UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

Departamento de Obras Civiles

Evaluación del uso de hormigón armado con barras GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) en elementos temporales de túneles construidos con el método NATM en el entorno del metro de Santiago.

Memoria de Título presentada por

Benjamin Ignacio San Martin Mendoza

como requisito parcial para optar al título de la carrera de

Ingeniería Civil

Profesor Guía
Gino Rivera
Profesor Correferente
Gilberto Leiva

Julio 2025

CONSTANCIA DE VALIDACIÓN Y CONFIDENCIALIDAD DE MONOGRAFÍA A REPOSITORIO ACADÉMICO

1.- IDENTIFICACIÓN DEL TRABAJO ACADÉMICO

Tipo de monografía (marcar una opción): ☒ Memoria o trabajo de título; ☐ Tesis de Postgrado;

Título del trabajo: EVALUACIÓN DEL USO DE HORMIGÓN ARMADO CON BARRAS GFRP (GLASS FIBER REINFORCED POLYMER) EN ELEMENTOS TEMPORALES DE TÚNELES CONSTRUIDOS CON EL MÉTODO NATM EN EL ENTORNO DEL METRO DE SANTIAGO.

Nombre del candidato(a): Benjamin Ignacio San Martin Mendoza

Carrera / Grado: Ingenieria Civil

Campus: Casa Central Valparaiso **;** **Departamento**: Obras Civiles

2.- VALIDACIÓN DEL PROFESOR GUÍA/DIRECTOR DE TESIS

Yo, Gino Rivera, en mi calidad de profesor(a) guía/director(a) del trabajo académico mencionado anteriormente **DEJO CONSTANCIA** que:

- He revisado esta versión del documento y corresponde a la versión final aprobada del trabajo.
- El trabajo cumple con los requisitos académicos y de formato establecidos por la institución

3.- EVALUACIÓN DE CONFIDENCIALIDAD POR PROPIEDAD INDUSTRIAL

☒ El trabajo **NO contiene información que amerite confidencialidad** y puede ser publicado de inmediato en repositorio con acceso abierto.

☐ El trabajo **CONTIENE** información con potenciales implicancias de propiedad industrial o intelectual y requiere un periodo de confidencialidad (embargo) por:

☐ 6 meses; ☐ 12 meses; ☐ 2 años; ☐ 3 años; ☐ 5 años; ☐ 10 años

Fundamentación de la necesidad de confidencialidad (obligatorio si se solicita embargo):

4.- FIRMAS

Profesor(a) guía o director(a) de memoria o tesis:

Fecha: 15/07/2025 ; **Firma:** _____

Estudiante o Candidato(a):

Fecha: 15/07/2025 ; **Firma:** _____

Este formulario debe ser insertado como página 2 de la memoria o tesis, completado y firmado por estudiante y profesor(a) antes de la entrega en portal PRISMA de Biblioteca USM.

UNIVERSIDAD TECNICA
FEDERICO SANTA MARIA

TITULO DE LA MEMORIA DE TITULO:

EVALUACIÓN DEL USO DE HORMIGÓN ARMADO CON BARRAS GFRP (GLASS FIBER REINFORCED POLYMER) EN ELEMENTOS TEMPORALES DE TÚNELES CONSTRUIDOS CON EL MÉTODO NATM EN EL ENTORNO DEL METRO DE SANTIAGO.

AUTOR:

BENJAMIN IGNACIO SAN MARTIN MENDOZA

TRABAJO DE MEMORIA, presentado como requisito parcial para optar al título de la carrera de INGENIERIA CIVIL de la Universidad Técnica Federico Santa María.

	Nombre	Firma
Prof. Guía	Gino Rivera	.....
Prof. Correferente	Gilberto Leiva	.....

Valparaíso, Chile, Julio de 2025

EVALUACIÓN DEL USO DE HORMIGÓN ARMADO CON BARRAS GFRP (GLASS FIBER REINFORCED POLYMER) EN ELEMENTOS TEMPORALES DE TÚNELES CONSTRUIDOS CON EL MÉTODO NATM EN EL ENTORNO DEL METRO DE SANTIAGO.

Benjamin San Martin, Gino Rivera, Gilberto Leiva

Universidad Técnica Federico Santa María

Resumen

En esta memoria de título se presenta un estudio sobre la aplicación de polímeros reforzados con fibras de vidrio (GFRP) como refuerzo en elementos temporales de hormigón armado, específicamente en estructuras pertenecientes al proceso constructivo de túneles mediante el "Nuevo Método Austriaco" (NATM), utilizado en el Metro de Santiago de Chile.

El estudio compara el comportamiento estructural y la viabilidad económica del uso de barras GFRP frente al refuerzo convencional con acero, a partir del análisis de un caso/diseño real, perteneciente a un muro temporal del pique "Estación Club Hípico" de la Línea 6 del Metro de Santiago. Para ello, se aplican y contrastan las normativas ACI-440.11-22, para elementos reforzados con GFRP y ACI-318-19, para elementos con refuerzo de acero, con el objetivo de desarrollar y comparar el diseño estructural completo de ambas soluciones bajo condiciones reales de proyecto. Posteriormente, a partir de estos diseños se realiza una estimación de costos de ejecución y demolición para cada alternativa, utilizando precios unitarios actualizados al año 2025.

Palabras claves: Hormigón armado, GFRP, muros temporales pique de acceso, ACI 440.11-22, NATM, Metro de Santiago, diseño estructural

Agradecimientos

La razón por la que incluyo esta sección en esta memoria, es para dejar por escrito mis palabras de agradecimiento a quienes me han acompañado en este proceso. No será sorpresa encontrarse aquí, porque todos y cada uno de ustedes ya saben lo profundamente agradecido que estoy.

