relacionadas al lado mínimo y máximo del filete y su longitud mínima. También, se busca representar el factor de longitud efectiva k adoptado.

7.5.3 UNIÓN PILAR TORRE – TRAVESAÑOS DE LA TORRE

En la Figura A4.2 del Anexo 4 se presenta un esquema de la unión soldada elegida y en la Tabla A4-2 del Anexo 4 se detallan características de la soldadura. En la Tabla 7-20 se muestra la resistencia requerida y la de diseño.

Resistencia requerida (KN)	48,2
Resistencia de diseño (KN)	170,8

Tabla 7-20: Resistencia requerida y de diseño de la unión del pilar y los travesaños de las torres.

La unión **verifica** ya que la resistencia requerida esta por debajo de la de diseño. Existe cierta diferencia entre la resistencia de diseño y la requerida debido a que al igual que en la unión anterior se respetan las mismas condiciones mencionadas.

7.5.4 UNIÓN DE LAS DIAGONALES DEL TABLERO

Se plantea una unión soldada como la mostrada en la Figura A4.3 del Anexo 4. En la Figura A4.4 del Anexo 4 se pueden observar la ubicación de las diagonales del tablero respecto a los travesaños y a la viga del mismo.

Para verificar estos elementos a compresión se adoptó un factor de longitud efectiva $K= 0,5$, por lo que para respetarse físicamente esta situación en ambas direcciones de las diagonales, es necesario soldar también el ala lateral al tablero. Para el cálculo de la resistencia de la soldadura no es considerado el aporte del ala lateral.

En la Tabla A4-3 del Anexo 4 se presentan distintas características de la soldadura. En la Tabla 7-21 se muestra la resistencia requerida y la de diseño en los puntos 1 y 2 según la Figura A4.4 del Anexo 4.

Resistencia requerida (KN)	31,7
Resistencia diseño 1 (KN)	54,9
Resistencia diseño 2 (KN)	48,8

Tabla 7-21: Resistencia requerida y de diseño de la unión de las diagonales del tablero.

Debido a que la resistencia de diseño es mayor a la resistencia requerida en los puntos 1 y 2 la unión **verifica**.

7.5.5 UNIÓN DE LAS DIAGONALES DE LAS TORRES

En la Figura A4.5 del Anexo 4 se muestra un esquema de la unión seleccionada. En la Figura A4.6 del Anexo 4 se pueden observar la ubicación de las diagonales de las torres respecto a los travesaños y pilares.

Para representar físicamente el factor de longitud efectiva de la unión es necesario soldar también el ala lateral al tablero. Para el cálculo de la resistencia de la soldadura no es considerado el aporte del ala lateral.

En la Tabla A4-4 del Anexo 4 se muestran las distintas características de la soldadura con sus correspondientes magnitudes. En la Tabla 7-22 se muestra la resistencia requerida y la de diseño en los puntos 1 y 2 según la Figura A4.5 del Anexo 4.

Resistencia requerida (KN)	1,7
Resistencia de diseño 1 (KN)	36,6
Resistencia de diseño 2 (KN)	48,8

Tabla 7-22: Resistencia requerida y de diseño de la unión de las diagonales de las torres.

Comparando la resistencia de diseño con la requerida en los puntos 1 y 2 la unión **verifica**.

7.5.6 UNIÓN DEL PILAR DE LA TORRE CON LA VIGA DEL TABLERO

Se plantea una unión abulonada del tipo aplastamiento como la mostrada en la Figura A4.7 del Anexo 4 en donde se utiliza una placa de anclaje para vincular a la viga con el pilar de la torre.

Para obtener la resistencia de diseño a tracción se utiliza la expresión (7-6):

$$R_d = 0,75 F_{nt} A_b 10^{-1} \quad (7-6)$$

Donde:

F_{nt} : tensión neta de tracción sobre el área neta del vástago.

A_b : área bruta del vástago.

Para obtener la resistencia de diseño a corte se utiliza la expresión (7-7), donde la rosca no está excluida de los planos de corte:

$$R_d = 0,75 m F'_{nv} A_b 10^{-1} \quad (7-7)$$

Donde:

F'_{nt} : tensión nominal de rotura por corte.

A_b : área bruta del vástago.

M : número de secciones de corte.

Para obtener la resistencia de diseño a tracción combinada con corte se utiliza la expresión (7-8):

$$R_d = 0,75 m F'_{nt} A_b 10^{-1} \quad (7-8)$$

Donde:

F'_{nt} : tensión nominal a la tracción.

A_b : área bruta del vástago.

m : número de secciones de corte.

Además, debe obtenerse la resistencia al aplastamiento de la chapa a partir de las expresiones (7-10) para la rotura por bloque de corte y (7-11) para la deformación de la chapa. La resistencia nominal es la menor de las expresiones (7-10) y (7-11).

$$R_d = 0,75 R_n \quad (7-9)$$

$$R_n = 1,2 L_c t F_u 10^{-1} \quad (7-10)$$

$$R_n = 2,4 d t F_u 10^{-1} \quad (7-11)$$

Donde:

L_c : distancia entre el centro del agujero y el borde cargado.

t : espesor de la chapa.

d : diámetro del bulón.

Para esta unión se emplean bulones ISO 8.8 A325M de 14mm. Para no tener inconvenientes en el montaje se utilizan agujeros ovalados cortos de 16 x 20 mm según la Tabla J.3.3 del [CIRSOC 301, 2005].

Se considera una distancia mínima al borde desde el centro del agujero según la Tabla J.3.4 de 25mm. Además, por ser un agujero ovalado corto debe adicionarse unos 3mm según la Tabla J.3.6, por lo que la distancia al borde mínima es de 28mm.

Además, se considera una separación mínima entre agujeros de 3d (d = diámetro del bulón) igual a 42mm.

En la Tabla A4-5 del Anexo 4 se muestran las distintas características de la unión abulonada considerada con sus correspondientes magnitudes. En la Tabla 7-23 se muestra la resistencia requerida a tracción, a corte y la de diseño.

Resistencia requerida al corte (KN)	11,62
Resistencia requerida a tracción (KN)	332,9
Resistencia diseño a tracción (KN)	429,5
Resistencia diseño a corte (KN)	38,1
Resistencia aplast. chapa (KN)	79,6
Resistencia bloque corte (KN)	56,83
Resistencia al aplastamiento (KN)	42,6

Tabla 7-23: Resistencia requerida y de diseño de la unión de la viga del tablero con los pilares de las torres.

Debido a que las resistencias de diseño a tracción y a corte son mayores que las resistencias requeridas asociadas y que la resistencia al aplastamiento es mayor a la resistencia requerida al corte, la unión **verifica**.

7.5.6.1 SOLDADURA VIGA TABLERO - PLACA ANCLAJE

Se presenta un esquema de la unión en la Figura A4.8 del Anexo 4 y en la Tabla A4-6 del Anexo 4 se muestran distintos parámetros de cálculo de la soldadura. En la Tabla 7-24 se muestra la resistencia requerida a tracción, a corte y la de diseño.

Resistencia requerida a tracción (KN)	332,9
Resistencia requerida a corte (KN)	11,62
Resistencia requerida a tracción y corte (KN)	344,5
Resistencia de diseño a tracción y corte (KN)	371

Tabla 7-24: Resistencia requerida y de diseño de la unión viga tablero – placa de anclaje del pilar.

Debido a que la resistencia de diseño es mayor a la resistencia requerida a tracción y corte la unión **verifica**.

7.5.7 UNIÓN DE LOS PILARES DE TORRE CON LAS PILAS

De acuerdo al reemplazo de parte de las torres metálicas por pilas de hormigón según lo definido en la sección 8.3.1, los pilares de las torres transmitirán las solicitaciones a las pilas de hormigón y luego estas a las fundaciones.

Para transmitir las solicitaciones desde los pilares de las torres hacia las pilas son necesarias placas metálicas (placas base). Las solicitaciones a transmitir son fuerza normal axial o excéntrica y corte.

Para solicitaciones poco importantes la base está formada por una placa unida a los pilares de las torres y si aumenta la intensidad de las solicitaciones se deben agregar cartelas.

Para unir los pilares de las torres con la pila de hormigón se pueden emplear algunos de los dos sistemas siguientes:

- (1) Se deja en la base una placa anclada al hormigón con hierros redondos soldados a ella. A esa placa se suelda directamente la placa base de la columna mediante soldaduras de filete.
- (2) Se realiza la unión con pernos de anclaje incluidos en la masa de hormigón.

Para el dimensionado de la placa base se comienza analizando la excentricidad de la carga axial en los pilares en las direcciones “x” e “y”, determinando el comportamiento de dicha placa.

En la Figura 7.4 se presentan los esfuerzos en la placa base en las direcciones mencionadas para la combinación más desfavorable:

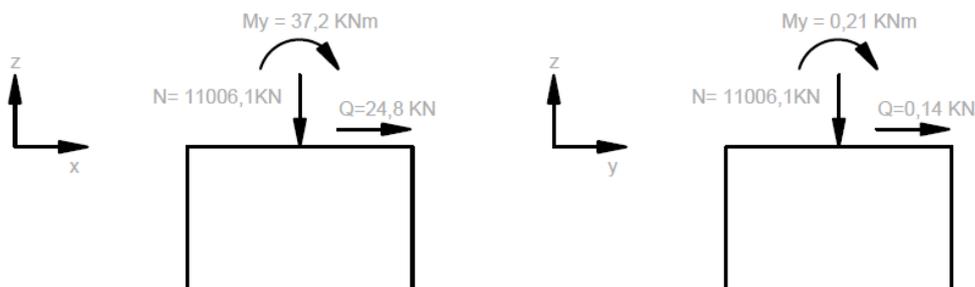


Figura 7.4: Esfuerzos en la placa base.

Se propone utilizar una placa de **0,5m** de largo (**d**) (en la dirección “x”) por **0,35m** de ancho (**b**) (en la dirección “y”).

Al calcular las excentricidades para las direcciones “x” e “y” la placa base resulta totalmente comprimida (Tabla 7-25).

Excentricidad en la dirección “x”				Excentricidad en la dirección “y”			
N (N)	M _y (N)	e _x (m)	(1/6) * d (m)	N (N)	M _x (N)	e _y (m)	(1/6) * b (m)
-1106100	-37208	0,034	0,08	-1106100	-209,4	0,0002	0,06

Tabla 7-25: Esfuerzos y excentricidades en la placa base.

Comenzamos calculando la máxima tensión de aplastamiento en el hormigón y la tensión máxima en el hormigón a partir de las expresiones (7-12) y (7-13):

$$f_{dis} = 0,6 \times 0,85 \times f'_c \quad (7-12)$$

$$f_{max} = \frac{10 \cdot N}{b \cdot d} + \frac{6 \cdot 10^3 \cdot M_y}{b \cdot d^2} + \frac{6 \cdot 10^3 \cdot M_x}{d \cdot b^2} \quad (7-13)$$

En la Tabla 7-26 se muestran los valores calculados a partir de las expresiones (7-12) y (7-13), donde la tensión máxima en el hormigón es menor a la de aplastamiento para las dimensiones de la placa base adoptadas.

f_{dis} (MPa)	f'_c (MPa)	d (m)	b (m)	$f_{m\acute{a}x}$ (MPa)
10,2	20	0,5	0,35	8,9

Tabla 7-26: Tensiones y dimensiones de la placa base.

Luego se verifican los bulones, en este caso solo a corte por no estar sometidos a tracción (placa totalmente comprimida), empleando la expresión (7-7). En la Tabla 7-27 se muestra los valores utilizados y obtenidos:

Cant. Bulones	ϕ bulón (mm)	m	R_d (KN)	Corte req. en "x" (KN)	Corte req. en "y" (KN)
4	16	1	198,9	24,8	0,14

Tabla 7-27: Verificación al corte de los bulones de la placa base.

Los bulones verifican al corte en ambas direcciones ya que la resistencia de diseño es mayor a la requerida.

Posteriormente, se analiza el aplastamiento de la placa base para poder aproximar el espesor de la misma. Utilizando las expresiones (7-9), (7-10) y (7-11) y a partir del esfuerzo de corte en un bulón se determina el espesor necesario. En la Tabla 7-28 se muestran los valores de espesores calculados:

	Bloque de corte	Def. de la chapa
Espesor (t) (cm)	0,069	0,058

Tabla 7-28: Espesores determinados por aplastamiento de la chapa.

Después, se dimensiona el espesor de la placa base a partir del máximo momento en la placa considerando el esquema mostrado en la Figura 7.5.

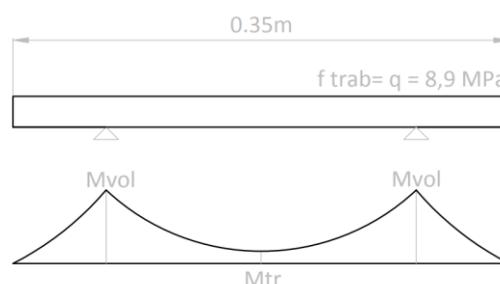


Figura 7.5: Diagrama de momento flector en la placa base.

Con el máximo momento se determina el espesor considerando que la placa se comporta dentro del rango elástico, a partir de la expresión (7-14):

$$t = \sqrt{\frac{6 * M_{m\acute{a}x} * 10}{0,9 * 235}} \quad (7-14)$$

En la Tabla 7-29 se observan los valores obtenidos:

Mvol (KNcm /cm)	Mtr (KNcm /cm)	t (cm)
-36	-3,8	3,2

Tabla 7-29: Valores de momento y espesor de la placa base.

A continuación, se dimensionan las **cartelas** de apoyo (se adoptan 2). En la Figura 7.6 se observan el esquema de carga, diagrama de corte y momento asociados.

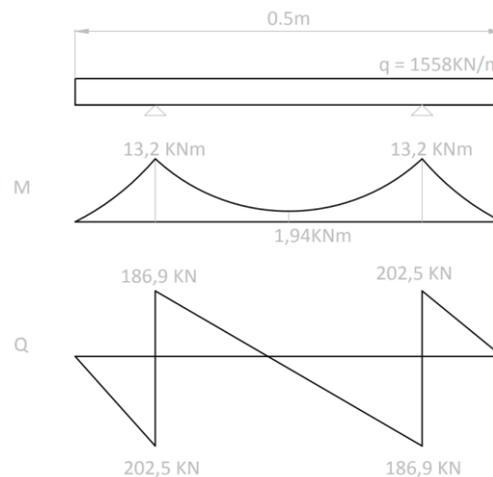


Figura 7.6: Esquema de carga y diagramas de corte y momento en la cartela de apoyo.

Se procede a predimensionar las cartelas suponiendo la plastificación de las mismas, empleando la expresión (7-15).

$$M_{max} = M_p = \phi * M_n = F_y * Z \quad (7-15)$$

En la Tabla 7-30 se observan los valores obtenidos:

$M_{m\acute{a}x}$ (KNm)	Z_{nec} (cm ³)	e_c (cm)	h_c (cm)	h_c adoptada (cm)
13,2	62,2	1,27	14	20

Tabla 7-30: Altura adoptada de la cartela.

En la Tabla 7-31 se presentan los parámetros relacionados al cálculo del pandeo local, del pandeo lateral y del corte en la cartela. En la Tabla A4-7 del Anexo 4 se presentan parámetros adicionales para el cálculo del pandeo lateral:

Pandeo lateral		Pandeo local		Corte	
Md	25,4 KNm	λ_c	7,9	f_{uv}	119,5 MPa
Mmáx	13,2 KNm	λ_r	13	fd	127 MPa

Tabla 7-31: Pandeo local, lateral y corte en la cartela.

La cartela de apoyo verifica el pandeo local, lateral y el corte, sus dimensiones son de **20 x 1,27 x 50 cm** como se observa en la Figura A4.9 del Anexo 4.

7.5.8 PERNOS DE ANCLAJE

La longitud de anclaje en el hormigón en el caso de barras roscadas rectas puede tomarse aproximadamente igual a 50 veces el diámetro. Para que se desarrolle su adherencia la distancia del eje del perno al borde de hormigón debe ser por lo menos de 5 diámetros. En la Tabla 7-32 se observan las características de los pernos seleccionados.

Pernos de anclaje	
Longitud anclaje mín.	80 cm
Distancia al borde mín.	8 cm

Tabla 7-32: Características de los pernos de anclaje.

7.6 UNIONES DEL TRAMO CONVENCIONAL

Las uniones empleadas en el tablero del tramo convencional serán iguales a las del tramo colgante (sección 7.5.2), ya que se utilizó la misma tipología de perfiles por practicidad. En cuanto, a las uniones del tablero a las pilas se utilizarán para los apoyos simples y dobles la tipología mostrada en la Figura 7.7.

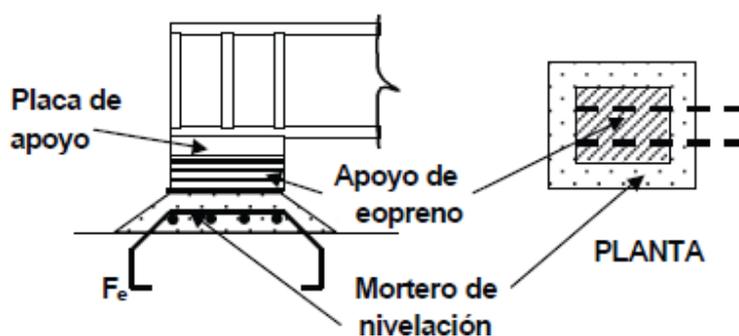


Figura 7.7: Unión del tablero a las pilas del tramo convencional (Troglia, 2018).

El apoyo mostrado en la Figura 7.7 permite materializar apoyos de comportamiento similar al teórico de los apoyos fijos articulados o deslizantes. Los mismos se construyen con planchas de neopreno separadas por láminas de acero unidas con adhesivo. Las capas de neopreno tienen de 8 a 10 mm de espesor y las chapas separadoras de 1 a 3 mm. Los separadores impiden la deformación transversal del neopreno zunchándolo. El apoyo puede deformarse verticalmente, horizontalmente y girar.

8 CAPITULO: ANCLAJES, PILAS Y FUNDACIONES

8.1 INTRODUCCION

De acuerdo al emplazamiento de la pasarela, al no poder obtener información apropiada de las características del suelo de fundación, se ha realizado una suposición de las propiedades del mismo a fin de poder desarrollar el diseño y dimensionado de los anclajes y las fundaciones.

Debido a que la pasarela se encuentra en una zona de cordillera, por la erosión del cauce se supone que el suelo del lugar es una grava arenosa. Las propiedades de este suelo se obtuvieron de [Hoek y Bray., 1991] y [Casagrande, 1948] y se presentan en la Tabla 8-1:

Tipo de suelo	ϕ (°)	γ_d (kg/m ³)	γ_{sat} (kg/m ³)
Grava arenosa	35	1700	1900

Tabla 8-1: Propiedades del suelo del lugar.

Además, se justificará el uso de pilas de hormigón, reemplazando desde el terreno natural hasta la altura del tablero de circulación a las torres metálicas. También, se presentará el cálculo de las mismas.

En este caso de modo conservador al no tener certezas en las propiedades del suelo de la zona de ubicación de la pasarela, para el dimensionado de los anclajes del tramo colgante no se considerará la fricción entre el suelo y la base del bloque de hormigón.

8.2 ANCLAJES DE HORMIGON

En la pasarela para mantener el equilibrio de fuerzas es necesaria la colocación de tensores en las torres. Además, son colocados debido a que las cargas de peso propio y los empujes laterales producidos por la acción del viento generan desplazamientos laterales y movimientos oscilatorios de la estructura.