- A **mis papás**, que sin duda alguna son la razón por la que estoy donde estoy. Han estado ahí para mí desde el primer día, no solo en lo universitario —cuando me acompañaron a matricularme o los primeros años que me iban a dejar hasta la micro—, sino también en cada una de las etapas más importantes de mi vida. Junto con el sin número de cosas que me han enseñado, me han mostrado con el ejemplo el valor de la disciplina y de entregarse con dedicación a lo que uno hace. Y gracias por hacer siempre todo lo que está a su alcance para apoyarme de forma incondicional en cada desafío que me ha tocado enfrentar.
- A **mis tías, abuelas**, que siempre han estado pendientes de mí, prácticamente como unas segundas mamás. Y por supuesto, a quienes siempre tengo cuidándome desde lejos **mis abuelos,** en especial **al tata Luis** que me dejo con enseñanzas y frases de superación que me acompañaran para el resto de mi vida.
- A **la Nivia** la primera persona externa a la familia que amo... Al principio no sabía si poner nombres, pero como ya sabes tu nombre es muy especial para mí. Primero que todo, gracias por estar ahí para mí, por ser mi compañera en este proceso de crecimiento y por hacerme tomar conciencia de una parte muy importante que por años dejé de lado: las emociones y salud mental. Gracias por enseñarme la importancia de expresar cómo uno se siente, de comunicar, de escuchar y de no invalidar nunca lo que siente un otro. Porque si no aprendes eso, la vida sola se encarga de mostrártelo. Gracias por acompañarme, por guiarme y por estar en este proceso de crecimiento tan importante para mí. No podría haber sido más afortunado de vivir tantas etapas contigo y con una persona tan especial como tú.
- Finalmente y no por eso, menos importante, a **mi hermana, la Laura**. Lo creas o no eres la persona que al estar escribiendo esto, me hizo emocionar. Te podría dar mil razones, pero siento que este no es el momento y ya llegará el momento para eso. Por ahora, solo quiero darte las gracias por ser una de las pocas personas con las que realmente me siento yo mismo y ser una de las personas más importantes que tengo y tendré por el resto de mi vida

Índice de Contendidos

1 Introducción *1*

1.1 Polímeros reforzados con fibras en la Ingeniería Civil **1**

1.2 Contexto de la investigación **2**

1.3 Objetivos **5**

1.3.1. Objetivo general 5

1.3.2. Objetivos específicos 5

1.4 Alcances **5**

2 FRP y GFRP *6*

2.1 Tipos de fibra de vidrio **6**

2.2 Propiedades mecánicas **7**

2.3 GFRP como refuerzo estructural **8**

2.4 Tipos de falla por flexión para elementos de hormigón armado con GFRP **9**

2.5 Aplicaciones de estructuras reforzadas con GFRP **10**

3 Diseño estructural de muros reforzados con GFRP *12*

3.1 General **12**

3.2 Resistencia máxima de diseño y deformación de rotura de diseño **12**

3.3 Factores de reducción de la resistencia de diseño **13**

3.4 Diseño de muros a flexo-compresión **14**

3.5 Diseño de muros a corte **16**

3.5.1 Hormigón reforzado con acero longitudinal 16

3.5.2 Hormigón reforzado con GFRP longitudinal 17

3.6 Longitudes de anclaje **18**

4 Diseño comparativo de una estructura temporal ejecutada en Línea 6 ..... *20*

4.1 Descripción de la obra y secuencia de construcción **20**

4.2 Bases de cálculo **24**

4.2.1 Geometría y representación estructural 24

4.2.2 Materiales 25

4.2.3 Estados de carga 25

4.2.4 Combinación de carga 28

4.3 Modelo de análisis **28**

4.4 Diseño con refuerzos de barras de acero **29**

4.4.1 Consideraciones generales 29

4.4.2 Solicitaciones sobre el ojo del túnel 29

4.4.3 Refuerzo establecido en diseño original 31

4.4.4 Verificación a flexocompresión para refuerzos de acero 31

4.4.5 Verificación a corte para refuerzos de acero 32

4.5 Diseño con refuerzos de barras de GFRP **33**

4.5.1 Diseño con refuerzo GFRP 33

4.5.2 Diseño definitivo con refuerzo GFRP 34

5 Estimación de costos de ejecución 37

5.1 Consideraciones generales 37

5.2 Cubicaciones 37

5.3 Precios unitarios 38

5.4 Comparación de costos 39

5.4.1 Costos de construcción 39
5.4.2 Costos de demolición 41
5.4.3 Comparación de costos 42

6 Análisis y discusión de resultados 43

6.1 Análisis estructural 43

6.1.1 Resistencia a flexión 43
6.1.2 Momento resistente de diseño 48
6.1.3 Resistencia ante solicitaciones combinadas 48

6.2 Análisis costo-beneficio 49

6.2.1 Costo de construcción 49
6.2.2 Costo de demolición 50
6.2.3 Costo de ambas partidas 50

7 Conclusiones 52

8 Referencias 54

9 Anexo 55

1 Introducción

1.1 Polímeros reforzados con fibras en la Ingeniería Civil

La Ingeniería Civil es una disciplina en constante evolución, desafiada por la búsqueda continua de nuevas tecnologías que optimicen los procesos de diseño, construcción y desmantelamiento, con el objetivo de aumentar la eficiencia en términos de costos, tiempos de ejecución y reducción de impactos medioambientales. Ahora bien, esta búsqueda de mejoras no se limita únicamente a la implementación de nuevos métodos de construcción o diseño, sino que también abarca la exploración de materiales innovadores, más adecuados para ciertas condiciones específicas y proyectos particulares.

En este contexto, los compuestos de polímeros reforzados con fibras (FRP) han captado recientemente la atención de los ingenieros involucrados en la construcción de estructuras civiles, debido a las numerosas ventajas que ofrecen al ser combinadas con el hormigón. El uso de FRP puede acelerar el proceso de instalación y construcción, ya que su bajo peso específico en comparación con el acero facilita su transporte y manipulación en obra y por ende simplifica las tareas de montaje reduciendo así los tiempos de ejecución. Adicionalmente, al no corroerse, soluciona problemas de durabilidad asociados al uso del hormigón en ambientes agresivos, lo que se traduce en una mayor durabilidad, menores costos de mantenimiento y una vida útil más larga para las estructuras de hormigón.(Khodadadi et al., 2024).

El gráfico de la **Figura N° 1-1** muestra el aumento significativo en la cantidad de investigaciones publicadas sobre el uso de FRP en estructuras de hormigón, destacando el creciente interés y la progresiva aceptación de los materiales compuestos de polímeros reforzados con fibras (FRP) como una alternativa innovadora y eficiente para el refuerzo del hormigón.

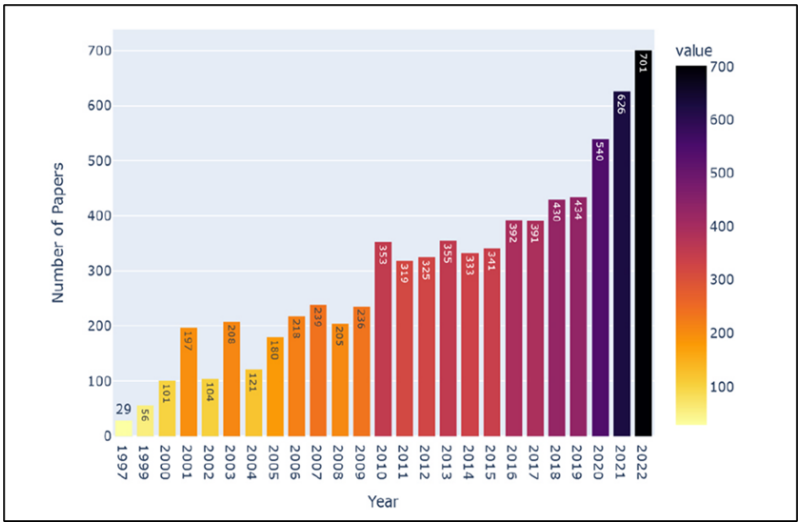


Figura N° 1-1: Número de publicaciones relacionadas con FRP y hormigón, entre 1997 y 2022 (Khodadadi et al., 2024)

De esta manera, la presente investigación busca contribuir en las brechas de conocimiento existentes en el uso de hormigón armado con FRP. Se analizará una aplicación directa de estos materiales, proponiendo una mejora en el proceso constructivo de túneles desarrollados mediante el método NATM (Nuevo Método Austríaco de Construcción de Túneles), utilizado en la construcción del Metro de Santiago, Chile.

1.2 Contexto de la investigación

Hasta el año 1995, la construcción de estaciones e interestaciones en el Metro de Santiago se realizaba mediante tajo abierto (método "Cut and Cover"), utilizando taludes o paredes verticales con pantallas arriostradas. Las imágenes de la **Figura N° 1-2** ilustran claramente como la construcción afectaba grandes áreas de la superficie, demandando excesivo tiempo, costo y generando múltiples externalidades negativas, tales como desvíos de tránsito, cambios en los servicios, emisiones de polvo, demolición/reconstrucción de vialidad urbana y parques.

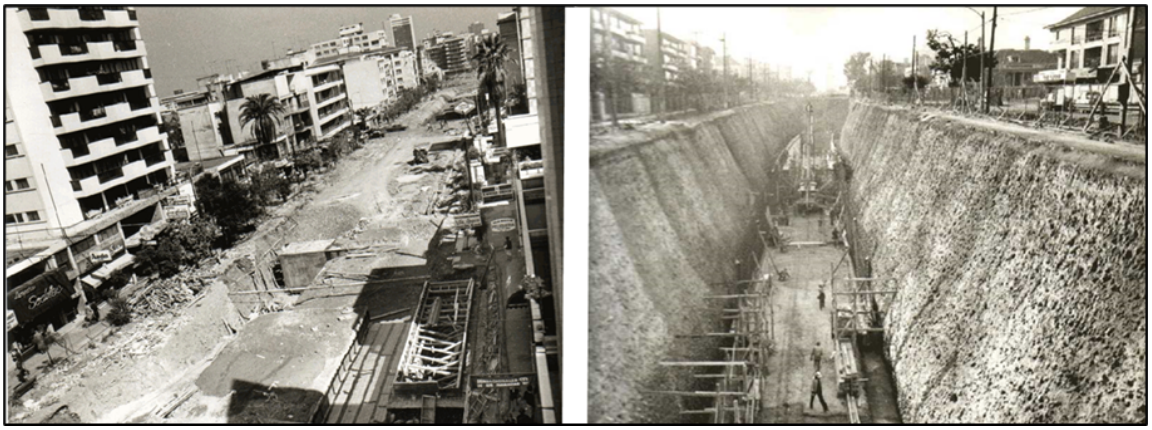


Figura N° 1-2 : Construcción Línea 1, tramo interestación Apoquindo-Cruz del Sur/ Estación Manuel Montt, Mayo 1974

Con el pasar de los años y demostrando la capacidad evolutiva de la ingeniería chilena, se adoptó la construcción mediante tuneleado, utilizando el método NATM (New Austrian Tunnelling Method) para la Línea 5. Este método, desarrollado por el profesor Rabcewicz en 1962, se basa en un enfoque de doble capa de hormigón proyectado (revestimiento primario e interior) que permite controlar la desintegración del suelo, y por lo tanto, el desarrollo de cargas muertas sobre el revestimiento (Rabcewicz, 1962). En esencia, el método NATM aprovecha la resistencia del macizo rocoso para autosoportarse, lo que permite utilizar una menor cantidad de hormigón. Es importante destacar que, para aplicar este método de manera efectiva, es fundamental contar con una base de datos precisa que incluya mediciones detalladas de la deformación del terreno.(Schubert & Lauffer, 2012).