Los grupos de tensores deben anclarse a bloques de concreto enterrados en el suelo siendo capaces de resistir las fuerzas de tracción que tienden a levantarlos, las cuales son contrarrestadas por el peso propio del bloque. También estos bloques deben resistir fuerzas horizontales que tienden a producir el deslizamiento de los mismos. Para contrarrestar estas componentes horizontales tenemos el empuje pasivo entre el suelo en contacto con la cara vertical del bloque y la fricción que se genera entre la cara inferior del bloque con el suelo.

Se debe verificar la seguridad al deslizamiento y al vuelco del bloque y su estabilidad frente a las fuerzas de tracción que pueden desenterrarlos.

Para el diseño y cálculo de los anclajes de hormigón se tomó como referencia el libro de [Fratelli, 1993].

En la Figura 8.1 se pueden observar los cables de viento y los cables principales a anclar:

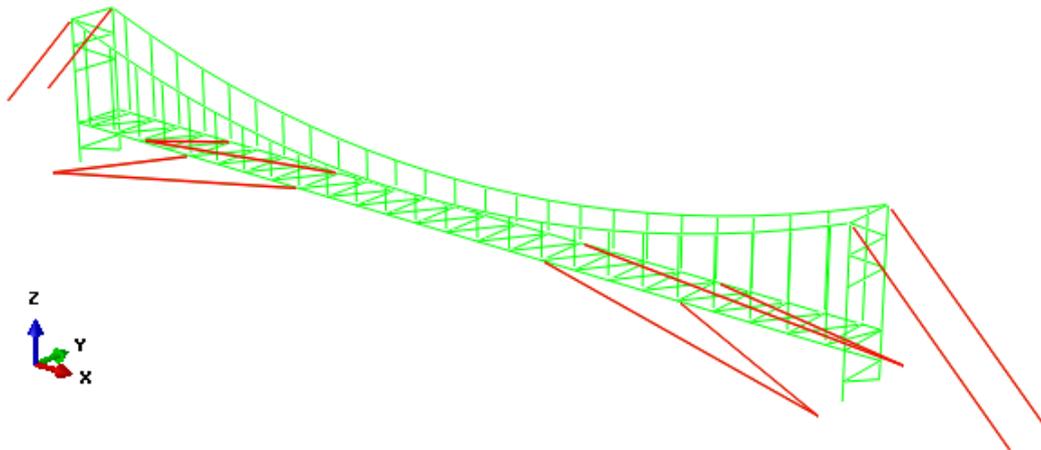


Figura 8.1: Tensores del tramo colgante a anclar.

Para poder dimensionar los anclajes de hormigón es necesario conocer las sollicitaciones a resistir. Para ello se obtienen las fuerzas máximas actuantes en cada tensor para todas las combinaciones analizadas. En la Tabla 8-2 se muestran estas fuerzas y el valor máximo asociado:

Tensión en los cables de la pasarela colgante		
Combinación	Cable Principal	Cables de viento
C7	2,73E+08	1,37E+07
C8	4,54E+07	1,46E+08
C9	2,01E+08	2,21E+07
C10	2,01E+08	1,81E+07
C11	4,48E+07	1,04E+08
C12	1,77E+08	2,30E+07
Valor Máximo	2,73E+08	1,46E+08
Carga Máxima (KN)	791,56	6,13

Tabla 8-2: Tensiones y fuerza máxima en los cables anclados.

En la Tabla 8-3 se presenta la componente horizontal y vertical de la fuerza para cada anclaje:

Cable Principal				Cable de viento			
T (kg)	Ty (kg)	Tx (kg)	Angulo	T (kg)	Ty (kg)	Tx (kg)	Angulo
79155	55971	55971	45°	613	434	434	45°

Tabla 8-3: Fuerza horizontal y vertical sobre los anclajes.

8.2.1 ANCLAJES DEL CABLE PRINCIPAL

En la Figura 8-2 se puede observar un esquema de las fuerzas actuantes en los anclajes del cable principal. De acuerdo a las fuerzas a resistir se procede a determinar las dimensiones de los bloques de hormigón.

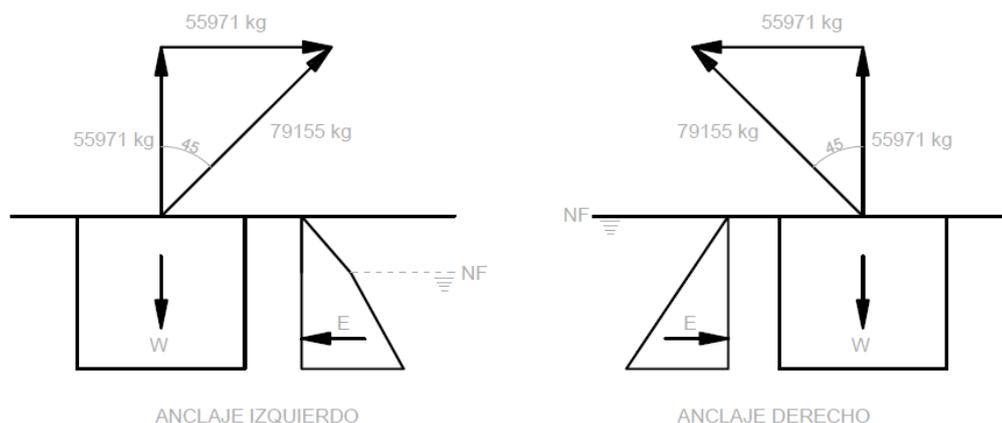


Figura 8-2: Fuerzas actuantes en los anclajes del cable principal.

8.2.1.1 ANCLAJE SOBRE LA MARGEN IZQUIERDA PARA EL CABLE PRINCIPAL

8.2.1.1.1 FUERZAS VERTICALES

La fuerza vertical se contrarresta con el peso propio del bloque de hormigón, sin tomar en cuenta el peso de la tierra por encima de este. Para un FS de 2 y considerando un peso específico del hormigón de 2400 kg/m^3 resulta:

$$V_{nec} = 2 * T / 2400 = 46,7 \text{ m}^3 \quad (8-1)$$

Adoptando un bloque cúbico:

$$h = b = \sqrt[3]{V_{nec}} = 3,6 \text{ m} \quad (8-2)$$

8.2.1.1.2 FUERZAS HORIZONTALES

En base a la Figura 8-2 se procede a calcular el empuje pasivo del suelo y la ubicación de la resultante. Luego de realizar varias iteraciones se determinaron las dimensiones de los anclajes que verifican las condiciones requeridas (Tabla 8-4).

	Valor (m)
Alto	4
Ancho	3,6
Profundidad	5

Tabla 8-4: Dimensiones finales del anclaje sobre la margen izquierda para el cable principal.

A continuación, se muestra la verificación para las dimensiones mencionadas.

Las presiones del terreno resultan:

- A 1,5 m de profundidad (NF): $\sigma_{p1} = \gamma * h * K_p = 1800 * 1,5 * 4 \quad (8-3)$

$$\sigma_{p1} = 10800 \text{ kg/m}^2$$

- A nivel de fondo de bloque: $\sigma_{p2} = \sigma_{p1} + \gamma * h_2 * K_p = 1800 * 2,5 * 4 \quad (8-4)$

$$\sigma_{p2} = 19800 \text{ kg/m}^2$$

El empuje pasivo corresponde al volumen del diagrama de presiones:

$$E_p = \left(\frac{10800 \cdot 1,5}{2} + \frac{(19800 + 10800) \cdot 2,5}{2} \right) \cdot 5 = 231750 \text{ kg} \quad (8-5)$$

Y su ubicación mediante la estática es:

$$h_1 = 1,45 \text{ m} \quad (8-6)$$

A continuación, en la Figura 8-3 se observa un esquema de las fuerzas que actúan en el anclaje izquierdo del cable principal para las dimensiones adoptadas.

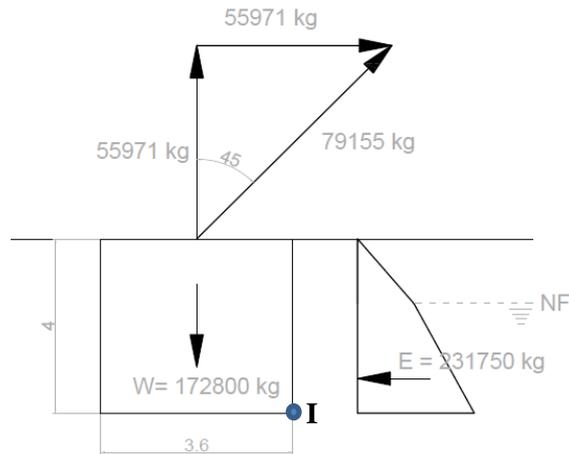


Figura 8-3: Fuerzas actuantes en el anclaje sobre la margen izquierda para el cable principal.

8.2.1.1.3 VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLCAMIENTO

Se verifica la seguridad al deslizamiento:

$$FS_{desl} = \frac{231750 \text{ kg}}{55971 \text{ kg}} = 4,1 > 2 \quad (8-7)$$

Seguridad al volcamiento, tomando momento respecto al punto I según la Figura 8-3:

$$M_{volc} = 55971 \text{ kg} \cdot 1,8 \text{ m} + 55971 \text{ kg} \cdot 4 \text{ m} \quad (8-8)$$

$$M_{volc} = 324632 \text{ kgm}$$

$$M_{est} = 172800 \cdot 1,8 + 231750 \cdot 1,45 \text{ m} \quad (8-9)$$

$$M_{est} = 647077 \text{ kgm}$$

$$FS_{volc} = \frac{647077}{324632} = 2 \geq 2 \quad (8-10)$$

8.2.1.2 ANCLAJE SOBRE LA MARGEN DERECHA PARA EL CABLE PRINCIPAL

Para dimensionar el anclaje derecho se procede de igual manera que en la sección 8.2.1.1.

8.2.1.2.1 FUERZAS VERTICALES

La fuerza vertical se contrarresta con el peso propio del bloque de hormigón, utilizando las expresiones (8-1) y (8-2):

$$V_{nec} = 46,7 \text{ m}^3$$

$$h = b = 3,6 \text{ m}$$

8.2.1.2.2 FUERZAS HORIZONTALES

Realizando el mismo procedimiento y luego de varias iteraciones se determinaron las dimensiones de los anclajes que verifican las condiciones requeridas (Tabla 8-5).

Dimensión	Valor (m)
Alto	5
Ancho	3,5
Profundidad	5

Tabla 8-5: Dimensiones finales del anclaje sobre la margen derecha para el cable principal.

A continuación, en la Tabla 8-6 se determinan las presiones del terreno según (8-3), el empuje pasivo y su correspondiente ubicación:

Característica	Magnitud
σ_{p1}	18000 Kg/m ²
E_p	225000 kg
h_1	1,67 m

Tabla 8-6: Presión del terreno y empuje del anclaje sobre la margen derecha para el cable principal.

Luego, en la Figura 8-4 se observa un esquema de las fuerzas que actúan en el anclaje derecho del cable principal para las dimensiones adoptadas.

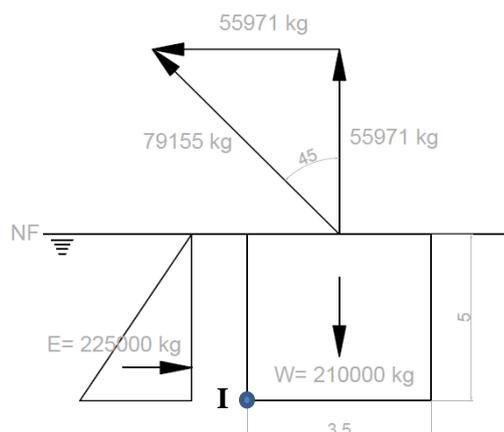


Figura 8-4: Fuerzas actuantes en el anclaje sobre la margen derecha para el cable principal.

8.2.1.2.3 VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLCAMIENTO

Se verifica la seguridad al deslizamiento según la sección 8.2.1.1.3:

$$FS_{dest} = \frac{225000 \text{ kg}}{55971 \text{ kg}} = 4 > 2$$

Seguridad al volcamiento, tomando momento respecto al punto I según la sección 8.2.1.1.3:

$$M_{volc} = 55971 \text{ kg} * 1,8 \text{ m} + 55971 \text{ kg} * 4 \text{ m}$$

$$M_{volc} = 377804 \text{ kgm}$$

$$M_{est} = 210000 * 1,75 + 225000 * 1,67 \text{ m}$$

$$M_{est} = 742500 \text{ kgm}$$

$$FS_{volc} = \frac{742500}{377804} = 2 \geq 2$$

8.2.1.3 ANCLAJES DE LOS CABLES DE VIENTO

Para dimensionar el anclaje de los cables de viento se procede de igual manera que en la sección 8.2.1.1.

En la Figura 8-5 se puede observar un esquema de las fuerzas actuantes en el anclaje de los cables de viento considerando el aporte de los dos cables que concurren al mismo.

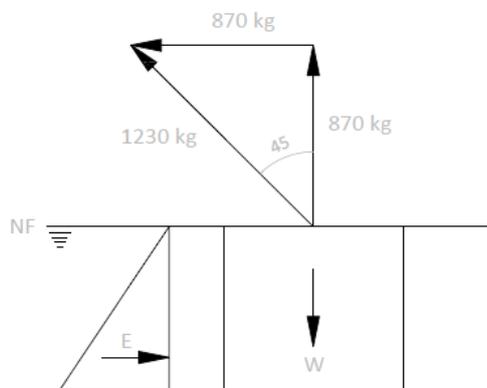


Figura 8-5: Fuerzas actuantes en los anclajes para los cables de viento.

8.2.1.3.1 FUERZAS VERTICALES

La fuerza vertical se contrarresta con el peso propio del bloque de hormigón, utilizando las expresiones (8-1) y (8-2):

$$V_{nec} = 0,73 \text{ m}^3$$

$$h = b = 0,9 \text{ m}$$

8.2.1.3.2 FUERZAS HORIZONTALES

Realizando el mismo procedimiento y luego de varias iteraciones se determinaron las dimensiones de los anclajes que verifican las condiciones requeridas (Tabla 8-7).

Dimensión	Valor (m)
Alto	1
Ancho	1
Profundidad	1,2

Tabla 8-7: Dimensiones finales de los anclajes para los cables de viento.

A continuación, en la Tabla 8-8 se determinan las presiones del terreno según (8-3), el empuje pasivo y su correspondiente ubicación:

Característica	Magnitud
σ_{p1}	3600 Kg/m ²
E_p	4320 kg
h_1	0,33 m

Tabla 8-8: Presión del terreno y empuje del anclaje para los cables de viento.

Posteriormente, en la Figura 8-6 se observa un esquema de las fuerzas que actúan en los anclajes de viento para las dimensiones adoptadas.

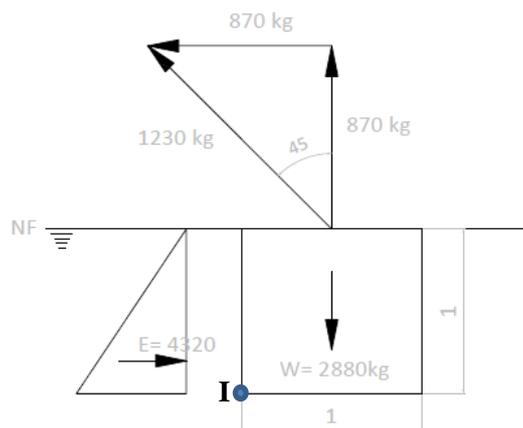


Figura 8-6: Fuerzas actuantes en los anclajes para los cables de viento.

8.2.1.3.3 VERIFICACIÓN AL DESLIZAMIENTO Y AL VOLCAMIENTO

Se verifica la seguridad al deslizamiento según la sección 8.2.1.1.3:

$$FS_{dest} = \frac{3600 \text{ kg}}{870 \text{ kg}} = 4,9 > 2$$

Seguridad al volcamiento, tomando momento respecto al punto I según la sección 8.2.1.1.3:

$$M_{volc} = 870\text{kg} \cdot 1\text{m} + 870\text{kg} \cdot 0,5\text{m}$$

$$M_{volc} = 1305 \text{ kgm}$$

$$M_{est} = 2880 \cdot 0,5 + 4320 \cdot 0,33\text{m}$$

$$M_{est} = 2866 \text{ kgm}$$

$$FS_{volc} = \frac{2866}{1305} = 2,2 > 2$$

Este análisis de anclajes fue realizado suponiendo las propiedades y la uniformidad del suelo del lugar. Para poder determinar con mayor exactitud el tipo y dimensiones de los anclajes es necesario realizar un estudio de suelos de la zona.

8.3 PILAS DE HORMIGON

8.3.1 INTRODUCCION

Analizando el estudio hidrológico realizado se opta por modificar las torres metálicas del tramo colgante de la pasarela. Este cambio se realiza ya que observando el mapa de inundación (Figura 3.4) ante una crecida del nivel del arroyo, la torre derecha del tramo colgante estará expuesta a los efectos generados por la erosión. Además, en la zona de contacto entre los tramos la fundación será compartida por lo que resulta conveniente utilizar un elemento estructural que sirva de apoyo para el tablero del tramo convencional. Por estos motivos se decide utilizar pilas de hormigón armado, que inician en la fundación y finalizan a la altura del tablero de circulación.

Con la aplicación de estos cambios se obtiene una estructura más rígida y se mejora la esbeltez de los pilares de las torres. Por practicidad se realiza esta modificación en las dos torres del tramo colgante.

Analizando las cargas actuantes sobre estas pilas, estamos en presencia de un caso de tensión plana. Debido a las dimensiones de las pilas, el comportamiento de las mismas responderá al de una viga de gran altura.

En esta sección se tendrá en cuenta la influencia de la geometría de la sección transversal de las pilas ante la erosión en la zona de fundación y se realizará el dimensionado de las mismas.

8.3.2 INFLUENCIA DE LA GEOMETRIA DE LA PILA EN LA SOCAVACIÓN

La socavación local en las pilas y estribos es la principal causa de fallas de los puentes causada por la acción de la erosión del agua. La socavación local es la eliminación de los sedimentos alrededor de los elementos estructurales generado por cambio de dirección de las líneas de corriente, turbulencia, aceleración del flujo y vórtices.

En la Figura 8.7 se muestra el mecanismo que produce la socavación, el cual está asociado a la separación tridimensional del flujo en la cara aguas arriba de la pila y a un vórtice periódico al pie de ella.

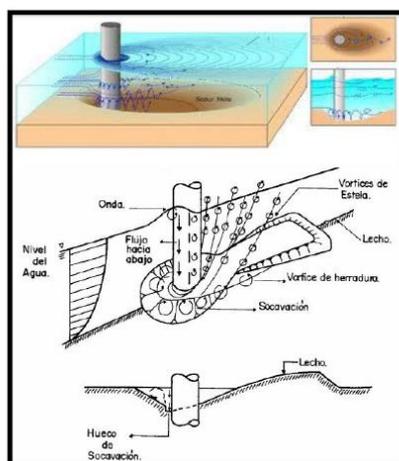


Figura 8.7: Mecanismo de socavación local [Laurente Jiménez y Salvador Murga, 2014].

Para reducir la turbulencia y los vórtices es de gran importancia la geometría de la sección transversal de la pila, se busca que sea más aerodinámica y que tenga una menor dimensión transversal a la corriente.

En la Figura 8.8 se observan las formas usuales de las secciones transversales de las pilas.