En la actualidad los métodos constructivos para desarrollar los túneles del Metro de Santiago consideran como acceso la ejecución de piques circulares, los cuales junto con optimizar las necesidades de sostenimiento, permiten minimizar la superficie de excavación, aportando sustentabilidad en términos sociales (disminuyendo el impacto sobre la comunidad), ambientales (disminuyendo emisiones al medio) y económicos (disminuyendo el lucro cesante de locales y comercios cercanos). Estos piques se emplazan a un costado de las calles y, a través de galerías de acceso dispuestas perpendicularmente, permiten llegar hasta el eje de las calles, donde se ubica el trazado del Metro. En ese punto se generan dos frentes de trabajo que avanzan hacia los túneles interestación. En la **Figura N° 1-3** se muestra la disposición del pique, la galería y los túneles interestación.

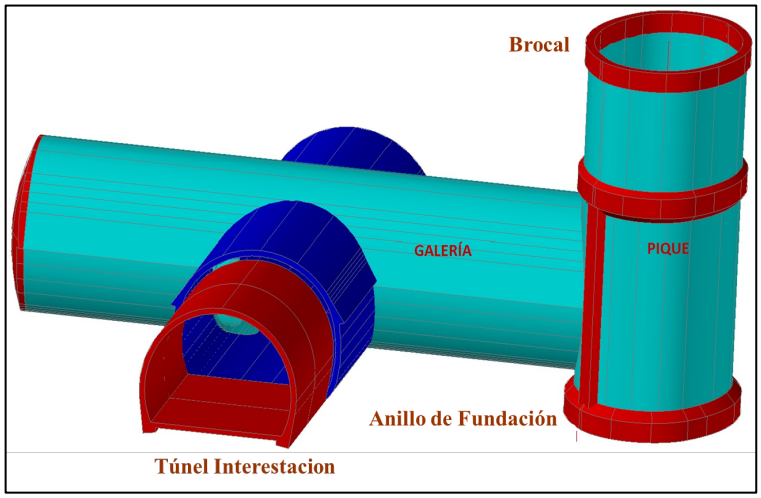


Figura N° 1-3 : Modelo representativo de construcción de túneles del Metro de Santiago.

En esta configuración, los muros donde se producen las intersecciones entre piques, galerías y túneles deben ser demolidos en determinados momentos, para así continuar con la construcción. Estos muros, por tanto, tienen un carácter temporal.

La secuencia constructiva de un pique de acceso típico se muestra en la **Figura N° 1-4**, donde se aprecia como, para conectar el pique con la galería de acceso, se demuele el muro temporal (del paso 3 al 4 en la figura).

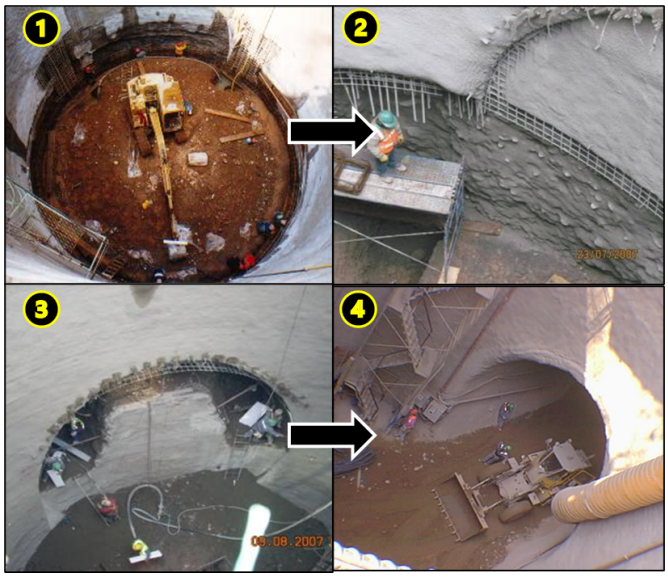


Figura N° 1-4 : Secuencia constructiva de pique de acceso: construcción pique, rompimiento ojo de galería de acceso.

Tras completar la secuencia constructiva del pique, descrita en la **Figura N° 1-4**, el trabajo continúa con la construcción de la galería de acceso, tal como se muestra en la **Figura N° 1-5**. En esta fase, se avanza con la excavación y la colocación del revestimiento primario, seguido de un revestimiento secundario. El criterio normal es tener colocados ambos revestimientos, antes de ejecutar el rompimiento que permite conectar esta galería con el túnel principal (representado en azul oscuro en la **Figura N° 1-3**).



Figura N° 1-5 : Secuencia constructiva galería de acceso a sección completa.

Cabe señalar que esta misma secuencia se puede considerar para la construcción de muchas estaciones del Metro de Santiago. Se construye un pique de acceso (esta vez de mayores dimensiones ya que albergará la estructura subterránea que conforma el acceso a la estación), luego una galería de acceso, también de mayores dimensiones a las consideradas para túneles interestación (estas estructuras permiten la construcción de los puentes nivel mesanina, para cruzar de un lado a otro dentro de la estación). Por otra parte, estas galerías son normalmente de mayor altura que los túneles estación, para garantizar su estabilidad al momento de realizar las demoliciones de los “ojos”, los cuales permiten iniciar la construcción de los túneles estación.

Finalmente, se procede con la construcción del túnel estación, cuya secuencia se presenta en la **Figura N° 1-6**. Las imágenes, muestran cómo se subdividen las secciones del túnel mediante muros de hormigón armado, siguiendo los principios del método NATM. Estas subdivisiones se realizan normalmente en las galerías de acceso y túneles estación, debido a su mayor tamaño y poca cobertura, utilizando muros temporales de hormigón armado. Estos muros permiten excavar secciones de menor tamaño por adelantado, y luego, más atrás en el avance se excavan las secciones faltantes. Una vez que se completa el arco de la bóveda se pueden demoler los tabiques.



Figura N° 1-6 : Construcción de galerías de acceso y túneles estación, con uno o dos tabiques temporales.

La presente investigación se centra en estas estructuras temporales, en las cuales se busca implementar el uso de hormigón armado con barras FRP, en particular fibra de vidrio (GFRP), dado que puede representar una mejora en términos de facilidad de demolición, resultando en menores tiempos de ejecución y menores costos.

1.3 Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Analizar la viabilidad estructural y económica del uso de hormigón armado con barras GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) en elementos temporales de las estructuras de piques y túneles, pertenecientes a las obras del Metro de Santiago, construidos mediante el Nuevo Método Austriaco de Túneles (NATM).

1.3.2. Objetivos específicos

- Comparar el diseño estructural de "muro típico" temporal perteneciente a un pique específico del Metro de Santiago, utilizando hormigón armado convencional y hormigón reforzado con GFRP
- Comparar costos de ambas soluciones, considerando costos directos y precios unitarios del suministro (2025)
- Discutir respecto a las comparaciones.

1.4 Alcances

La presente investigación se basa en el estudio comparativo de procedimientos de análisis y diseño derivados de documentos normativos internacionales, como el **ACI-440.11-22**(American Concrete Institute, 2022) para elementos reforzados con GFRP y el **ACI-318-19**(American Concrete Institute, 2019) para hormigón armado convencional. Este enfoque incluye no sólo el cálculo estructural, sino también una evaluación económica.

La memoria se estructura en capítulos que abordan diferentes aspectos clave del estudio, organizados de la siguiente manera:

- En el Capítulo 2, se aborda de manera descriptiva el comportamiento mecánico de las barras de GFRP, comparándolas con el acero. Se analizan tanto las similitudes como las diferencias en términos de diseño, resistencia y deformación. Se presenta además una breve descripción del comportamiento estructural de elementos de hormigón reforzado con GPRP.
- En el Capítulo 3, se presenta la metodología de diseño estructural de muros reforzados con GFRP. Se describen las metodologías de diseño para muros típicos basadas en las normativas ACI-440.11-22 y ACI-318-19, con un enfoque detallado en los principios y criterios aplicables a cada tipo de refuerzo.
- En el Capítulo 4, se presenta el diseño comparativo de una estructura temporal. Incluye el desarrollo de un caso práctico, basado en un muro temporal de un pique específico del Metro de Santiago (Pique Estación Club Hípico, Línea 6), el cual se utiliza como base para analizar la viabilidad del refuerzo con barras de GFRP en un contexto real, conectando los resultados con las condiciones prácticas de la obra. Se presentan los resultados del diseño.
- En el Capítulo 5, se presenta una estimación de costos del diseño realizado. Se presenta la estimación de costos para la ejecución y demolición del muro temporal, reforzado con GFRP y con acero.
- En el Capítulo 6, se presenta el análisis y discusión de los resultados. Se compara y analiza las variables clave, resistencia estructural y costos, con el objetivo de proporcionar una visión clara y objetiva de la eficiencia de ambos refuerzos.
- En el Capítulo 7, se presenta las conclusiones del presente estudio.

2 FRP y GFRP

A continuación, se describirán las características del GFRP, el cual corresponde a un tipo específico de polímero reforzado con fibra (FRP o Fiber Reinforced Polymer).

El FRP está compuesto principalmente por tres materiales: una matriz polimérica, fibras impregnadas en la matriz y aditivos. La matriz, que puede ser una resina curada como epoxi, poliéster, vinyl ester u otro tipo, actúa como un aglutinante que mantiene las fibras en la posición deseada, otorgando al material integridad estructural al permitir la transferencia del esfuerzo cortante (Khairy y Elbady, 2023). Las fibras proporcionan tanto la resistencia como la rigidez. La matriz, aunque tiene una rigidez relativamente menor, posee una mayor deformación última en comparación con la fibra. Los aditivos se añaden para mejorar sus propiedades, como retardadores de fuego, antioxidantes, entre otros.

Durante las últimas décadas, la combinación de polímeros reforzados con fibra (FRP) y hormigón ha ganado un reconocimiento significativo en la ingeniería civil, lo que se ha reflejado en la creación de normas y directrices internacionales para su diseño y uso.

No obstante, los ingenieros continúan investigando y desarrollando nuevas aplicaciones de estos materiales en el sector de la construcción. En esta línea, la presente investigación se enfoca en una aplicación para un tipo específico de FRP denominado GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer), que está compuesto por fibras de vidrio embebidas en una matriz polimérica de resina. Como es propio de los materiales compuestos, estos componentes individuales (fibras y polímeros) no funcionan como materiales estructurales por sí solos, pero lo hacen cuando se combinan. Las fibras aportan resistencia y rigidez al compuesto, soportando la mayor parte de la carga aplicada, mientras que la resina las encapsula, transfiriendo los esfuerzos y brindando protección, por lo que influye de manera directa en el mecanismo de falla y la tenacidad a la fractura del compuesto. Las barras de refuerzo de GFRP son anisotrópicas, es decir la resistencia y rigidez están significativamente afectadas por la dirección de los esfuerzos.

2.1 Tipos de fibra de vidrio

Existen varios tipos de fibra de vidrio, que se clasifican según sus propiedades mecánicas. En la **Figura N° 2-1**, se muestran los distintos tipos de fibra de vidrio junto con sus principales características.