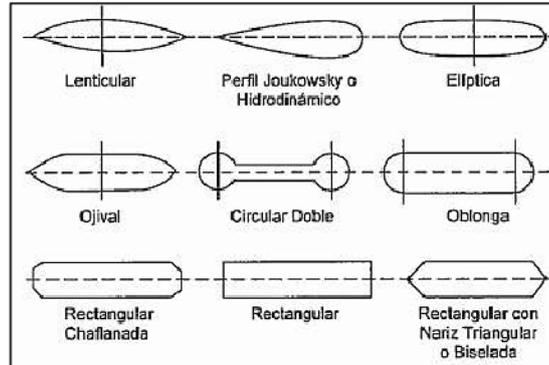


Figura 8.8: Formas usuales de sección transversal en pilas [Higuera & Perez, 1994].

8.3.3 VIGAS DE GRAN ALTURA

El análisis de esta sección está basado en [Schinca, 2012]. Cuando la relación entre la altura y la luz de una viga supera ciertos límites, no se la puede considerar como una barra y se la debe considerar como una placa perdiendo validez la hipótesis de Navier-Bernoulli y el principio de Saint-Venant.

Para el caso de una viga apoyada en dos puntos la relación altura-luz límite a partir de la cual se considera que tendrá el comportamiento de una viga de gran altura es:

$$H/L > 0,5 \quad (8-11)$$

8.3.3.1 MODELO DE COMPORTAMIENTO

Se considera una viga alta de relación $h/l=1$, apoyada en dos puntos y con carga distribuida actuando en su arista superior (Figura 8.9).

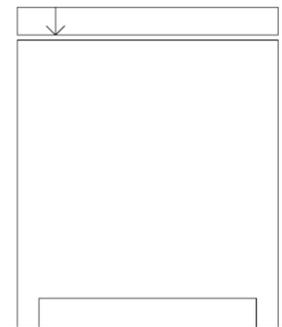


Figura 8.9: Viga de gran altura con carga distribuida superior [Schinca, 2012].

Si el valor de la carga es tal que no se llega a la fisuración del hormigón y se miden las tensiones, en sentido vertical y horizontal, que se producen en una red de puntos se obtienen los diagramas (Figura 8.10).

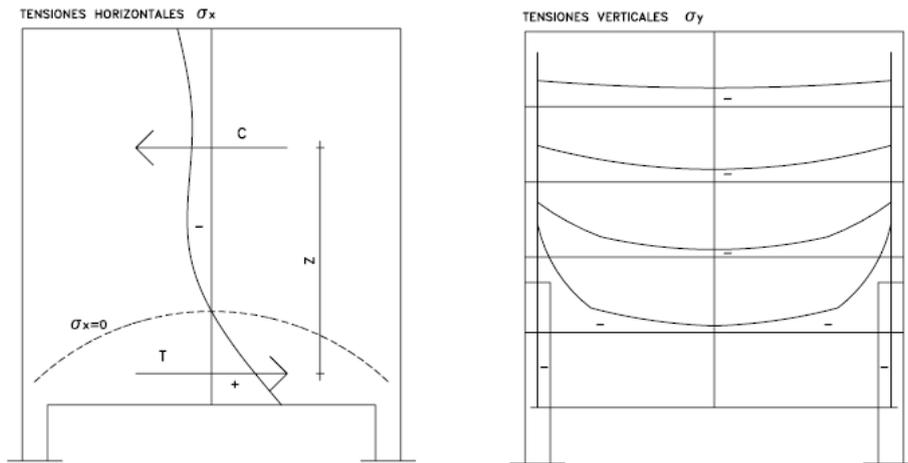


Figura 8.10: Distribución de tensiones horizontales y verticales en una viga de gran altura antes de la fisuración [Schinca, 2012].

El resultado obtenido al aplicar la carga en la parte superior es distinto al que se obtiene si se cargara en la zona inferior, invalidando el principio de Saint-Venant.

Además, la distribución de las tensiones horizontales no sigue una ley lineal, el eje neutro no está ubicado a mitad de altura como correspondería a una sección rectangular y en los distintos cortes está a alturas distintas. También, se puede ver que el brazo (z) del par interno no es constante en las distintas secciones de la viga. Lo mencionado está señalando que no es válida la hipótesis de Navier-Bernoulli sobre la cual se edifica toda la teoría de la flexión de barras.

Cerca de la rotura del elemento, la fisuración es prácticamente vertical y solamente en la zona inferior indicando la existencia de tracciones horizontales. En la Figura 8.11 se presenta el patrón de distribución de fisuras.

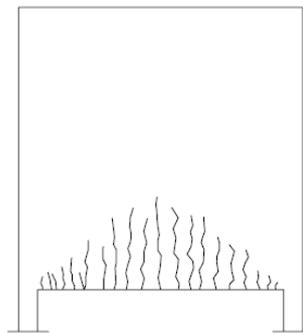


Figura 8.11: Distribución de fisuras para carga distribuida superior [Schinca, 2012].

En las vigas de gran altura las tensiones medidas en las armaduras del cordón traccionado son inferiores a las tensiones de tracción calculadas suponiendo toda la sección activa (sin fisurar).

El colapso puede sobrevenir porque ceda el anclaje de la armadura longitudinal de tracción, debiendo esta ser constante en toda su longitud, sin reducciones y anclarse cuidadosamente en la zona de los apoyos. También puede producir el colapso el agotamiento de la resistencia a la compresión del hormigón en las cercanías del apoyo.

8.3.3.2 ORGANIZACION DE ARMADURAS

En general se las dispone:

- Armadura principal (A_{s1}): como cordones traccionados solamente en las cercanías del borde inferior.

- Armadura de alma horizontal (A_{sh}) y vertical (A_{sv}): como doble malla próxima a ambas caras conformada por cercos y estribos.
- Armadura de refuerzo: como resolución de puntos críticos como en cercanías de los apoyos o por acción de cargas concentradas.

En la Figura 8.12 se observa la distribución general de armadura para una viga de gran altura:

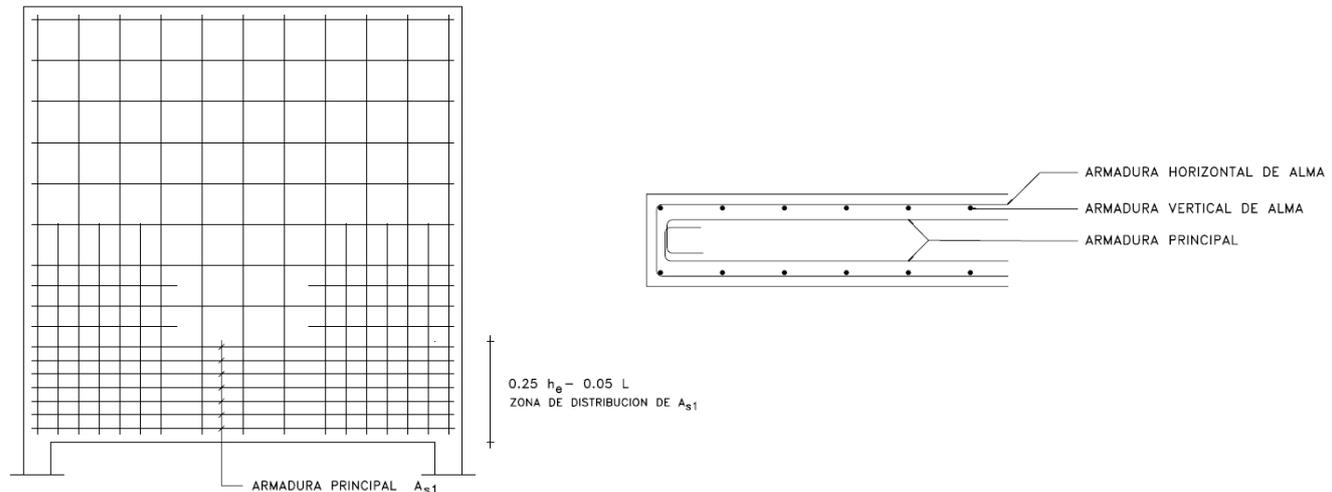


Figura 8.12: Distribución general de armadura en una viga de gran altura [Schinca, 2012].

En cuanto a la verificación de la cabeza comprimida las tensiones no resultan críticas siempre que el ancho de la viga sea mayor o igual al veinteavo de la luz.

La armadura de alma resiste las tensiones de tracción que se producen en donde no actúa la armadura principal y mantiene reducido el espesor de eventuales fisuras. De las expresiones (8-12) y (8-13) surge el valor de esta armadura:

$$A_{sh} = 0,20. b \quad (8-12)$$

$$A_{sv} = 0,20. b \quad (8-13)$$

Donde:

A_{sh} : Armadura de alma horizontal por metro en cada cara para b en cm.

A_{sv} : Armadura de alma vertical por metro en cada cara para b en cm.

PILAS DEL TRAMO COLGANTE

Para el dimensionado de las pilas se determinan las cargas actuantes sobre las mismas a partir del software de cálculo teniendo en cuenta el aporte de los tramos colgante y convencional. Se considera un ancho de pila de 1,2m, un alto de 2,5m y una longitud de 3m. La carga de viento considerada para la verificación de las pilas es la que se introdujo al realizar el modelo con torres completamente metálicas. Según (8-11) estas pilas tendrán el comportamiento de una viga de gran altura debido a que la relación H/L es igual 0,83.

En la Figura 8.13 se observa un esquema de las pilas con sus correspondientes cargas:

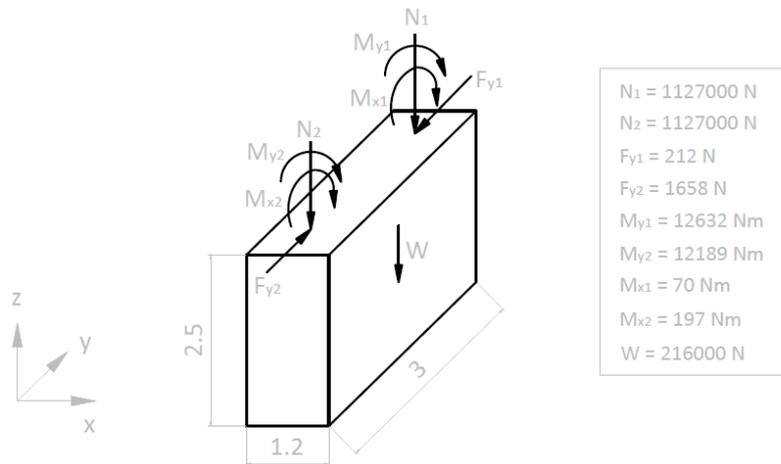


Figura 8.13: Esquema de las pilas del tramo colgante dcon sus correspondientes cargas.

A continuación, se realiza la verificación a compresión y al vuelco de las pilas.

8.3.3.3 VERIFICACION A COMPRESION

La resistencia a compresión de la pila se determina con la expresión (8-14):

$$P_u = 0,65 * 0,80 * 0,85 * f'_c * A_g \quad (8-14)$$

Obteniendo:

$$P_u = 0,65 * 0,80 * 0,85 * 20MPa * 1200mm * 3000mm$$

$$P_u = 31824000 \text{ KN} > N_1 + N_2 = 2254 \text{ KN}$$

Al comparar la resistencia a compresión de la pila con la carga actuante, la misma verifica a compresión.

8.3.3.4 VERIFICACION AL VUELCO

- VERIFICACION AL VUELCO ALREDEDOR DEL EJE “Y”

$$M_{Desest} = M_{y1} + M_{y2} = 12632 \text{ Nm} + 12189 \text{ Nm} = 24821 \text{ Nm}$$

$$M_{Estab} = (N_1 + N_2 + W) * (1,2 / 2) = (1127000 + 1127000 + 216000) * 0,6 = 1482000 \text{ Nm}$$

$$FS_{vuelco \text{ alr } y} = \frac{M_{Estab}}{M_{Desestab}} = \frac{1482000}{24821} = 59,7 > 2 \quad \text{VERIFICA}$$

La verificación al vuelco alrededor del eje “y” verifica debido a que el FS es mayor a 2.

- VERIFICACION AL VUELCO ALREDEDOR DEL EJE “X”

$$M_{Desest} = (F_{y2} * 2,5) - (F_{y1} * 2,5) + M_{x2} + M_{x1}$$

$$M_{Desest} = (1658 * 2,5) - (212 * 2,5) + 197 \text{ Nm} + 70 \text{ Nm} = 3883 \text{ Nm}$$

$$M_{Estab} = W * (3 / 2) + (N_1) * 0,09 + (N_2) * 2,92$$

$$M_{Estab} = 216000 * (3 / 2) + (1127000) * 0,09 + (1127000) * 2,92 = \mathbf{3705000 \text{ Nm}}$$

$$FS_{vuelco \text{ alr } x} = \frac{M_{Estab}}{M_{Desestab}} = \frac{3705000}{3883} = \mathbf{954 > 2} \quad \mathbf{VERIFICA}$$

La verificación al vuelco alrededor del eje “x” verifica debido a que el FS es mayor a 2.

En la Figura 8.14 se puede observar un esquema de la disposición de la pila respecto a los cabezales con sus correspondientes pilotes para el tramo colgante.

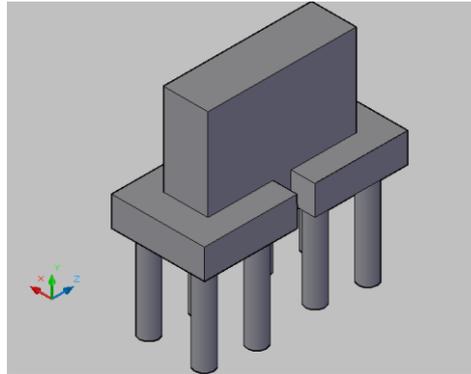


Figura 8.14: Esquema de la pila, cabezales y pilotes del tramo colgante.

8.3.4 PILAS DE HORMIGON DEL TRAMO CONVENCIONAL

Para las pilas correspondientes al tramo convencional se considera la misma tipología utilizada en el tramo colgante. Para este caso se considera un ancho de pila de 0,9m y la altura de las mismas va variando desde 2,5m hasta 0,3m. Según (8-11) la mayoría de estas pilas tendrán el comportamiento de una viga de gran altura debido a que la relación H/L es mayor al límite establecido.

8.3.4.1 VERIFICACION ESTRUCTURAL DE LAS PILAS DEL TRAMO CONVENCIONAL

Para determinar las cargas sobre las pilas se consideraron las reacciones de los tramos horizontal e inclinado para cada combinación de carga y de ellas se seleccionaron los máximos valores. Con estos valores se procede a dimensionar las pilas del tramo convencional y se considera la carga de viento determinada en la Tabla 6-3.

En la Figura 8.15 se observa un esquema de las pilas con sus correspondientes cargas:

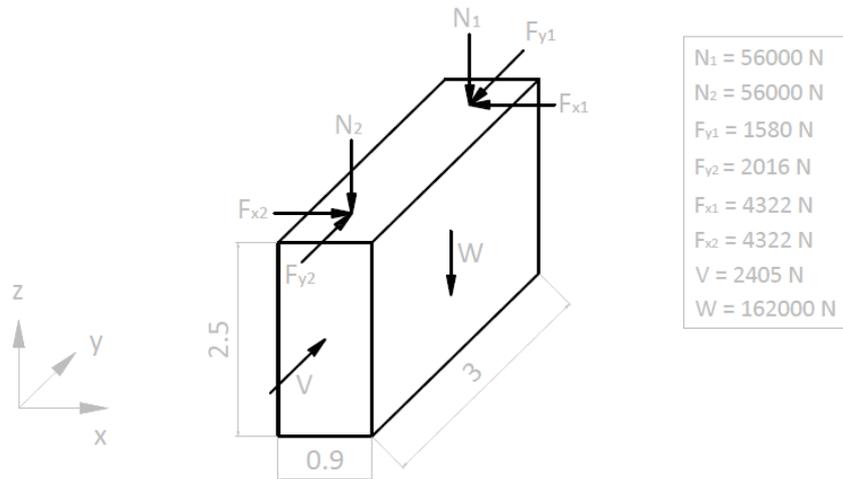


Figura 8.15: Esquema de las pilas del tramo convencional con sus correspondientes cargas.

Al continuar, se realiza la verificación a compresión y al vuelco de las pilas.

8.3.4.1.1 VERIFICACION A COMPRESION

La resistencia a compresión de la pila se determina con la expresión (8-14), obteniendo:

$$P_u = 0,65 * 0,80 * 0,85 * 20MPa * 900mm * 3000mm$$

$$P_u = 23868000 \text{ KN} > N_1 + N_2 = 112 \text{ KN}$$

Al comparar la resistencia a compresión de la pila con la carga actuante, la misma verifica a compresión.

8.3.4.1.2 VERIFICACION AL VUELCO

- VERIFICACION AL VUELCO ALREDEDOR DEL EJE “X”

$$M_{Desest} = (V * 1,25) + (F_{y2} * 2,5)$$

$$M_{Desest} = (2405 * 1,25) + (2016 * 2,5) = 8046 \text{ Nm}$$

$$M_{Estab} = W * (3 / 2) + (F_{y1} * 2,5) + (N_1) * 0,25 + (N_2) * 2,75$$

$$M_{Estab} = 162000 * (3 / 2) + (1580 * 2,5) + (56000) * 0,25 + (56000) * 2,75 = 414950 \text{ Nm}$$

$$FS_{vuelco \text{ al } x} = \frac{M_{Estab}}{M_{Desestab}} = \frac{414950}{8046} = 51,5 > 2 \quad \text{VERIFICA}$$

La verificación al vuelco alrededor del eje “x” verifica debido a que el FS es mayor a 2.

8.4 FUNDACIONES

En base al estudio hidrológico realizado la fundación izquierda quedará situada por fuera de la zona de inundación para un tiempo de recurrencia de 100 años pero debido a la erosión del cauce del río, el uso de fundaciones superficiales puede significar que las mismas queden sin sustento. Por la razón mencionada se opta por usar fundaciones profundas tales como pilotes.

Para el diseño y cálculo de las fundaciones con sus cabezales correspondientes se emplean los libros [Braja Das, 2012] y [Rodríguez Ortiz, 1995].

Las fundaciones profundas se basan en el esfuerzo cortante entre el terreno y la cimentación para soportar las cargas aplicadas, o más exactamente en la fricción vertical entre la cimentación y el terreno. Este tipo de cimentación se utiliza cuando se tienen circunstancias especiales.

Los pilotes son miembros estructurales con un área de sección transversal pequeña en comparación con su longitud. Son elementos de cimentación esbeltos que se hincan (pilotes de desplazamiento prefabricados) o construyen en una cavidad previamente abierta en el terreno (pilotes de extracción ejecutados in situ).

Los pilotes se pueden clasificar como pilotes de punta y pilotes de fricción. Un pilote de punta obtiene casi toda su capacidad de carga de la roca o estrato de suelo que está cerca de la punta y muy poca del suelo que rodea su fuste. Por otra parte, un pilote de fricción adquiere su capacidad de carga principalmente del suelo que lo rodea, ya que se generan fuerzas friccionantes y cohesivas que le ayudan a soportar la carga.

La capacidad de soporte de carga última Q_u de un pilote se determina por la ecuación:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (8-15)$$

Donde:

Q_p : capacidad de soporte de carga de la punta del pilote.

Q_s : resistencia por fricción derivada de la interfaz suelo-pilote.

8.4.1 CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA Q_p

Las cimentaciones con pilotes son profundas. Sin embargo, la resistencia última por área unitaria desarrollada en la punta de un pilote, q_p , se puede expresar mediante una ecuación similar a la obtenida para fundaciones superficiales, aunque los valores de N^*_c , N^*_q y N^*_γ cambiarán. De aquí, al sustituir D por B resulta:

$$q_u = q_p = c N^*_c + q N^*_q + \gamma D N^*_\gamma \quad (8-16)$$

Debido a que el ancho D de un pilote es relativamente pequeño, el término $\gamma D N^*_\gamma$ se puede omitir en el lado derecho de la ecuación anterior sin introducir un error considerable; entonces, se tiene:

$$q_p = c N^*_c + q N^*_q \quad (8-17)$$

Por lo tanto:

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N^*_c + q N^*_q) \quad (8-18)$$

Donde:

A_p : área de la punta del pilote.

c : cohesión del suelo que soporta la punta del pilote.

q : esfuerzo vertical efectivo al nivel de la punta del pilote.

N^*_c , N^*_q : factores de capacidad de carga.

8.4.2 RESISTENCIA POR FRICCIÓN Q_s

La resistencia por fricción, o superficial, de un pilote se puede escribir como:

$$Q_s = \sum p \Delta L f \quad (8-19)$$

Donde:

p : perímetro de la sección del pilote.

ΔL : longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes.
 f: resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z.

8.4.3 CARGA ADMISIBLE Q_{ADM}

Después de que se ha determinado la capacidad de soporte de carga última total sumando la capacidad de carga de punta y la resistencia por fricción (o superficial), se debe utilizar un factor de seguridad razonable para obtener la carga permisible para cada pilote:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS} \quad (8-20)$$

Donde:

Q_{adm} : capacidad de soporte de carga permisible para cada pilote.

El factor de seguridad utilizado en general varía de 2,5 a 4, dependiendo de las incertidumbres asociadas con el cálculo de la carga última.

Para el dimensionado de las fundaciones de los tramos de la pasarela se obtuvieron los esfuerzos y momentos para las combinaciones utilizadas. A partir de estos datos, mediante la fórmula de flexión compuesta se determina la carga en cada uno de los pilotes sobre los que descargan los pilares de las torres. A continuación, se observa la expresión (8-24) para determinar las cargas:

$$\sigma = \frac{P_t}{A} \pm \frac{M_x y_i}{I_x} \pm \frac{M_y x_i}{I_y} \quad (8-21)$$

$$I_x = \sum A_i y_i^2 \quad (8-22)$$

$$I_y = \sum A_i x_i^2 \quad (8-23)$$

$$P_i = \frac{P_t}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \quad (8-24)$$

Donde:

P_i : Carga sobre cada pilote.

P_t : Carga vertical total.

n: Numero de pilotes

x_i, y_i : Coordenadas del centro de cada pilote.

M_x : Momento flector actuante sobre el elemento alrededor del eje x.

M_y : Momento flector actuante sobre el elemento alrededor del eje y.

8.5 FUNDACIONES DEL TRAMO COLGANTE

En este caso se optó por utilizar 4 pilotes por cabezal, se obtuvieron las cargas utilizando la expresión (8-24) y se registró el máximo valor asociado. En la Tabla 8-9 se puede observar la máxima carga aplicada sobre un pilote:

Nodo	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	Maxima Carga (N)
1	42411	277577	138223	65428	45688	30181	195252	31491	141290	144423	32476	124491	277577
2	42654	275966	137581	65683	45701	30013	194221	32015	142459	143737	32914	125489	275966
92	42605	276932	137946	72238	55844	40935	194823	40038	148632	144128	38602	131105	276932
93	42475	276643	137861	72009	41000	41000	194664	39950	147905	144034	38437	130471	276643

Tabla 8-9: Carga a resistir por los pilotes del tramo colgante para cada combinación de carga.

Luego, se determina la resistencia del pilote. Se utilizan pilotes perforados de 0,5m de diámetro con una longitud de fuste de 3,5m. Se calculan los diagramas de presiones verticales, horizontales y de fricción. En la siguiente Figura 8.16 se observa el esquema alcanzado:

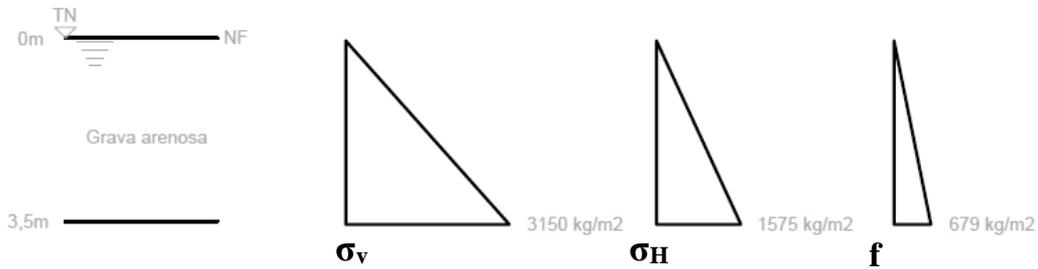


Figura 8.16: Diagrama de presiones en el terreno.

A continuación, se calculan la resistencia por punta (8-18) y por fricción (8-19) del pilote y se determina la carga admisible para un factor de seguridad de 3.

En la Tabla 8-10 se presentan las resistencias determinadas:

Qp	92775 kg
Qs	1868 kg
Q total	94643 kg
Q adm	31548 kg
Q req	27758 kg

Tabla 8-10: Cargas a resistir por los pilotes del tramo colgante.

Como se puede apreciar la Q admisible es mayor a la Q requerida, por lo que verifica.

8.5.1 DIMENSIONADO DELCABEZAL

Los cabezales son bloques prismáticos que unen las cabezas de varios pilotes para que trabajen conjuntamente y sirven de base al pilar o elemento estructural (Figura 8.17).

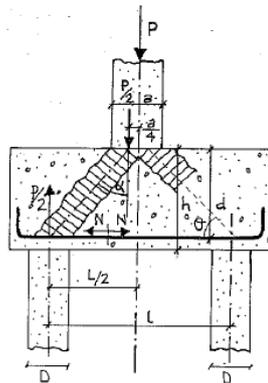


Figura 8.17: Esquema de un cabezal.

A continuación, se determinan las dimensiones básicas del cabezal. Se utilizan las siguientes expresiones (8-25) y (8-26).

- Separación entre centro y centro (L), siendo D = diámetro del pilote

$$L = 2,5 a 3 D \quad (8-25)$$

$$L = 1,25 a 1,5 m$$

En este caso, se adoptó una separación entre pilotes de **1,5 m**.

- Canto útil d

$$d \geq 0,7 * \left(L - \frac{a}{2} \right) \quad (8-26)$$

$$d \geq 0,63 m$$

Por lo tanto, se adopta una altura H del cabezal de **0,8m** para un recubrimiento de 10 cm. En la Figura 8.18 se observa un esquema del cabezal determinado:

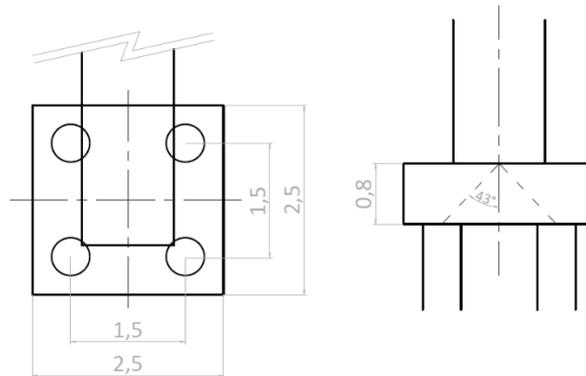


Figura 8.18: Esquema del cabezal de los pilotes del tramo colgante.

8.6 FUNDACIONES DEL TRAMO CONVENCIONAL

Debido a cuestiones constructivas y de practicidad se decide por elegir como fundaciones para el tramo convencional de la pasarela también pilotes.

En la zona de contacto entre los dos tramos de pasarela (colgante y convencional), la pila y la fundación es compartida. Por lo que, en este sector se considera para el dimensionado de los pilotes el aporte del tramo colgante, más lo resultante del primer tramo de la parte convencional. Del análisis de cargas sobre las pilas resultan las solicitaciones y las cargas aplicadas en los pilotes compartidos, presentadas en la Tabla 8-11.

Axil (N)	M alrededor de x (Nm)	M alrededor de y (Nm)	n	x_i (m)	y_i (m)	Σx_i^2	Σy_i^2	P_i (N)
1,7E+04	-7151	0	4	0,75	0,75	2,25	2,25	1866
1,7E+04	-7151	0	4	-0,75	0,75	2,25	2,25	1866
1,7E+04	-7151	0	4	-0,75	-0,75	2,25	2,25	6633
1,7E+04	-7151	0	4	0,75	-0,75	2,25	2,25	6633

Tabla 8-11: Solicitaciones y cargas generadas por el tramo convencional a resistir por los pilotes compartidos.

En la Tabla 8-12 se presenta la carga a resistir por los pilotes compartidos y se la compara con la carga admisible, donde se puede observar que los mismos verifican.

$Q_{\text{convencional}} \text{ (N)}$	$Q_{\text{colgante}} \text{ (N)}$	$Q_{\text{Compartido}} \text{ (N)}$	$Q_{\text{adm}} \text{ (N)}$
6633	277577	284210	315480

Tabla 8-12: Cargas a resistir por los pilotes compartidos.

Para el resto de las fundaciones se optó por utilizar 3 pilotes por cabezal, se obtuvieron los esfuerzos sobre estos considerando las cargas en las pilas y luego mediante la fórmula de flexión compuesta (8-24) se obtuvieron las cargas a resistir por cada pilote.

En la siguiente Tabla 8-13 se puede observar la carga a resistir por cada pilote:

Pilote	Axil (N)	M alrededor x (Nm)	M alrededor y (Nm)	n	$x_i \text{ (m)}$	$y_i \text{ (m)}$	Σx_i^2	Σy_i^2	$P_i \text{ (N)}$
1	5,6E+04	-8046	10805	3	0	0,48	0,4	0,41	9247
2	5,6E+04	-8046	10805	3	-0,45	-0,3	0,41	0,41	12548
3	5,6E+04	-8046	10805	3	0,45	-0,3	0,41	0,41	36559

Tabla 8-13: Carga a resistir por los pilotes para cada combinación de carga en el tramo convencional.

Luego, se determina la resistencia del pilote. Se utilizan pilotes perforados de 0,3m de diámetro con una longitud de fuste de 2,5m. Se calculan los diagramas de presiones verticales, horizontales y de fricción. En la siguiente Figura 8.19 se observa el esquema alcanzado:

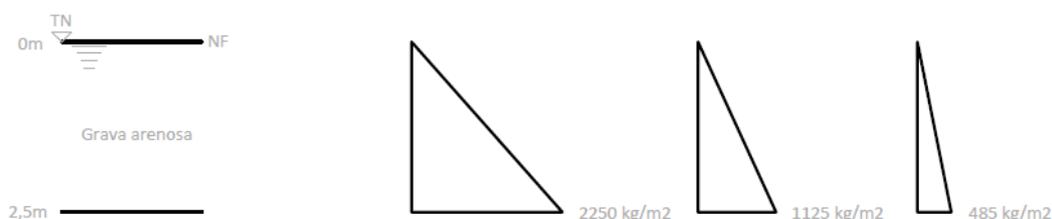


Figura 8.19: Diagrama de presiones en el terreno.

A continuación, se calculan la resistencia por punta (8-18) y por fricción (8-19) del pilote y se determina la carga admisible para un factor de seguridad de 3.

En la Tabla 8-14 se pueden ver las resistencias determinadas:

Q_p	23857	kg
Q_s	572	kg
Q_{total}	24429	kg
Q_{adm}	8143	kg
Q_{req}	3656	kg

Tabla 8-14: Cargas a resistir por los pilotes del tramo convencional.

Como se puede apreciar la $Q_{\text{admisible}}$ es mayor a la $Q_{\text{requerida}}$, por lo que verifica.

8.6.1 DIMENSIONADO DELCABEZAL

A continuación, se determinan las dimensiones básicas del cabezal. Se utilizan las expresiones (8-25) y (8-26):

- Separación entre centro y centro (L):

$$L = 0,75 \text{ a } 0,9 \text{ m}$$

En este caso, se adoptó una separación entre pilotes de **0,9 m**.

- Canto útil d :

$$d \geq 0,24 \text{ m}$$

Por lo tanto, se adopta una altura H del cabezal de **0,5m** para un recubrimiento mínimo de 10 cm. En la Figura 8.20 se observa un esquema del cabezal determinado:

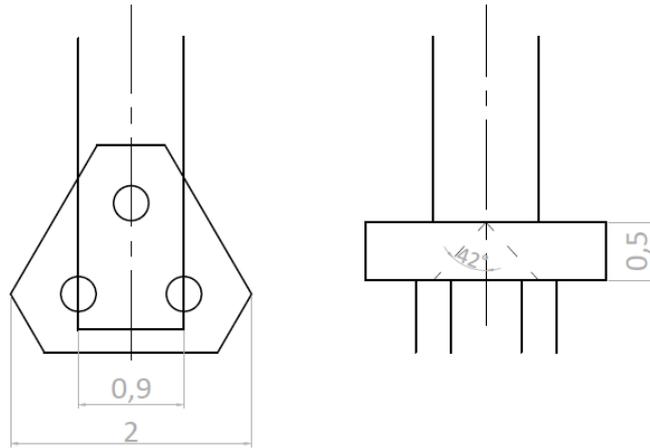


Figura 8.20: Cabezal del tramo convencional de la pasarela.

Se debe mencionar que las fundaciones se determinaron a partir de la suposición de las propiedades y de la uniformidad del suelo del lugar, debido a que no fue posible obtener información sobre este tema.

9 CAPITULO: DETALLES CONSTRUCTIVOS

9.1 INTRODUCCION

En este capítulo se describen los distintos accesorios para la unión entre cables o entre cables y perfiles para el tramo colgante. Para determinar estos elementos se utiliza el catálogo de [The Crosby group, 2022].

Para el tramo convencional se presentan las escalinatas de ascenso y descenso a la estructura. También se presentan los elementos que se emplean para conformar los tableros y las mantas de erosión de ambos tramos.

9.2 CONEXIONES DEL TRAMO COLGANTE

En la Tabla 9-1 se observan las tensiones máximas obtenidas para los cables utilizados en el tramo colgante.

Elemento	D (")	D (cm)	Sección (m ²)	Tensión Máxima Req. (N/m ²)	Carga Req. (kg)
Péndolas	3/4"	1,91	0,0001729	1,33E+08	2300
Cable de viento	1"	2,54	0,00039	1,07E+08	4170
Cable principal	2 3/4"	6,99	0,0029	2,73E+08	79170

Tabla 9-1: Tensiones máximas en los cables del tramo colgante.

9.2.1 CONEXIÓN PÉNDOLA - TABLERO

Para poder conectar las péndolas al tablero se hace uso de un cáncamo con tope y tuerca, el cual es colocado en el ala del perfil IPN 160. Se hace pasar un extremo de un tensor quijada y quijada por el cáncamo mencionado y por el extremo restante del tensor se inserta la péndola usando un guardacabo.

Los elementos a utilizar se detallan a continuación:

- Tensor quijada y quijada HG-228 de 3/8"x6" con una carga de rotura de 2722 kg.
- Guardacabo reforzado para cable G414 de 3/4".
- Cáncamo con tope y tuerca G277 de 1/2"x3 1/4" con una carga de rotura de 5897 kg.

9.2.2 CONEXIÓN CABLE DE VIENTO – TABLERO

Para esta conexión se comienza soldando a la viga del tablero una planchuela de 5 x 5/16" de espesor. Sobre esta planchuela se colocará un cáncamo mecánico por el que se hará pasar un grillete tipo ancla.

El cable de viento será introducido en dicho grillete mediante un guardacabo reforzado.

Los elementos a utilizar se detallan a continuación:

- Guardacabo reforzado para cable G414 de 1".
- Cáncamo mecánico con tope S279 de 1/2" x 1 1/2" con una carga de rotura de 5900 kg.
- Planchuela de 5 x 5/16".
- Grillete tipo ancla con perno, tuerca y chaveta G2130 de 5/16" con una carga de rotura de 4500 kg.

9.2.3 CONEXIÓN DEL CABLE PRINCIPAL A LOS ANCLAJES

Los tensores son conectados a los anclajes a través de un tensor quijada y quijada mediante el uso de un guardacabo.

Los elementos a utilizar se detallan a continuación:

- Tensor quijada y quijada HG-228 de 2 x 24” con una carga de rotura de 83916 kg.
- Guardacabo reforzado para cable G414 de 2 ¾”.

9.2.4 CONEXIÓN DE CABLES DE VIENTO A ANCLAJES

Los cables de viento son conectados a los anclajes a través de un tensor quijada y quijada mediante el uso de un guardacabo.

Los elementos a utilizar se detallan a continuación:

- Tensor quijada y quijada HG-228 de 3/4”x12” con una carga de rotura de 11794 kg.
- Guardacabo reforzado para cable G414 de 1”.

9.2.5 CONEXIÓN TORRE - CABLE PRINCIPAL

En este caso deberá colocarse sobre el extremo superior de los pilares de las torres las denominadas silletas. Estos elementos permitirán poder introducir los cables principales en ellas para asegurar el comportamiento y durabilidad evitando la corrosión y la fatiga de los mismos.

En la Figura 9.1 se puede observar una silleta para realizar la conexión entre los elementos mencionados.

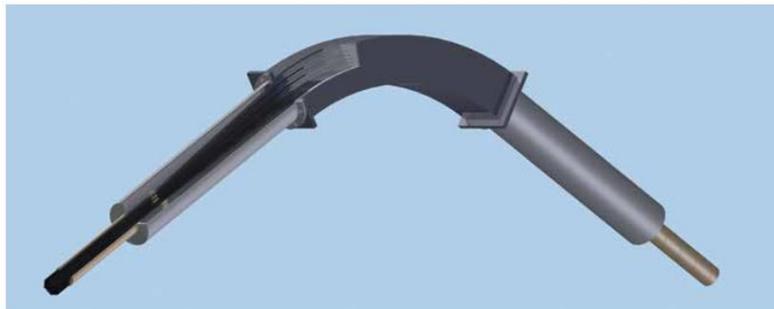


Figura 9.1: Silleta para la unión entre los pilares de las torres y el cable principal.

9.2.6 CONEXIÓN CABLE PRINCIPAL – PÉNDOLAS

Para poder conectar las péndolas con el cable principal es necesaria la utilización de abrazaderas como la mostrada en la Figura 9.2.



Figura 9.2: Abrazadera para unir el cable principal a las péndolas.

En base a la Figura 9.2, por el orificio entre planchuelas se hace pasar el cable principal y por la varilla curvada será introducida la péndola.

9.3 ESCALINATAS DEL TRAMO CONVENCIONAL

Al diseñar el tramo convencional de la pasarela se opta por realizar escalinatas metálicas a lo largo de la misma. Estas estructuras brindarán a los peatones, en épocas de estiaje mayormente, distintos puntos para poder ascender o descender a la pasarela.

Se pretende desde el punto de vista estético que las mismas sean atractivas relacionándose con el paisaje de los alrededores, considerando el fin que el municipio le da al sector y definiendo a partir de ello el material y la tipología para su construcción. Además, se construirán de forma alternada para poder ascender o descender, aguas arriba o aguas abajo de la pasarela.

Serán tres escalinatas a realizar, las cuales estarán unidas a la viga del tablero a través de un descanso que permitirá el ingreso o egreso a la pasarela. En la Tabla 9-2 se pueden observar las características de las escalinatas mencionadas.