Figura N° 2-1 : Diferentes tipos de fibra de vidrio (Khodadadi et al., 2024).

Cada una de estas fibras se define y clasifica según la norma ASTM D 578, siendo la fibra de vidrio tipo E la más utilizada (ASTM International, 2022). Por lo tanto, esta investigación se centrará en barras de GFRP compuestas por fibra de vidrio tipo E, la cual se caracteriza por su baja conductividad eléctrica, alta resistencia a la tracción, gran elasticidad y mayor resistencia al fuego, agua e intemperie en comparación con los demás tipos de fibras. Si bien estas características no inciden directamente en la presente investigación, se incluyen con fines informativos.

2.2 Propiedades mecánicas

Es crucial tener en cuenta que las propiedades mecánicas de las barras de fibra de vidrio (GFRP) varían según el tipo de fibra y, especialmente, el proceso de manufactura. Estas variaciones no solo afectan las características mecánicas del material, sino también su apariencia exterior, lo que hace que las barras de cada fabricante presenten diferencias visibles. Así, las barras de GFRP de distintos fabricantes no pueden utilizarse de manera intercambiable en el diseño estructural, dado que tal como se mencionó, sus propiedades mecánicas pueden variar significativamente y podría afectar el rendimiento de la estructura. La **Figura N° 2-2** ilustra esta variación, mostrando barras de GFRP producidas por diferentes fabricantes, donde se evidencia que el proceso de manufactura genera disparidades en su apariencia.



Figura N° 2-2 : Barras de GFRP de distintos fabricantes.
(Tse & Johnson, 2014).

Por otra parte, al comparar las barras de GFRP con las de acero, se observa que la principal diferencia radica en su comportamiento post-elástico. A diferencia del acero, que exhibe un comportamiento dúctil y permite cierta deformación después de alcanzar su límite elástico, el GFRP no presenta un comportamiento post-elástico. Esto significa que, una vez que el GFRP alcanza su esfuerzo máximo, se fractura de manera frágil y sin previo aviso.

Por tanto podemos decir que las barras de GFRP son anisotrópicas, lineales y elásticas hasta el punto de falla, con una alta resistencia a la tracción únicamente en la dirección de las fibras y sin experimentar fluencia.

La **Figura N° 2-3** ilustra una comparación de las curvas esfuerzo-deformación típicas para el acero y las barras de GFRP.

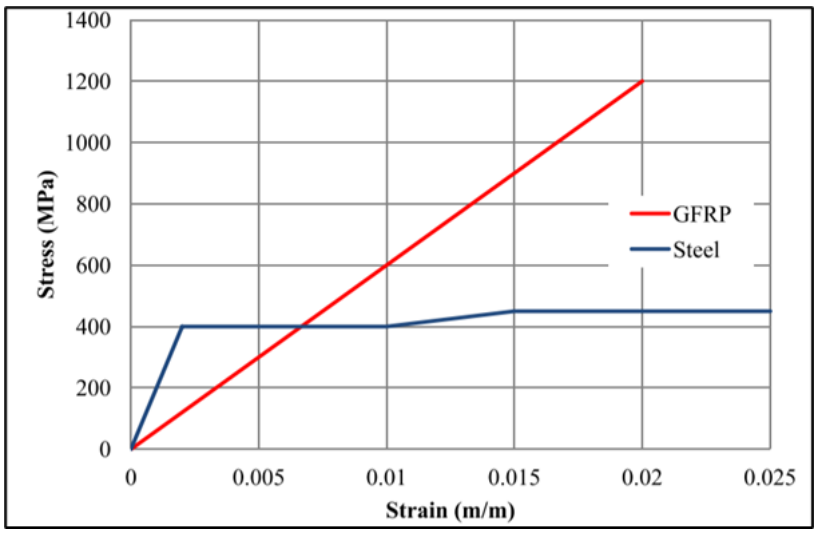


Figura N° 2-3 Respuesta típica de esfuerzo vs. deformación de barras GFRP y acero en tensión. (Getzlaf, 2012).

En la **Tabla N° 2-1** se presenta las propiedades más relevantes para el diseño de estructuras armadas tanto con acero como con GFRP. Para destacar las diferencias, se comparan las propiedades de una barra de acero A630-420H y una barra de GFRP fabricada por la empresa Dapler (ver ficha en **Anexo A)**.

Tabla N° 2-1 : Comparación entre propiedades mecánicas de acero y GFRP

Propiedad	Acero	GFRP
Tensión Fluencia Nominal (kgf/cm^2)	4.200	No aplicable
Resistencia a la tracción ultima (kgf/cm^2)	6.200	10.200
Módulo elástico (kgf/cm^2)	2.100.000	510.000
Deformación de fluencia (%)	0.2	No aplicable
Deformación de ruptura (%)	12-16	2

2.3 GFRP como refuerzo estructural

El término "fibra de vidrio" es usualmente asociado de manera errónea con el vidrio "común" (vidrio en masa) , lo que lleva a suponer que sus propiedades mecánicas, como la resistencia a la tracción, serían similares a las de dicho material, que apenas alcanza los 700 kg/cm². Sin embargo, como se aprecia en la **Tabla N° 2-1,** la fibra de vidrio presenta un comportamiento y propiedades completamente diferentes. De hecho, las barras fabricadas con este material pueden llegar a soportar resistencias de hasta 10.000 kg/cm² (Navarro, 2006).