Escalinata	Ancho (m)	Altura (m)	Pedada (m)	Alzada (m)
1	2	2,2	0,28	0,16
2	2	1,60	0,30	0,16
3	2	0,8	0,28	0,16

Tabla 9-2: Características de las escalinatas del tramo convencional.

Para el cerramiento de los escalones se utilizará el mismo metal desplegado empleado para los tableros de la pasarela.

A continuación, en la Figura 9.3 se puede observar una vista frontal de las escalinatas y en la Figura 9.4 en color rojo se muestra la ubicación en planta de las escalinatas a lo largo del tramo convencional.

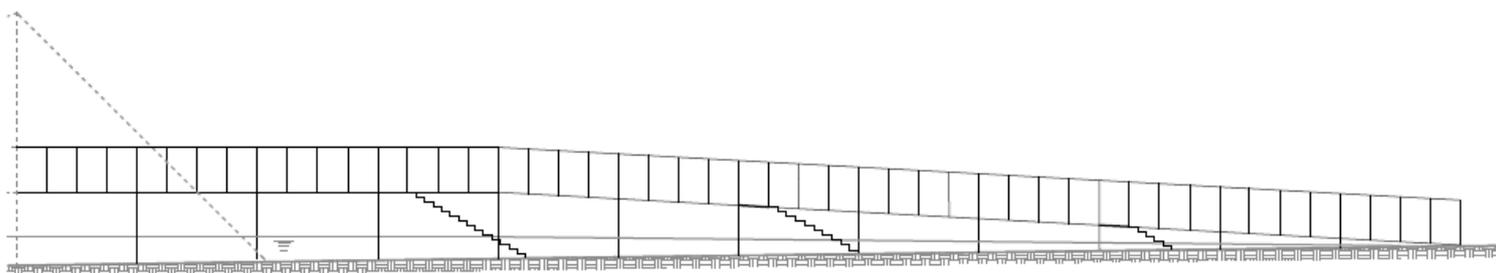


Figura 9.3: Vista frontal de las escalinatas del tramo convencional.



Figura 9.4: Ubicación en planta de las escalinatas del tramo convencional.

9.4 CERRAMIENTOS DEL TABLERO DE AMBOS TRAMOS

Para el cerramiento del tablero como así también para los laterales de la pasarela se utilizará metal desplegado. En la Tabla 9-3 se presentan las características del material seleccionado.

	Modelo	Diagonal mayor (mm)	Diagonal menor (mm)	Peso (kg/hoja)	Dimensiones (m)
Laterales	440.16-1,8	44	26	3,5	1 x 2
Tablero	250.30-12	25	13,4	36	1 x 3

Tabla 9-3: Características del metal desplegado.

El metal desplegado usado en los laterales se refuerza soldando en el contorno y en la mitad de su longitud una planchuela de 2" x 1/8". La planchuela inferior será agujereada y abulonada en la estructura del marco del tablero (Figura A5.1 del Anexo 5).

El metal desplegado utilizado en la zona de circulación del tablero, es reforzado soldando en su perímetro perfiles L de 32 x 32 x 3,2 mm y con planchuelas en la unión de las planchas según la Figura A5.1 del Anexo 5.

Debido a la diferencia de altura entre los perfiles que conforman el tablero, es necesaria la utilización de suplementos sobre los IPN 80 y a 1m de estos. Se emplean perfiles estructurales de 20 x 40 x 0,9 mm sobre los travesaños del tablero y perfiles estructurales de 30 x 60 x 1,6 mm a 1m de los mismos (Figura A del Anexo 5).

Según el modelo de metal desplegado y a la carga aplicada sobre el tablero la deflexión máxima resultante será igual a 15mm, valor obtenido a partir del catálogo de [Expanmetal, 2020].

9.5 MANTAS DE EROSION DE LA PASARELA

Debido a la ubicación de las fundaciones y de los anclajes, los mismos quedan expuestos a la erosión del suelo circundante y por lo tanto a la deficiencia en su comportamiento.

Para evitar que las fundaciones como así también los anclajes queden expuestos a la erosión del lugar, mayormente cuando se presenten crecidas del arroyo Ñireco, es necesaria la colocación de mantas que las protejan o minimicen este efecto.

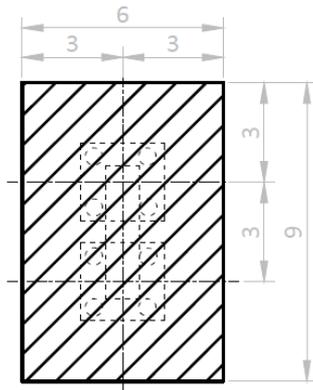
De las mantas observadas en [ARPIMIX, 2023], se opta por utilizar la de dimensiones 3,0 x 2,0 x 0,30m.

En la Figura 9.5 y 9.6 se puede observar la distribución en corte y en planta respectivamente de las mantas a lo largo y ancho de la pasarela sobre el arroyo Ñireco.



Figura 9.5: Distribución en corte de las mantas contra la erosión en la pasarela.

Distribución de mantas en tramo colgante



Distribución de mantas en tramo convencional

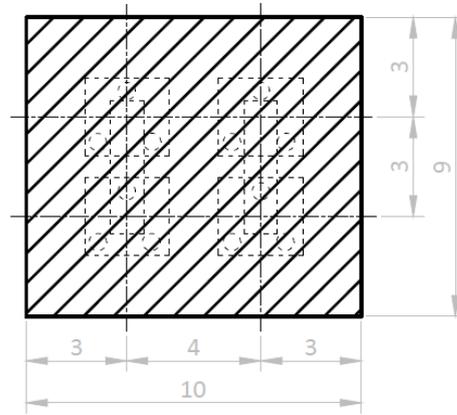


Figura 9.6: Distribución en planta de las mantas contra la erosión en la pasarela.

10 CAPITULO: CONCLUSIONES Y LINEAS DE TRABAJO A FUTURO

10.1 CONCLUSIONES

En la realización de este trabajo se pudo alcanzar el objetivo principal pudiendo ubicar, diseñar y calcular una pasarela para peatones y ciclistas sobre el arroyo Ñireco. Se pudo determinar una estructura que brinde seguridad a las personas que transiten por ella evitando congestionar el cruce vial cercano sobre la calle Wiederhold que presentará mucho tráfico. Será una obra de ingeniería de gran utilidad para desplazarse hacia los espacios educativos y recreativos del sector.

En cada uno de los capítulos que componen este análisis se pudieron estudiar distintas cuestiones que ayudaron a cumplir el objetivo principal.

En el Capítulo 2 se analizó el contexto social y vial de Bariloche logrando determinar el sector de la ciudad en donde colocar la pasarela. Se determinó el motivo principal para poder ubicarla, diseñarla y calcularla.

En el Capítulo 3 se realizó un análisis hidrológico y topográfico de la zona estudiada y se estableció un mapa de inundación que sirvió para definir la ubicación de la pasarela más conveniente desde el punto de vista de su longitud.

En el Capítulo 4 se definió la ubicación, la tipología de la pasarela y se establecieron las dimensiones y geometría. Se puede observar que se obtuvo una pasarela de una longitud relativamente larga para la zona analizada pero que cumple con el objetivo de ser una vía segura para las personas que circulen por allí. Se determinó que la tipología sería mixta teniendo un tramo colgante y otro convencional.

En el Capítulo 5 se realizó un predimensionado del tramo colgante a fin de tener una primera aproximación a los perfiles y cables a usar, utilizando un análisis básico de cargas y un modelo teórico de cables.

En el Capítulo 6, se modeló cada tramo de la pasarela a través de un software de elementos finitos, que fue de gran utilidad para obtener los esfuerzos en la estructura y poder verificar la resistencia y las deformaciones de los elementos que la componen. Además, se realizó un análisis dinámico del tramo colgante para determinar su comportamiento ante la carga de viento y poder así definir si existirán fenómenos de inestabilidad aeroelástica. Por otro lado, se determinó la carga de viento de cada tramo de la pasarela y en particular para el tramo colgante se definió en base al análisis dinámico el método para calcular la carga mencionada.

En el Capítulo 7, se pudieron verificar los elementos de cada tramo, perfilería y cables para el tramo colgante y perfiles del tramo convencional. Además, se lograron diseñar y verificar las uniones entre elementos para cada tramo.

En el Capítulo 8, debido a la falta de información del suelo del lugar se adoptaron ciertas propiedades del mismo. Se pudo definir los anclajes de hormigón armado para resistir las tensiones de los cables del tramo colgante.

También, se diseñaron y calcularon pilas de hormigón armado, las cuales fueron utilizadas en ambos tramos. En el caso del tramo colgante se decidió por reemplazar parte de las torres metálicas a fin de protegerlas de los efectos de la socavación y a su vez reduciendo la esbeltez de los pilares de las torres.

Por último, se pudieron definir las fundaciones de cada tramo para poder transmitir las cargas al terreno.

En el Capítulo 9, se lograron determinar distintos detalles constructivos para unir cables entre sí o cables con perfiles. También, se presentaron las escalinatas del tramo convencional y los tableros de circulación y las mantas de erosión para ambos tramos.

10.2 LINEAS DE TRABAJO A FUTURO

A continuación, se detallan distintos aspectos desarrollados en este análisis, los cuales podrían ser revisados en trabajos posteriores a fin de mejorar el diseño de la pasarela sobre el arroyo Ñireco.

- Realizar un estudio topográfico con mayor precisión para poder apreciar con mayor detalle el relieve de la zona de implantación de la pasarela.
- Modelar el tramo colgante considerando las pilas como elemento estructural desde el terreno hasta el tablero, en lugar de las torres metálicas inicialmente adoptadas.
- Realizar un estudio de suelos de la zona analizada o recopilar información de algún análisis desarrollado en el sector.
- Reevaluar el tipo de fundación a utilizar en base a propiedades del suelo obtenidas con mayor precisión.
- Realizar el cálculo de socavación y adoptar adecuadamente la forma más conveniente de la sección transversal.
- Con datos más precisos del suelo del lugar, considerar el efecto de la fricción entre el suelo y el dado de hormigón a fin de optimizar las dimensiones de los anclajes.
- Ejecutar el cálculo de las escalinatas del tramo convencional considerando aspectos estéticos e hidrológicos.

BIBLIOGRAFÍA

- [ARPIMIX, 2023]. Gaviones tipo colchón. <https://arpimix.com/productos/gaviones/>
- [AASHTO, 2017]. LRFD Design Bridge Manual 5-392, (2017). *LRFD Design Bridge Manual 5-392. Minnesota Department of Transportation - Bridge Office.*
- [AASHTO, 1998]. AASHTO, (1998). *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD.* Segunda Edición.
- [ASTM A586, 2004]. ASTM A586, (2004). *Standard Specification for Zinc-Coated Parallel and Helical Steel Wire Structural Strand.*
- [ASTM A603, 1998]. ASTM A603, (1998). *Standard Specification for Zinc-Coated Steel Structural Wire Rope.*
- [Beer, Johnston y Einsenber, 2007]. Beer F., Johnston E. y Einsenber E., (2007). *Mecánica vectorial para ingenieros. Estática.* 8 Edición, Mc Graw Hill Interamericana.
- [Braja Das, 2012]. Braja M. Das, (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones.* 7° Edición; CENGAGE Learning; ISBN: 987-607-481-823-9.
- [Cartasegna, 2017]. Cartasegna Marina, (2017). *Diseño y cálculo estructural de una pasarela colgante.*
- [Casagrande, 1948]. Casagrande A., (1948). *Classification and Identification of Soils.* Transactions of the American Society of Civil Engineers.
- [Ciclovías –MBB, 2015]. <http://www.bahiablanca.gov.ar/wp-content/uploads/2015/07/3.-Informe-Tecnico-UTN-Web.pdf>.
- [CIRSOC 102, 2005]. *Reglamento argentino de acción del viento sobre las construcciones.* Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Julio 2005. Buenos Aires.
- [CIRSOC 104, 2005]. *Reglamento argentino de acción de la nieve y del hielo sobre las construcciones.* Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Julio 2005. Buenos Aires.
- [CIRSOC 201, 2005]. *Reglamento argentino de estructuras de hormigón.* Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Julio 2005. Buenos Aires.
- [CIRSOC 301, 2005]. *Reglamento argentino de estructuras de acero para edificios.* Instituto Nacional de Tecnología Industrial, Julio 2005. Buenos Aires.
- [De la Canal, 2020]. De la Canal Daniela, (2020). *Readecuación geométrica de una estructura metálica.*
- [Departamento Ejecutivo Municipal, 2015]. Departamento Ejecutivo Municipal de San Carlos de Bariloche (2015). *Primer esquema del plan estratégico e integral de desarrollo de San Carlos de Bariloche.* <https://www.mininterior.gov.ar/planificacion/pdf/planesloc/RIONEGRO/Plan-Estrategico-e-Integral-de-Desarrollo-de-San-Carlos-de-Bariloche.pdf>.

- [DPA, 2013]. Departamento Provincial de Aguas de Río Negro. Expediente N° 20592- IGRH, (2013).
- [Dzendoletas, Cavallaro, Crivelli, Pereyra, 2006]. Dzendoletas M. A., Cavallaro S., Crivelli E., Pereyra F., (2006). *Mapa de vegetación del ejido municipal de San Carlos de Bariloche y alrededores. Río Negro. Patagonia Argentina.*
- [Expanmetal, 2020]. Catálogo, <https://expanmetal.com/pdf/ExpanMetal-IBEX.pdf>.
- [Fratelli, 1993]. Fratelli María Graciela, (1993). *Suelos, Fundaciones y Muros*. Bonalde Editores, Caracas, Venezuela.
- [Higuera & Perez, 1994]. Higuera C. H. y Pérez G., (1994). *Algunos casos de rehabilitación de puentes fallados por socavación en Colombia*. Revista Ingeniería Hoy N° 12. Pp 34-51. Universidad del Cauca Colombia.
- [Hoek y Bray, 1991]. Hoek y Bray, (1991). *Manual de estabilidad de taludes*.
- [Schinca, 2012]. Jorge Schinca, (2012). *Vigas de gran altura*. <http://www.fadu.edu.uy/estabilidad-iii/files/2012/02/Vigas-altas.pdf>
- [Laurente Jiménez y Salvador Murga, 2014]. Laurente Jiménez C. A. y Salvador Murga S. G., (2014). *Influencia de distancia entre secciones transversales al modelar un cauce natural para calcular la socavación en puentes aplicando HEC-RAS*. Universidad Privada Antenor Orrego – UPAO.
- [Secretaría de Planeamiento y Medio Ambiente, 2011]. Secretaría de Planeamiento y Medio Ambiente de San Carlos de Bariloche (2011). *Plan de ordenamiento territorial. Políticas, instrumentos y proyectos para el ordenamiento territorial de San Carlos de Bariloche*.
- [Pasarela Santander – Camargo, 2016]. <https://www.20minutos.es/noticia/2904702/0/pasarela-peatonal-ciclista-santander-camargo-sobre-a-67-tren-acabara-primavera/>
- [SEGEMAR, 2023]. <https://repositorio.segemar.gov.ar/handle/308849217/2104>
- [Rodríguez Ortiz, 1995]. Rodríguez Ortiz J. M., (1995). *Curso aplicado de cimentaciones*. 6° Edición, Graficoinco.
- [SEGEMAR, IGRM y BGR, 2005]. *Estudio geocientífico aplicado al ordenamiento territorial. San Carlos de Bariloche; Anales N° 42; CONVENIO DE COOPERACIÓN TÉCNICA GEOLÓGICO ARGENTINO ALEMAN*. Instituto de Geología y Recursos Minerales (IGRM). Servicio Geológico Minero Argentino (SEGEMAR). Instituto Federal de Geociencias y Recursos Naturales (BGR), Alemania. ISSN 0328-2325.
- [Simulia, 2011]. *Abaqus 6.11. Analysis User's Manual*.
- [The Crosby group, 2022]. The Crosby group. Catálogo general en español, 2022.
- [Trogliá, 2018]. Trogliá Gabriel, (2018). *Estructuras metálicas. Proyecto por estados límites*. 8° Edición, UNIVERSITAS. Editorial Científica Universitaria.
- [Ven Te Chow, 1959]. Ven Te Chow, Maidment y Mays, (1959). *Hidrología en canales abiertos*. Mc Graw Hill.

Anexo 1

En la Figura A1.1 se presenta un mapa de inundación de la Pampa de Huenuleo, información proporcionada por el Departamento Provincial de Aguas de Río Negro (DPA).



Figura A1.1 del Anexo 1: Mapa de inundación de la Pampa de Huenuleo (Imagen del DPA).

Anexo 2

En la Figura A2.1 se presenta la disposición de los tramos colgante y convencional que conforman la pasarela. Se puede observar como es la conexión entre los tramos y también las escalinatas sobre el tramo convencional que permitirán el ascenso y descenso a la estructura.

En la Figura A2.2 se muestra un esquema de cargas concentradas aplicadas sobre el cable principal del tramo colgante y distintas denominaciones que permitirán a través de un modelo de cables determinar la forma y tensiones en el cable principal.

En la Tabla A2-1 se presentan las coordenadas y tensiones determinadas en el cable principal.

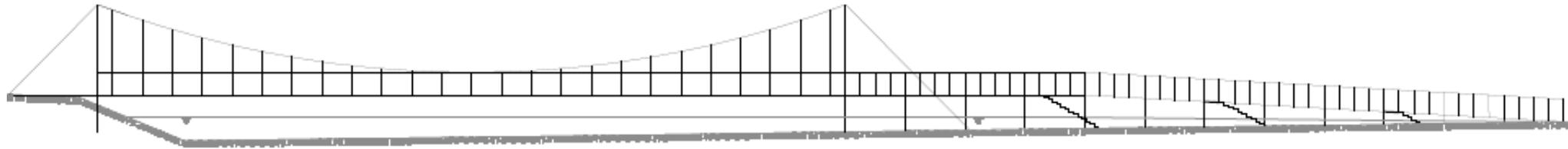


Figura A2.1: Esquema final completo de la pasarela diseñada.

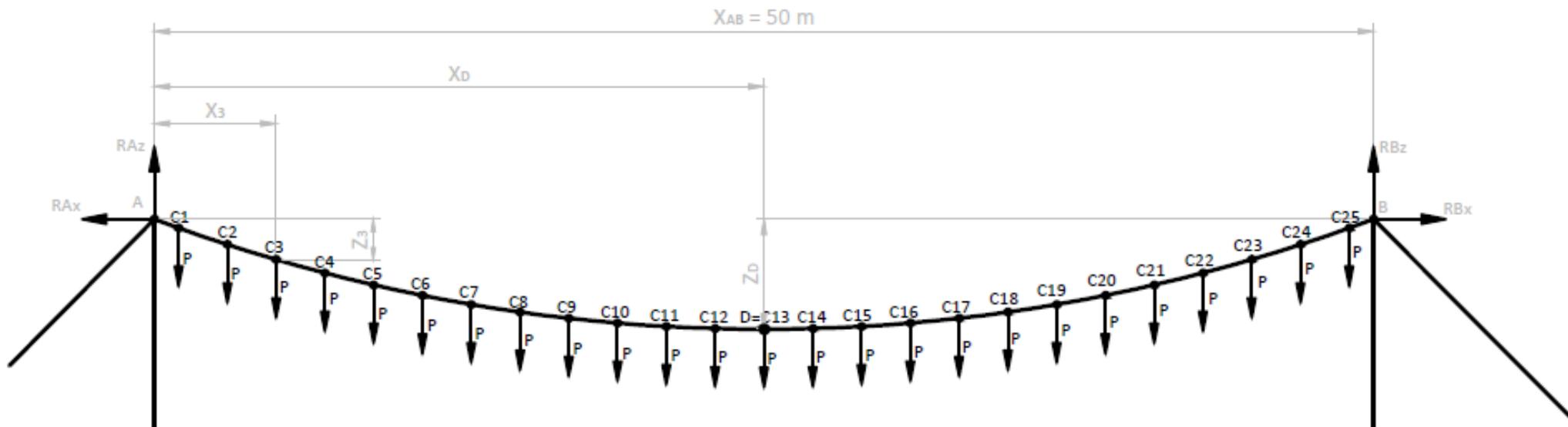


Figura A2.2: Esquema de cálculo para el análisis a través del modelo teórico de cables para el tramo colgante.

Punto	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13 (centro)
Progresiva dx	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	25
Altura dz	0,36	1,02	1,62	2,17	2,66	3,09	3,46	3,78	4,04	4,24	4,38	4,47	4,5
Angulo θ	19,8	18,8	18	17,2	16,5	15,7	14,9	14,2	13,4	12,6	11,8	11	10,2
Tensión T (KN)	515,7	512,6	510,3	508,1	506	504,1	502,2	500,5	498,8	497,2	495,8	494,4	493,1

Tabla A2-1: Coordenadas y tensiones a lo largo del cable principal del tramo colgante.

Anexo 3

En las Tablas A3-1 a A3-3 se muestran las tensiones en los distintos cables presentes en el tramo colgante para las combinaciones de carga de servicio.

Cable principal	Comb. De carga	C7	C8	C9	C10	C11	C12	Valor Máx.
	Tensión (N/m ²)	2,73E+08	4,54E+07	2,01E+08	2,01E+08	4,48E+07	1,77E+08	2,73E+08

Tabla A3-1: Tensiones para cada combinación de carga en el cable principal.

Péndolas	Comb. De carga	C7	C8	C9	C10	C11	C12	Valor Máx.
	Tensión (N/m ²)	2,43E+08	1,87E+07	9,68E+07	9,66E+07	1,84E+07	8,47E+07	2,43E+08

Tabla A3-2: Tensiones para cada combinación de carga en las péndolas.

Cables de viento	Comb. De carga	C7	C8	C9	C10	C11	C12	Valor Máx.
	Tensión (N/m ²)	1,37E+07	1,46E+08	2,21E+07	1,81E+07	1,04E+08	2,30E+07	1,46E+08

Tabla A3-3: Tensiones para cada combinación de carga en los cables de viento.

VERIFICACION ESTRUCTURAL DEL TRAMO COLGANTE

En las Tablas A3-4 a A3-8 se presentan las solicitaciones en cada elemento del tramo colgante de la pasarela para las distintas combinaciones de carga.

Viga longitudinal tablero	Combinación	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
	C1	7,84E+07	-4,27E+07
	C2	1,46E+08	-1,59E+08
	C3	6,10E+07	-6,85E+07
	C4	4,43E+07	-4,02E+07
	C5	7,45E+07	-6,42E+07
	C6	9,50E+07	-7,53E+07
	C7	9,57E+07	-1,06E+08
	C8	9,11E+07	-6,43E+07
	C9	6,74E+07	-7,79E+07
	C10	6,48E+07	-7,25E+07
	C11	9,04E+07	-5,95E+07
	C12	5,67E+07	-6,60E+07
	R req. máxima	1,46E+08	-1,59E+08
R diseño	2,12E+08	-1,63E+08	

Tabla A3-4: Tensión requerida y de diseño para las distintas solicitaciones en la viga longitudinal del tablero.

Travesaños del tablero	Combinación	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
	C1	8,02E+06	-9,60E+05
	C2	1,18E+07	-8,50E+05
	C3	7,60E+06	-4,25E+05
	C4	1,47E+07	-7,70E+06
	C5	3,08E+07	-1,56E+07
	C6	2,46E+07	-1,95E+07
	C7	9,30E+06	-5,72E+05
	C8	1,71E+07	-9,71E+06
	C9	1,72E+07	-7,71E+06
	C10	7,79E+06	-4,41E+05
	C11	1,34E+07	-6,75E+06
	C12	1,52E+07	-6,56E+06
R req. máxima	3,08E+07	-1,95E+07	
R diseño	2,12E+08	-5,40E+07	

Tabla A3-5: Tensión requerida y de diseño para las distintas solicitaciones en los travesaños del tablero.

Diagonales del tablero	Combinación	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
	C1	7,31E+06	-9,94E+06
	C2	1,23E+07	-1,92E+07
	C3	4,85E+06	-8,64E+06
	C4	1,11E+07	-1,78E+07
	C5	2,76E+07	-3,43E+07
	C6	4,1E+07	-2,90E+07
	C7	7,25E+06	-1,30E+07
	C8	1,40E+07	-2,14E+07
	C9	1,23E+07	-1,72E+07
	C10	5,11E+06	-9,11E+06
	C11	9,96E+06	-1,82E+07
	C12	1,05E+07	-1,56E+07
R req. máxima	2,76E+07	-3,43E+07	
R diseño	2,12E+08	-9,1E+07	

Tabla A3-6: Tensión requerida y de diseño para las distintas solicitaciones en las diagonales del tablero.

Travesaños de las torres	Combinación	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
	C1	1,04E+06	-8,58E+05
	C2	7,01E+06	-5,30E+06
	C3	3,48E+06	-2,94E+06
	C4	3,54E+06	-1,27E+06
	C5	8,37E+06	-4,22E+06
	C6	8,58E+06	-4,52E+06
	C7	4,93E+06	-4,17E+06
	C8	5,11E+06	-2,58E+06
	C9	3,73E+06	-2,80E+06
	C10	3,64E+06	-3,07E+06
	C11	3,40E+06	-1,63E+06
	C12	3,27E+06	-2,47E+06
	R req. máxima	8,58E+06	-5,30E+06
R diseño	2,12E+08	-1,88E+08	

Tabla A3-7: Tensión requerida y de diseño para las distintas solicitaciones en los travesaños de las torres.

Diagonales de las torres	Combinación	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
	C1	1,20E+05	-1,37E+06
	C2	-	-6,61E+06
	C3	3,87E+04	-3,38E+06
	C4	-	-1,53E+07
	C5	1,42E+06	-3,64E+07
	C6	4,98E+05	-2,88E+07
	C7	1,00E+04	-4,70E+06
	C8	1,93E+05	-1,80E+07
	C9	-	-1,62E+07
	C10	3,53E+04	-3,52E+06
	C11	7,18E+04	-1,26E+07
	C12	-	-1,39E+07
	R req. máxima	1,42E+06	-3,64E+07
R diseño	2,12E+08	-9,1E+07	

Tabla A3-8: Tensión requerida y de diseño para las distintas solicitaciones en las diagonales de las torres.

VERIFICACION ESTRUCTURAL DEL TRAMO CONVENCIONAL

En las Tablas A3-9 a A3-11 se presentan las solicitaciones en cada elemento del tramo convencional de la pasarela para las distintas combinaciones de carga.

Viga del tablero	Combinación	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
	C1	9,64E+06	-1,01E+07
	C2	1,31E+08	-1,33E+08
	C3	6,07E+07	-6,16E+07
	C4	2,47E+07	-2,53E+07
	C5	1,35E+07	-1,39E+07
	C6	6,69E+06	-7,03E+06
	C7	8,90E+07	-9,01E+07
	C8	6,95E+06	-7,32E+06
	C9	6,43E+07	-6,52E+07
	C10	6,44E+07	-6,53E+07
	C11	6,91E+06	-7,30E+06
	C12	5,61E+07	-5,70E+07
	R req. máxima	1,31E+08	-1,33E+08
R diseño	2,12E+08	-1,63E+08	

Tabla A3-9: Tensión requerida y de diseño para las distintas solicitaciones en la viga longitudinal del tablero.

Travesaños del tablero	Combinación	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
	C1	4,41E+06	-9,94E+05
	C2	1,03E+07	-1,03E+07
	C3	6,66E+06	-1,61E+06
	C4	5,27E+06	-1,65E+06
	C5	4,96E+06	-2,84E+06
	C6	4,66E+06	-2,78E+06
	C7	7,91E+06	-1,95E+06
	C8	4,53E+06	-1,79E+06
	C9	6,99E+06	-2,06E+06
	C10	6,83E+06	-1,66E+06
	C11	4,46E+06	-1,37E+06
	C12	6,61E+06	-1,90E+06
	R req. máxima	1,03E+07	-1,03E+07
R diseño	2,12E+08	-5,40E+07	

Tabla A3-10: Tensión requerida y de diseño para las distintas solicitaciones en los travesaños del tablero.

Diagonales del tablero	Combinación	Tracción (N/m ²)	Compresión (N/m ²)
	C1	3,46E+06	-4,07E+06
	C2	1,83E+07	-2,06E+07
	C3	6,71E+06	-9,61E+06
	C4	4,74E+06	-5,81E+06
	C5	4,38E+06	-4,73E+06
	C6	4,20E+06	-3,99E+06
	C7	8,98E+06	-1,29E+07
	C8	3,75E+06	-3,93E+06
	C9	7,22E+06	-1,00E+07
	C10	6,95E+06	-1,00E+07
	C11	3,56E+06	-3,88E+06
	C12	6,66E+06	-9,14E+06
	R req. máxima	1,83E+07	-2,06E+07
R diseño	2,12E+08	-9,1E+07	

Tabla A3-11: Tensión requerida y de diseño para las distintas solicitaciones en las diagonales del tablero.

En la Figura A3.1 se presenta un esquema de los elementos del tablero y de las torres del tramo colgante de la pasarela con su correspondiente numeración asignada en el modelo de elementos finitos.

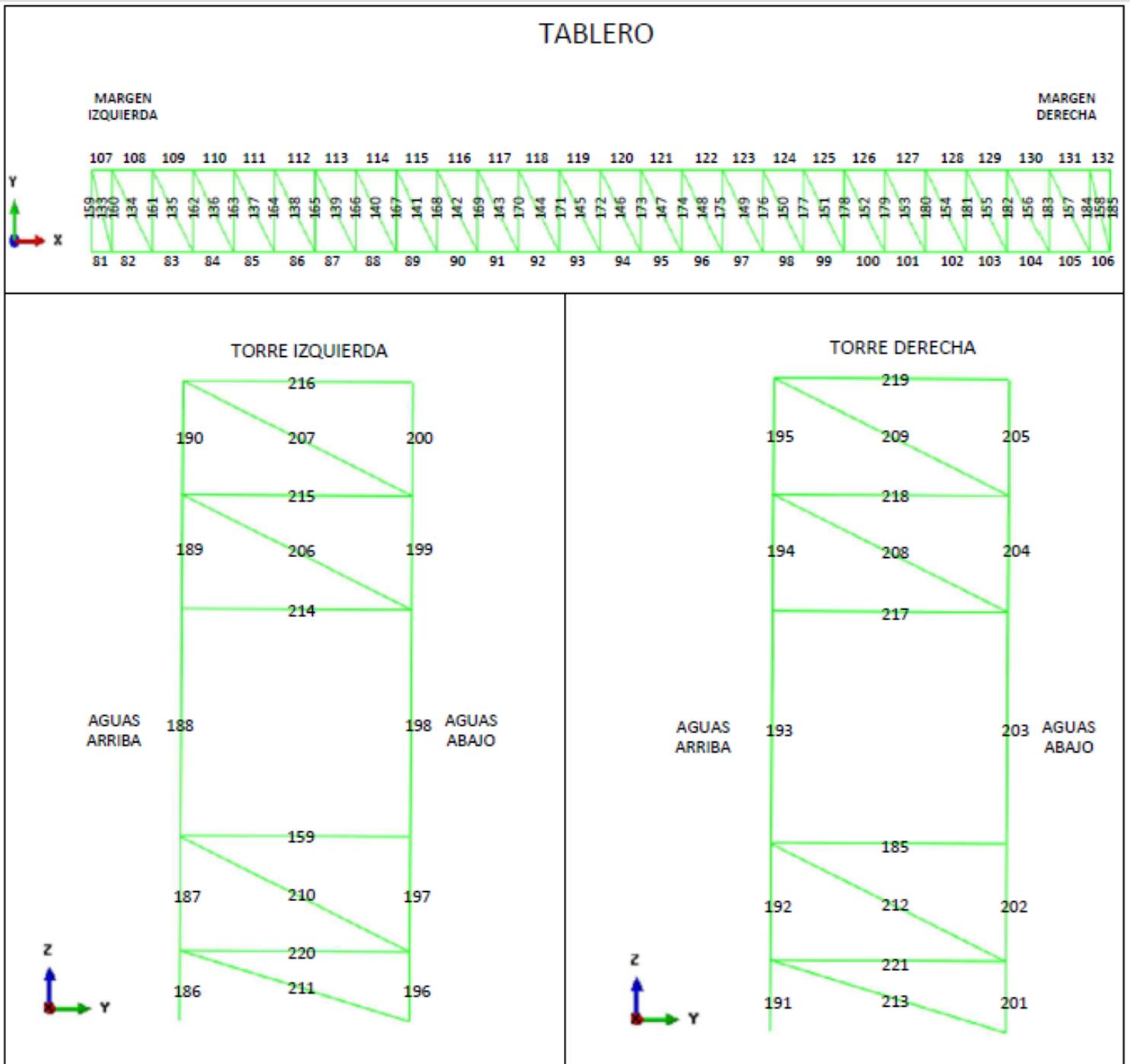


Figura A3.1: Numeración de los elementos del tablero y de las torres del tramo colgante de la pasarela.

Anexo 4

En este Anexo se presentan las uniones entre los distintos elementos que componen la pasarela. Se muestran esquemas y tablas con características que describen las uniones mencionadas.

UNIONES DEL TRAMO COLGANTE

UNIÓN VIGA LONGITUDINAL - TRAVESAÑOS DEL TABLERO

En la Figura A4.1 se presenta un esquema de la unión entre la viga y los travesaños del tablero.

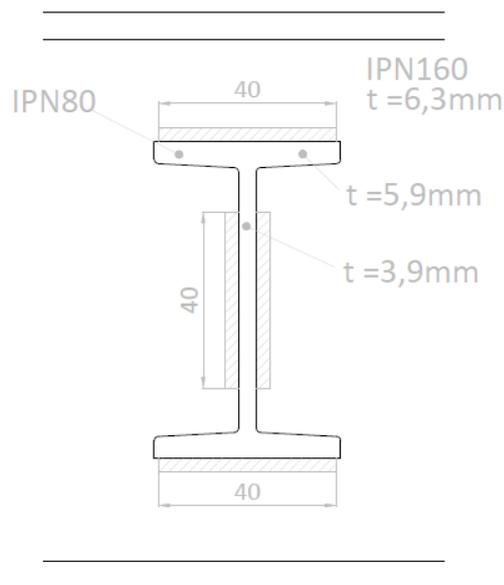


Figura A4.1: Unión de la viga longitudinal con los travesaños del tablero.

En la Tabla A4-1 se muestran los parámetros característicos de diseño de la soldadura:

Características	Valor	Unidad
Tensión a tracción requerida	3,1E+07	N/m ²
Área IPN 80	7,6	cm ²
Resistencia requerida	23,5	KN
Φ	0,6	
F_{nw}	$0,6 \cdot F_{EEX} = 0,6 \cdot 480 = 288$	MPa
d mín.	5	mm
d máx.	No considero	
d adoptado	5	mm
Le min	40	mm
Le adoptado	$40 \times 4 = 160$	mm
Resistencia diseño	97,6	KN

Tabla A4-1: Características de la soldadura Viga longitudinal - Travesaños del tablero.

UNIÓN PILAR TORRE - TRAVESAÑOS DE LA TORRE

En la Figura A4.2 se presenta un esquema de la unión a realizar.

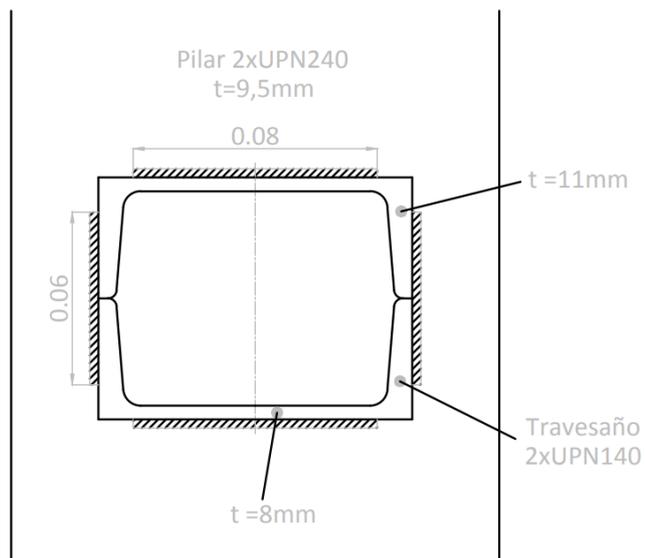


Figura A4.2: Soldadura realizada entre el pilar y los travesaños de la torre.

En la Tabla A4-2 se muestran características de diseño de la soldadura:

Características	Valor	Unidad
Tensión a tracción requerida	8,6E+06	N/m ²
Área Cajón 2UPN180	56	cm ²
Resistencia requerida	48,2	KN
Φ	0,6	
F_{nw}	$0,6 \cdot F_{EEX} = 0,6 \cdot 480 = 288$	MPa
d mín.	5	mm
d máx.	No considero	
d adoptado	5	mm
Le min	40	mm
Le adoptado	280	mm
Resistencia diseño	170,8	KN

Tabla A4-2: Características de la soldadura entre el pilar y los travesaños de las torres.

UNIÓN DE LAS DIAGONALES DEL TABLERO

En la Figura A4.3 se presenta un esquema de la soldadura a realizar en las diagonales del tablero.