Características y Particularidades

A continuación, se presentan algunas de las principales características y particularidades del uso de GFRP en estructuras, destacando aquellas que guardan relación directa con el enfoque de este estudio.

a) **Menor peso para la misma resistencia :** Si realizamos una equivalencia de refuerzos en el hormigón, las barras de fibra de vidrio pesan significativamente menos que las barras de acero, lo cual facilita la manipulación y el transporte. Esto es particularmente importante en obras subterráneas. En este tipo de proyectos, la reducción del peso de los materiales puede traducirse en un menor esfuerzo logístico, mayor seguridad y eficiencia en la instalación, especialmente en espacios restringidos.

b) **Buena capacidad de adherencia con el hormigón :** Las barras de fibra de vidrio poseen una gran adherencia y unión mecánica con el hormigón, lo que permite que su comportamiento a flexión sea bastante favorable. Se ha comprobado que las grietas se distribuyen de manera uniforme sobre la superficie del elemento. Ahora bien, su bajo módulo de elasticidad provoca que el ancho de las grietas sea mayor en comparación al hormigón reforzado con acero, pero Faizan & Shariq (2018), demostraron que, al aumentar la cantidad de refuerzo, el ancho de las grietas disminuye de manera significativa.

c) **Resistencia a corte prácticamente nula:** Esta aparente desventaja representa una oportunidad cuando se piensa en tareas de demolición, ya que facilita esta tarea. En particular cuando se trata de elementos temporales, en espacios confinados y durante el avance de una faena.

2.4 Tipos de falla por flexión para elementos de hormigón armado con GFRP

Como se verá en secciones posteriores, los elementos de hormigón reforzado con barras de GFRP pueden diseñarse siguiendo diferentes normativas internacionales que han sido desarrolladas en las últimas décadas, como las publicadas por la "*Asociación Americana de Ensayos y Materiales (ASTM)"* o el "*Comité 440 del American Concrete Institute (ACI)".* Entre estas normativas, el presente trabajo se centrará en el ACI-440.11-22 (American Concrete Institute, 2022), dado que, en Chile, la norma base de diseño de elementos de hormigón armado es el ACI.

La norma ACI-440.11-22 (American Concrete Institute, 2022), identifica dos modos de falla por flexión: aquellos controlados por la tracción y aquellos controlados por la compresión, dependiendo de la deformación del GFRP y del hormigón. A continuación, se presentan los modos de falla identificados por esta norma:

- **Falla del GFRP (modo de falla controlado por tracción):** Se produce cuando la deformación del GFRP en la cara de tracción alcanza su límite de falla, el cual se asume igual a la deformación nominal ε_{fu}, antes de que el hormigón en la zona de compresión llegue a la deformación límite de 0.003.
  La **Figura N° 2-4** ilustra de manera clara este modo de falla en vigas reforzadas con GFRP. Las imágenes utilizadas fueron extraídas de estudios experimentales sobre el comportamiento de vigas de hormigón reforzadas con GFRP sometidas a flexión, realizados por Pham y Thanh (2022) (Imagen 1) y Getzlaf (2012) (Imagen 1').

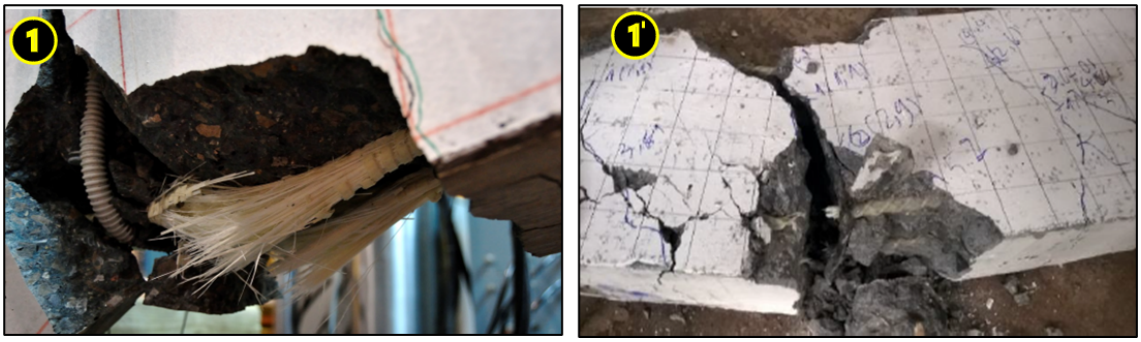


Figura N° 2-4: Falla del GFRP en elementos reforzados con GFRP.
(Pham y Thanh, 2022)/ (Getzlaf, 2012)

- **Falla por aplastamiento del hormigón (modo de falla controlado por compresión):** Ocurre cuando la deformación en la cara de compresión del hormigón alcanza la deformación límite igual a 0.003, antes de que la deformación del GFRP en la cara de tracción alcance $0.8\varepsilon_{fu}$ *(deformación última de diseño).* La **Figura N° 2-5** ilustra este modo de falla en vigas reforzadas con GFRP. Estas imágenes, al igual que las correspondientes a la **Figura N° 2-4**, provienen de estudios experimentales sobre el comportamiento de vigas de hormigón reforzadas con GFRP

sometidas a flexión, realizados por Pham y Thanh (2022) (Imagen 1) y Getzlaf (2012) (Imagen 1').



Figura N° 2-5 : Modos de falla en elementos reforzados con GFRP.
(Pham y Thanh, 2022)/ (Getzlaf, 2012)

Como se ha mencionado, a diferencia del acero, el GFRP no presenta fluencia antes de la falla, lo que resulta en un comportamiento frágil. Esta característica implica que, al diseñar elementos reforzados con barras GFRP, no se busca inducir la falla del refuerzo como ocurre en el caso del acero, donde se diseña intencionalmente para que fluya el refuerzo y así asegurar una falla dúctil. En el caso de los elementos reforzados con GFRP, la guía de diseño ACI-440.1R-15 (American Concrete Institute, 2015), establece que el modo de falla preferido es el aplastamiento del hormigón. Si bien, este tipo de falla no es dúctil, sigue siendo más dúctil que la falla del refuerzo de GFRP, exhibiendo cierto comportamiento inelástico antes de fallar. Es más, las piezas de hormigón reforzadas con FRP que fallan de esta manera, desarrollan señales de advertencia claras, como deformaciones significativas y agrietamientos extensos antes de la falla (ACI-440.1R, 2015).