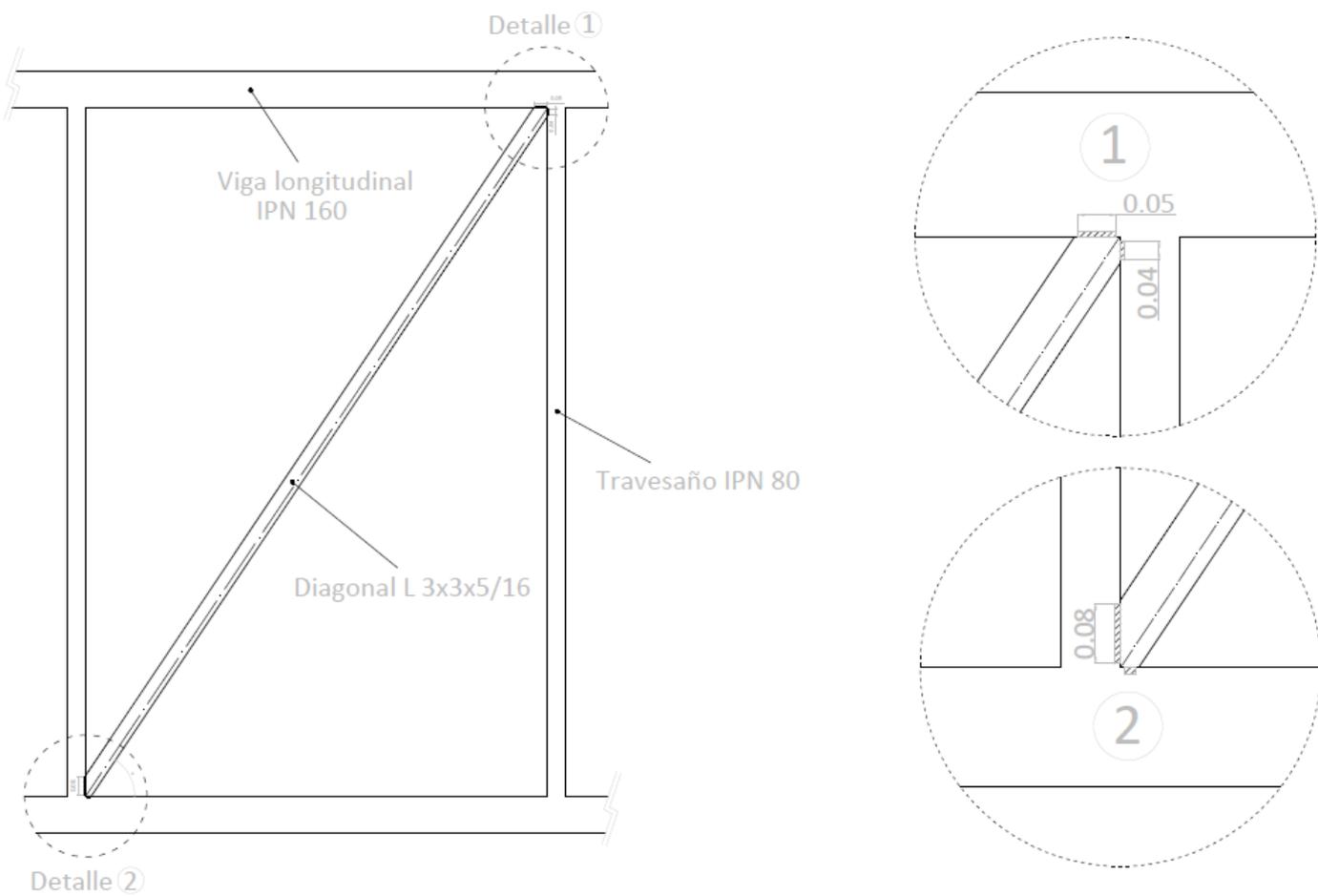


Figura A4.3: Unión de las diagonales del tablero.

En la Figura A4.4 se muestra la ubicación de las diagonales en la disposición del tablero.

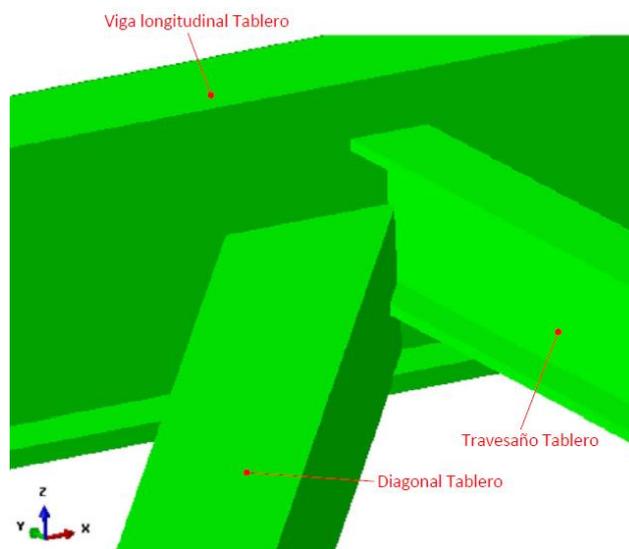


Figura A4.4: Ubicación de las diagonales del tablero.

En la Tabla A4-3 se muestran los parámetros de diseño de la soldadura:

Características	Valor	Unidad
Tensión a tracción requerida	2,76E+07	N/m ²
Área Perfil L	11,5	cm ²
Resistencia requerida	31,7	KN
Φ	0,6	
F_{nw}	$0,6 * F_{EEX} = 0,6 * 480 = 288$	MPa
d mín.	5	mm
d máx.	NO considero	
d adoptado	5	mm
Le min	40	mm
Le adoptado superior 1	$50 + 40 = 90$	mm
Resistencia diseño 1	54,9	KN
Le adoptado superior 2	80	mm
Resistencia diseño 2	48,8	KN

Tabla A4-3: Características de la soldadura de las diagonales del tablero.

UNIÓN DE LAS DIAGONALES DE LAS TORRES

En la Figura A4.5 se presenta un esquema de la soldadura a realizar en las diagonales de las torres.

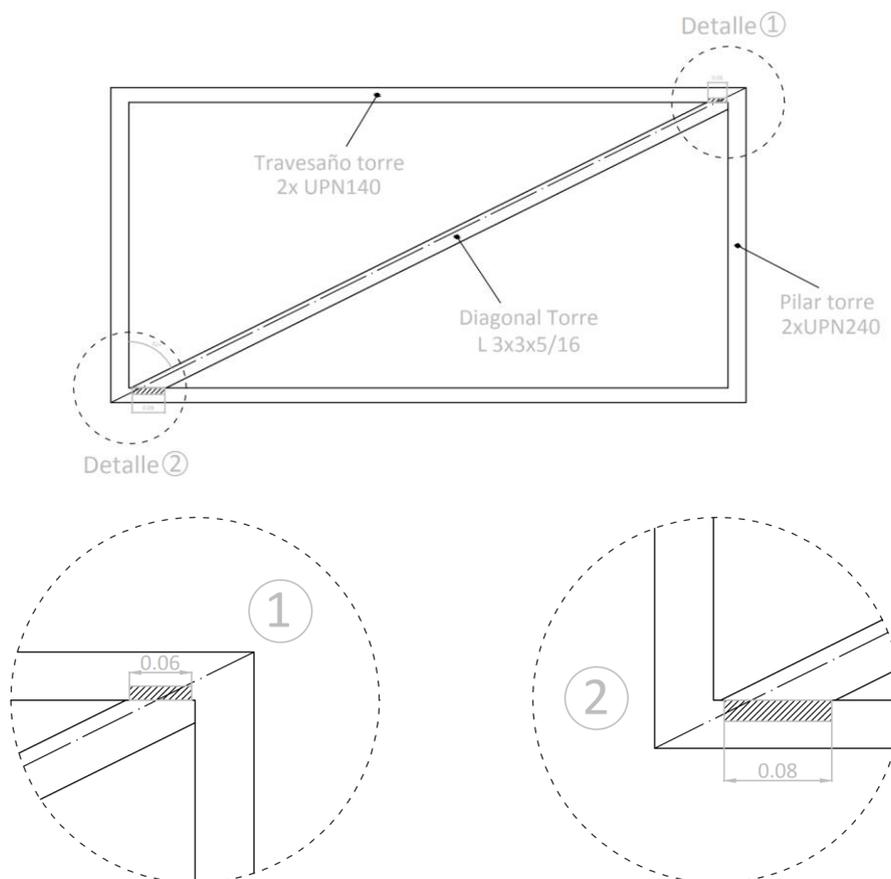


Figura A4.5: Unión de las diagonales de las torres.

En la Figura A4.6 se muestra la ubicación de las diagonales en la disposición de las torres.

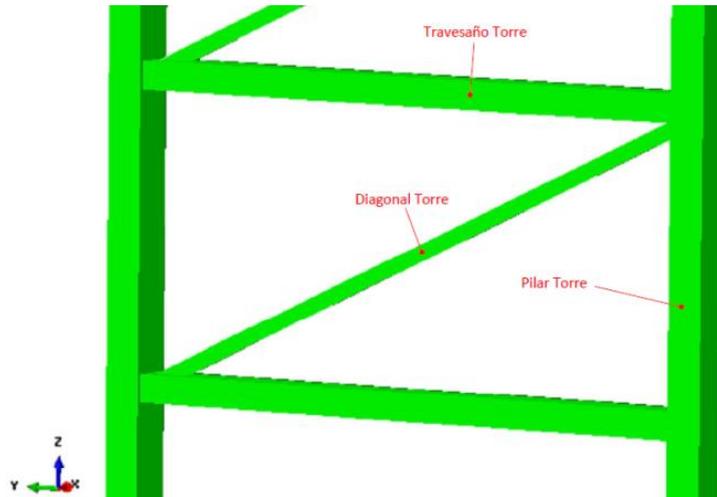


Figura A4.6: Ubicación de las diagonales de las torres.

En la Tabla A4-4 se presentan características de diseño de la soldadura:

Características	Valor	Unidad
Tensión a tracción requerida	1,5E+06	N/m ²
Área Perfil L	11,5	cm ²
Resistencia requerida	1,75	KN
Φ	0,6	
F_{nw}	$0,6 * F_{EEX} = 0,6 * 480 = 288$	MPa
d mín.	5	mm
d máx.	NO considero	
d adoptado	5	mm
Le min	40	mm
Le adoptado superior 1	60	mm
Resistencia diseño 1	36,6	KN
Le adoptado superior 2	80	mm
Resistencia diseño 2	48,8	KN

Tabla A4-4: Características de la soldadura de las diagonales de las torres.

UNIÓN DEL PILAR DE LA TORRE CON LA VIGA DEL TABLERO

En la Figura A4.7 se presenta un esquema de la unión abulonada entre el pilar de la torre y la viga longitudinal del tablero.

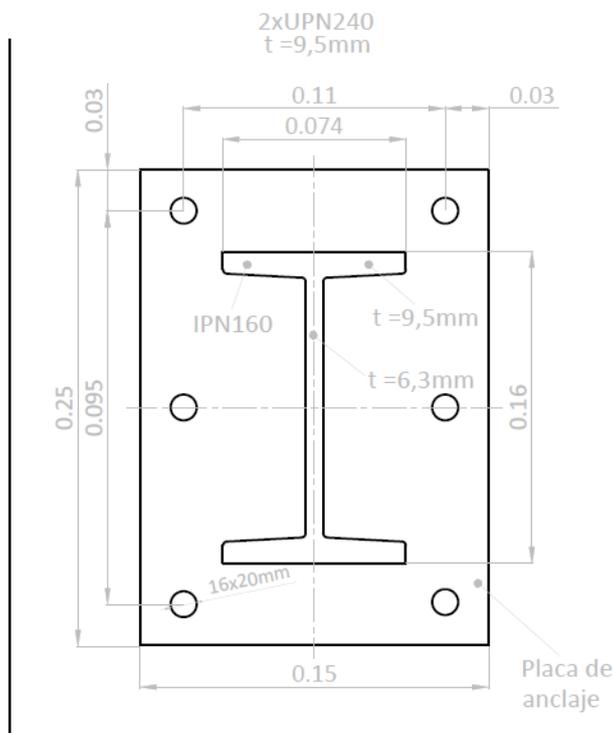


Figura A4.7: Unión abulonada entre la viga del tablero y el pilar de la torre.

En la Tabla A4-5 se presentan los parámetros de diseño de la unión abulonada:

Característica	Valor	Unidad
Diámetro bulón	14	mm
Agujero ovalado corto	16x20	mm
Distancia mínima al borde	28	mm
Separación mínima entre agujeros	42	mm
Tensión a tracción requerida	1,46E+08	N/m ²
Corte requerido	11,62	KN
Área IPN 160	22,8	cm ²
Resistencia requerida a tracción	332,9	KN
Resistencia diseño a tracción	429,5	KN
Resistencia diseño a corte	38,1	KN
Resistencia aplast. chapa	79,6	KN
Resistencia bloque corte	56,83	KN

Tabla A4-5: Características de la unión de la viga del tablero con los pilares de las torres.

SOLDADURA VIGA TABLERO - PLACA ANCLAJE

En la Figura A4.8 se presenta un esquema de la soldadura entre la viga longitudinal del tablero y la placa de anclaje.

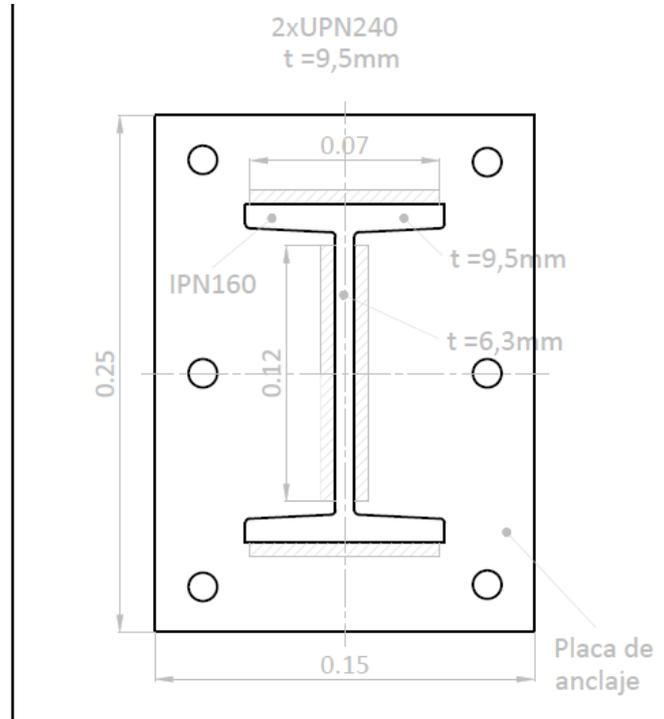


Figura A4.8: Unión de la viga con la placa de anclaje del pilar.

En la Tabla A4-6 se presentan características de diseño de la soldadura:

Características	Valor	Unidad
Tensión a tracción requerida	1,46E+08	N/m ²
Área IPN 160	22,8	cm ²
Resistencia requerida a tracción	332,9	KN
Resistencia requerida a corte	11,62	KN
Resistencia requerida a tracción y corte	344,5	KN
Φ	0,6	
F_{nw}	$0,6 * F_{EXX} = 0,6 * 480 = 288$	MPa
d mín.	5	mm
d máx.	No considero	
d adoptado	8	mm
Le min	40	mm
Le adoptado	380	mm
Resistencia diseño	371	KN

Tabla A4-6: Características de la soldadura viga – placa de anclaje del pilar.

UNIÓN DE LOS PILARES DE TORRE CON LAS PILAS

En la Tabla A4-7 se presentan parámetros de cálculo para verificar el pandeo lateral:

Mp (KNm)	Mr (KNm)	Lp (cm)	Lr (cm)	Lb (cm)
29,8	19,9	5,95 cm	138	24

Tabla A4-7: Parámetros para calcular el pandeo lateral en la cartela.

En la Figura A4.9 se observa un esquema de la placa base con sus cartelas para unir las torres metálicas con las pilas de hormigón armado.

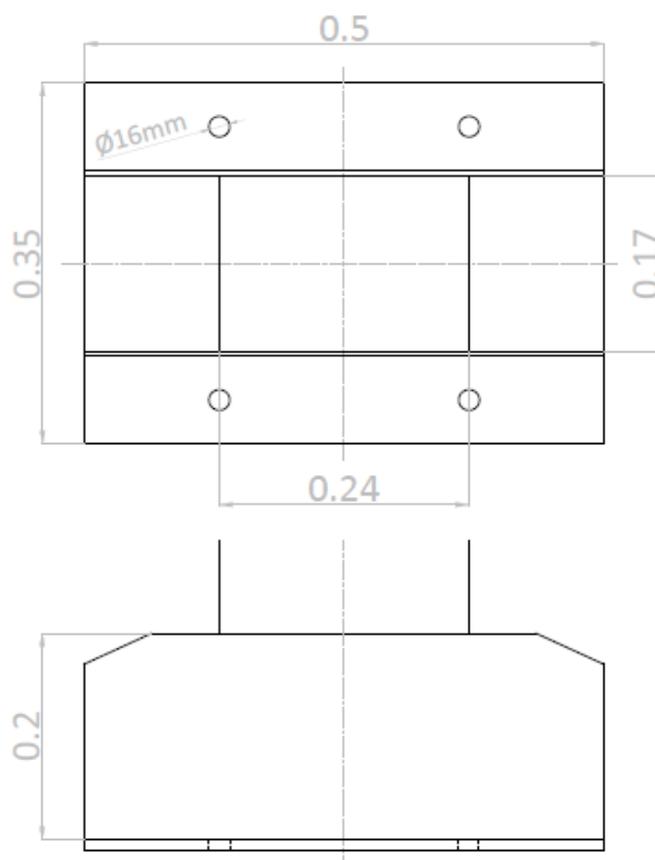


Figura A4.9: Esquema de la placa base resultante.

Anexo 5

En la Figura A5.1 se presenta un esquema de la unión del cerramiento lateral al tablero.



Figura A5.1: Detalle de la unión entre el cerramiento lateral y el tablero de circulación.

En la Figura A5.2 se observa el cerramiento en la zona de circulación del tablero con los refuerzos correspondientes.

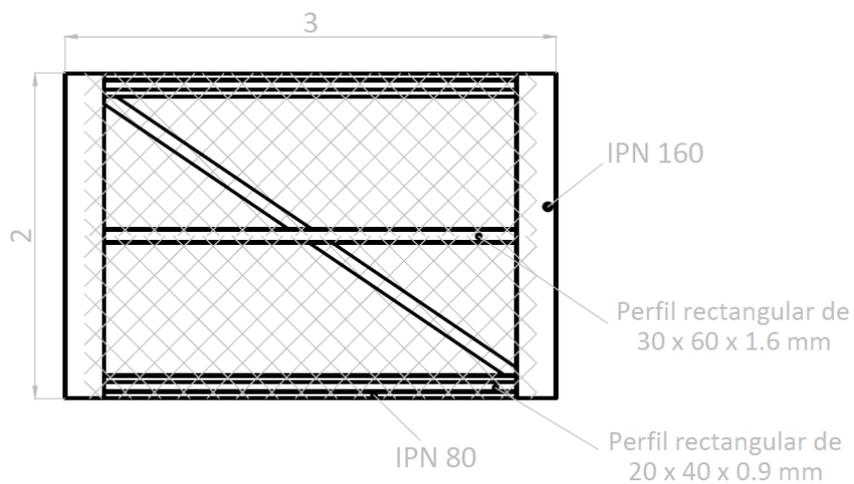
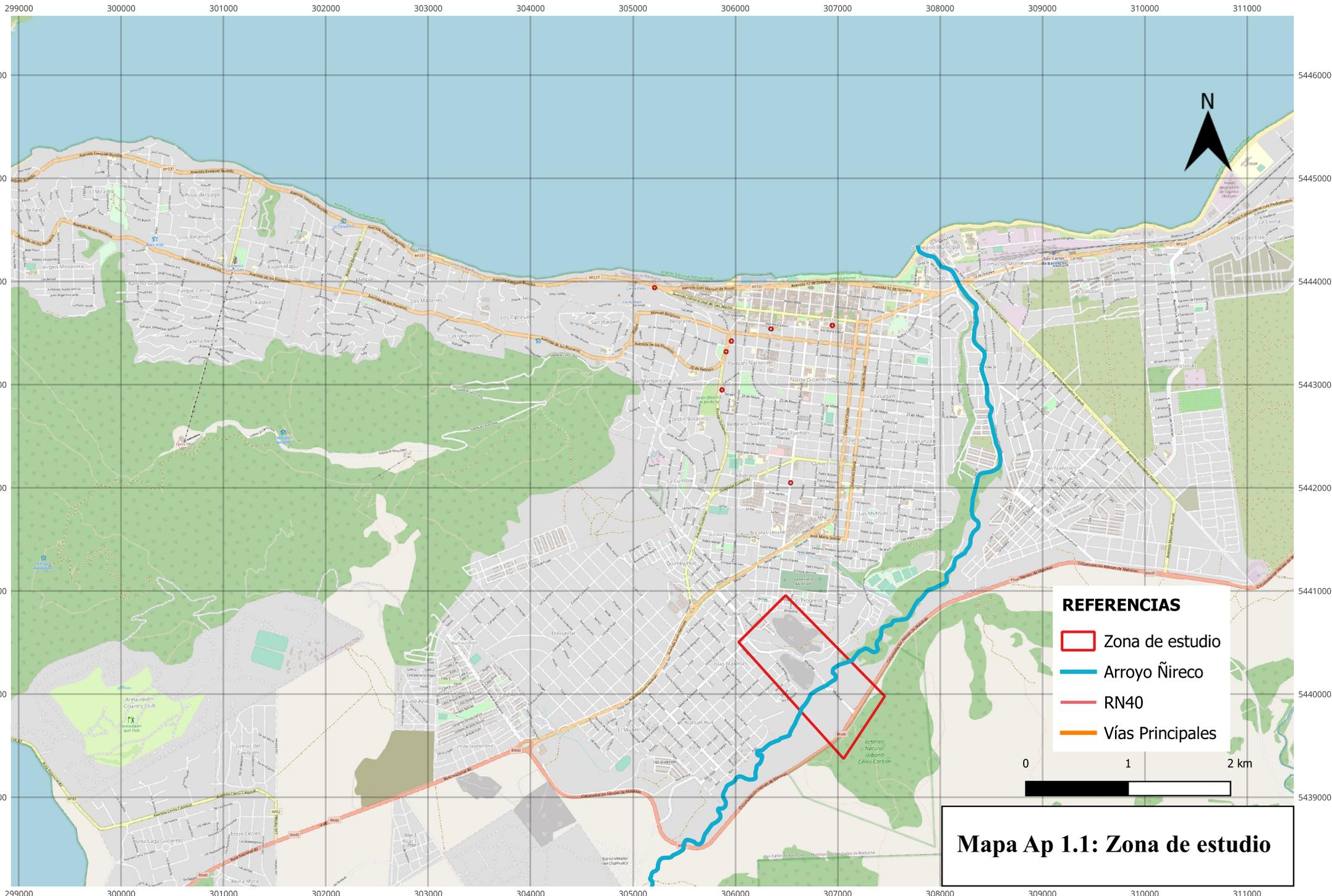
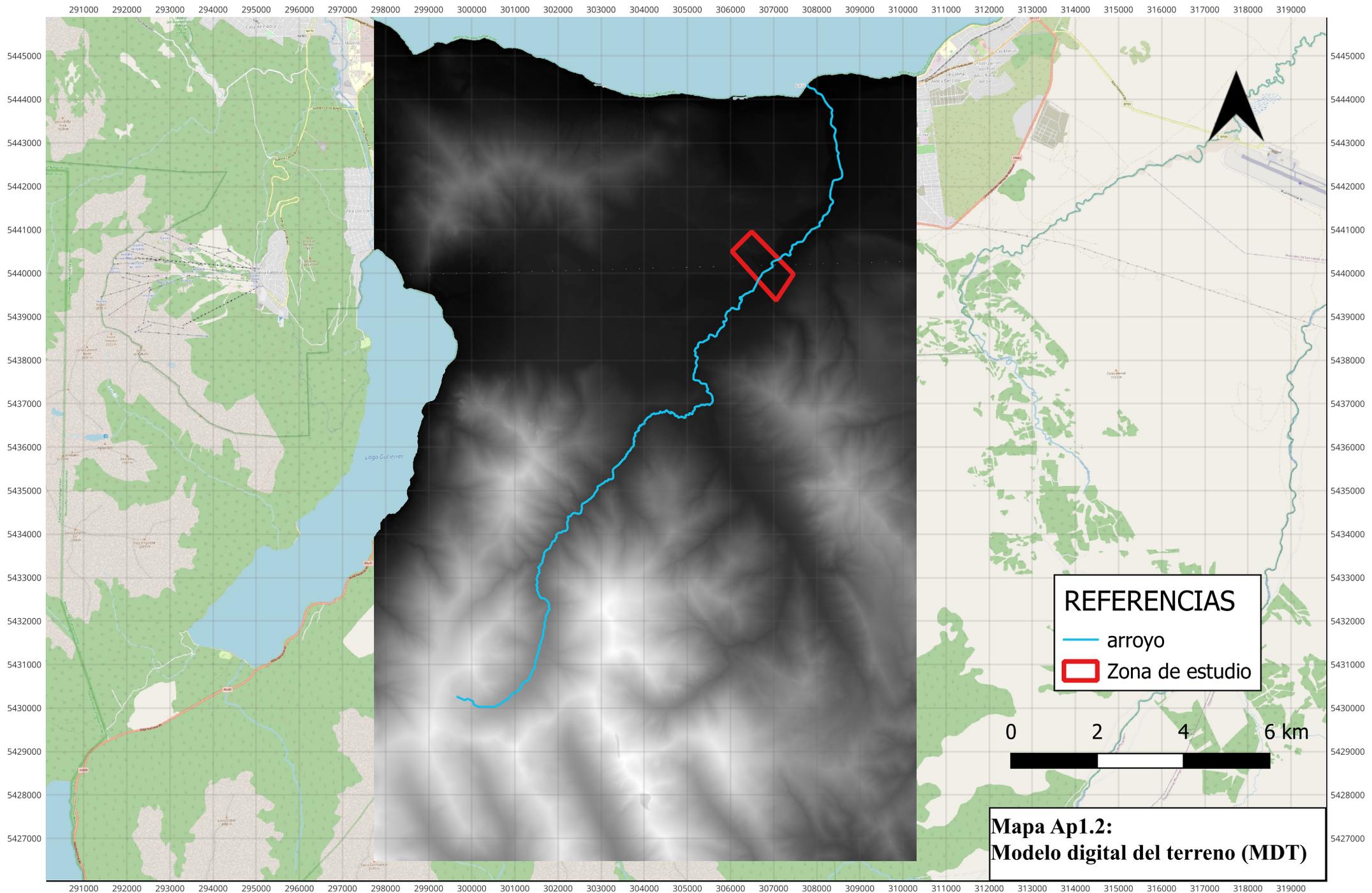


Figura A5.2: Cerramiento en la zona de circulación del tablero.



Mapa Ap 1.1: Zona de estudio



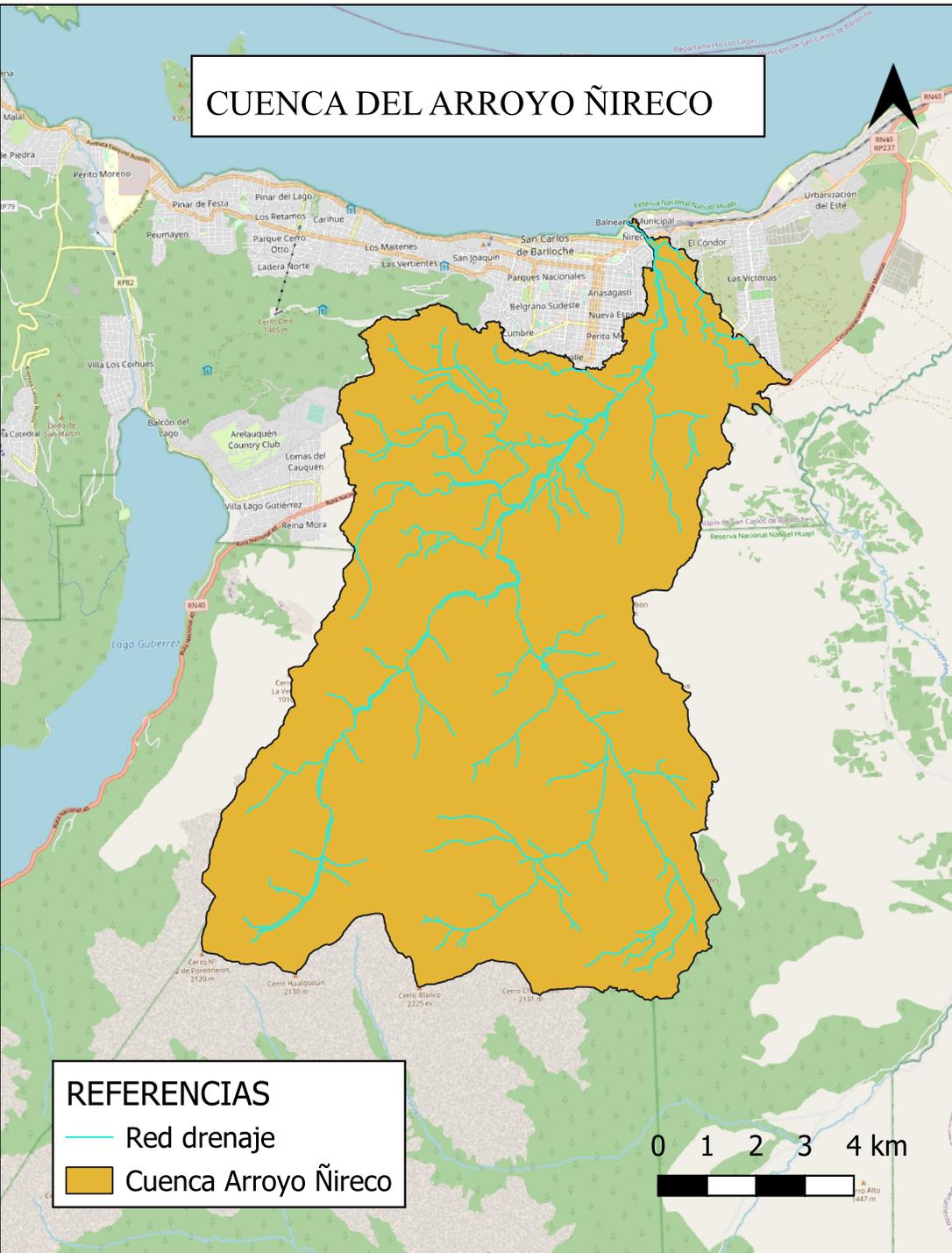
REFERENCIAS

- arroyo
- ▭ Zona de estudio

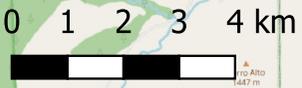


**Mapa Ap1.2:
Modelo digital del terreno (MDT)**

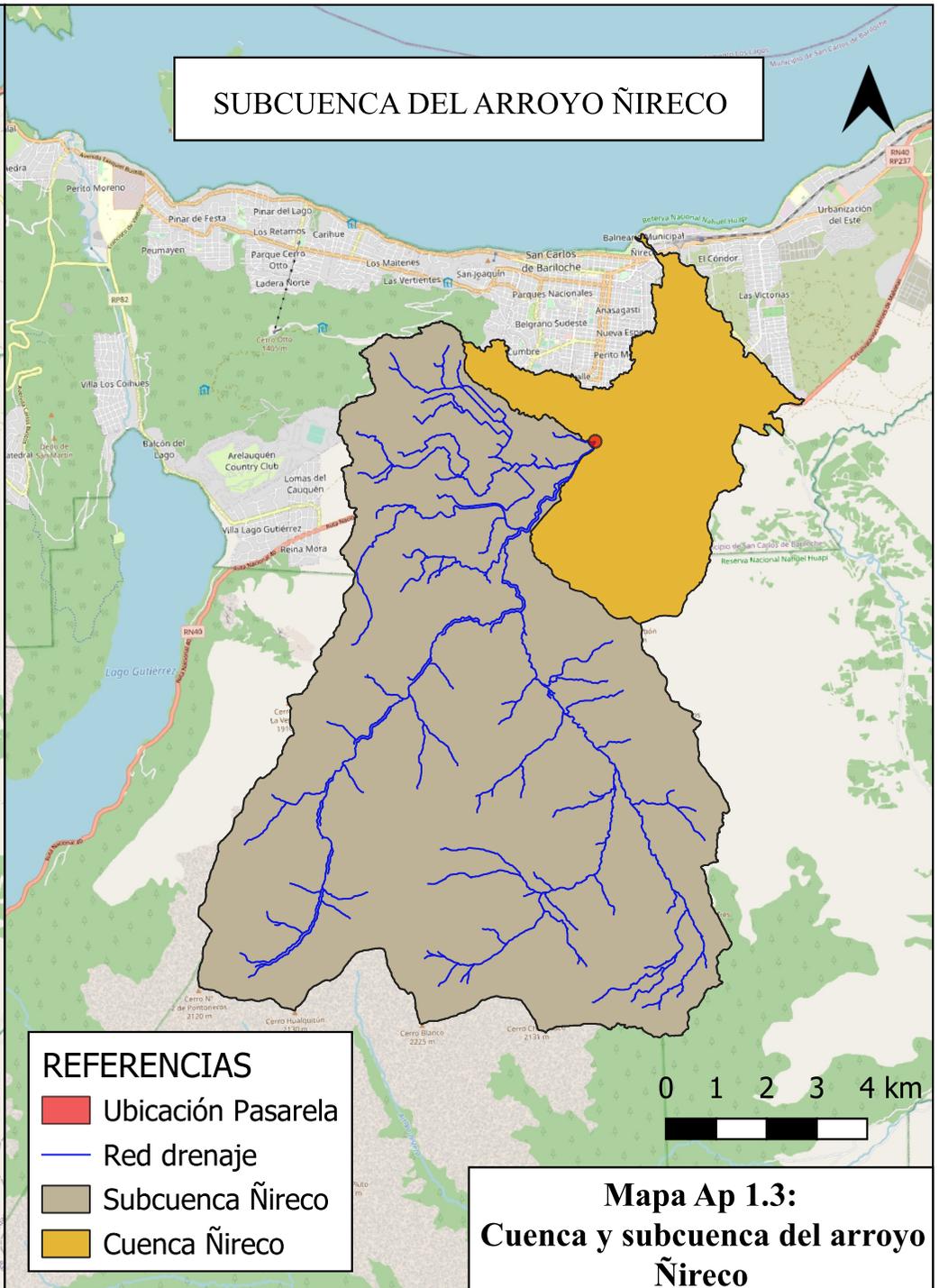
CUENCA DEL ARROYO ÑIRECO



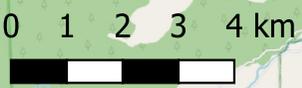
- REFERENCIAS**
- Red drenaje
 - Cuenca Arroyo Ñireco



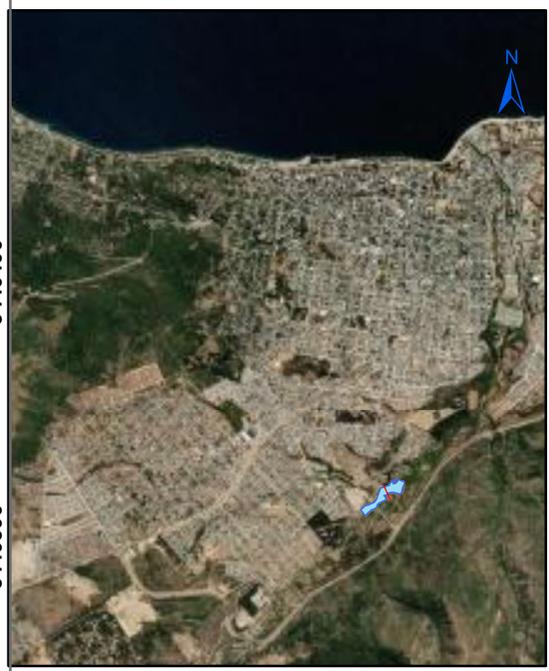
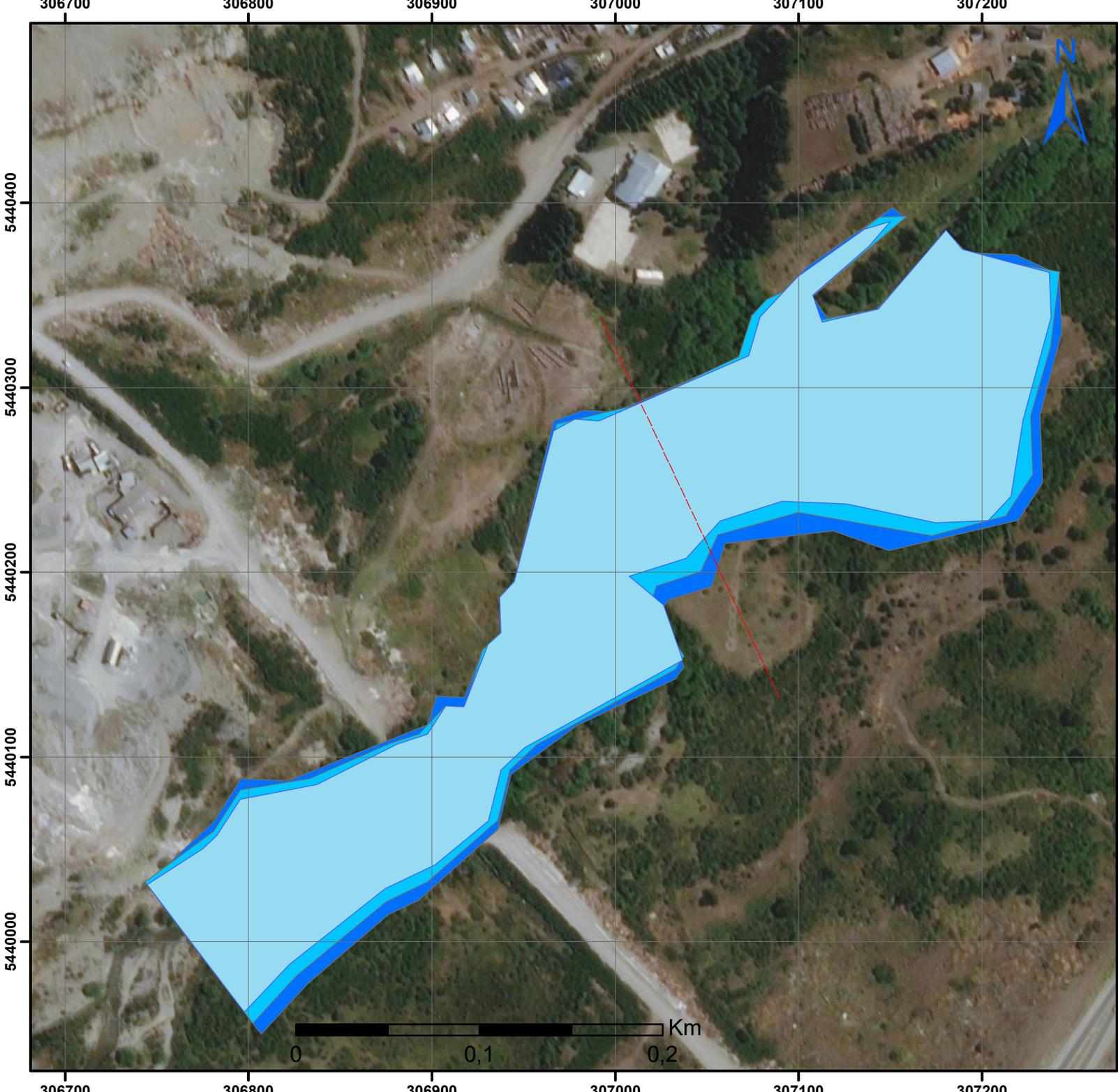
SUBCUENCA DEL ARROYO ÑIRECO



- REFERENCIAS**
- Ubicación Pasarela
 - Red drenaje
 - Subcuenca Ñireco
 - Cuenca Ñireco



Mapa Ap 1.3:
Cuenca y subcuenca del arroyo Ñireco



REFERENCIAS

- EJE DE LA PASARELA
- TR25
- TR50
- TR100

**Mapa Ap 1.4:
Mapa de inundación**