Pese a lo anterior, tanto las secciones controladas por compresión como por tracción son aceptables en el diseño, siempre que se cumpla con los límites de resistencia y servicio. En efecto, la norma ACI-440.11-22 (American Concrete Institute, 2022) diseña los elementos con una sobre-resistencia dando así un margen de seguridad que compensa la falta de ductilidad.

2.5 Aplicaciones de estructuras reforzadas con GFRP

La industria aeroespacial y el sector militar fueron pioneros en el uso de materiales de GFRP en la década de 1940. Sin embargo, no fue hasta la década de 1960 cuando la comunidad científica comenzó a interesarse en la aplicación de FRP en el sector de la construcción (L. Hallaway,1993). Este interés surgió a raíz de los avances logrados durante la segunda guerra mundial, donde se desarrollaron estructuras fabricadas con polímeros reforzados con fibra de vidrio denominadas "radomos", que tenían como propósito proteger las antenas de las condiciones ambientales y permitir el paso de las señales.

La mayoría de las aplicaciones actuales utilizan las barras de GFRP para mitigar el riesgo de corrosión en estructuras de hormigón construidas en entornos marinos agresivos o que están expuestas a sales. Sin embargo, existen aplicaciones que sacan provecho de otras propiedades de la fibra de vidrio. Una de ellas corresponde a la presentada en la Figura **N° 2-6**, un uso del hormigón reforzado con barras de GFRP que ha ganado popularidad en los últimos años, y que consiste en utilizar dicho refuerzo en los "soft-eyes", aperturas en los muros de contención que deben ser atravesadas por máquinas perforadoras de túneles (TBM) durante la excavación. La mayor fragilidad de las barras de GFRP al corte, en comparación con las barras de acero, facilita y agiliza el proceso de excavación, generando ahorros significativos en tiempo, costos y seguridad.(Matta et al., 2008).

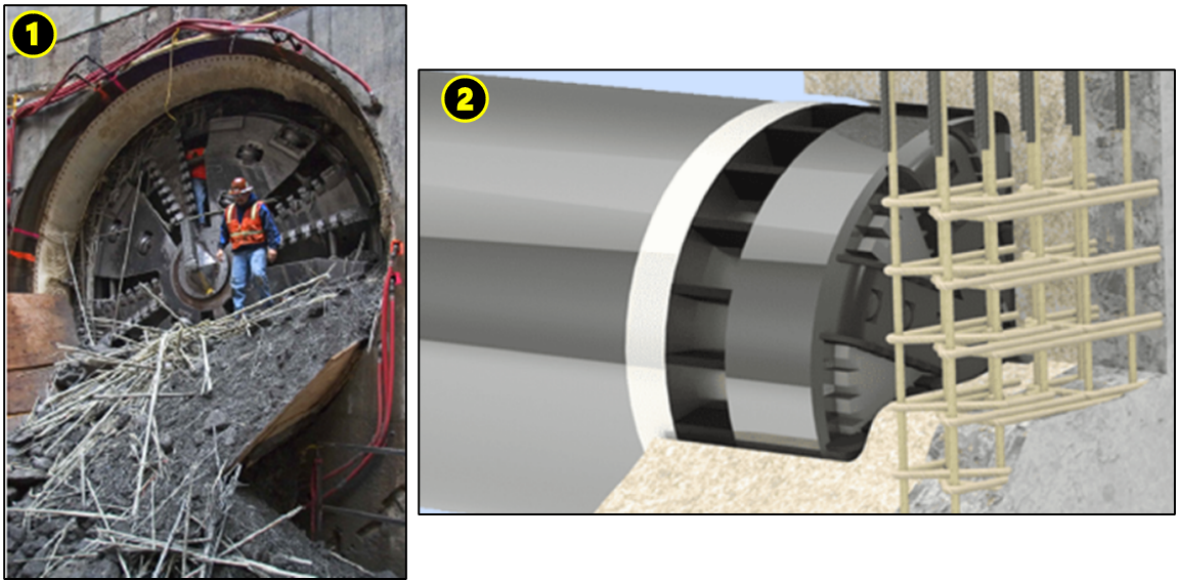


Figura N° 2-6: Uso de barras de GFRP en "soft eyes".
(1) Jacobs Engineering Group (2) Dextra.

3 Diseño estructural de muros reforzados con GFRP

3.1 General

El diseño de estructuras de hormigón reforzado con barras GFRP se puede entender inicialmente a través de los conceptos generales presentados en la norma ACI 440.1R-15 (American Concrete Institute, 2015), la cual establece lineamientos para el diseño con barras de polímeros reforzados con fibra (FRP). Posteriormente, los aspectos específicos se desarrollan en la norma ACI 440.11-22, enfocada exclusivamente a barras de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP). Esta norma, que se fundamenta en los requisitos establecidos por el Código de Construcción para Hormigón Estructural ACI 318-19 (American Concrete Institute, 2019), establece requisitos mínimos para materiales, diseño y detalles de estructuras ejecutadas con hormigón estructural reforzado con barras de GFRP que cumplan con la norma ASTM D7957-22. Cabe destacar que la ACI 440.11-22 (American Concrete Institute, 2022) se aplica únicamente a elementos de hormigón no pretensados y a estructuras que no requieren clasificación de resistencia al fuego.

Básicamente el diseño se realizará en base a factores de carga y resistencia (LRFD), es decir, mediante la comparación entre la resistencia nominal del elemento, minorada por un factor de reducción (ϕ), y las combinaciones de cargas amplificadas.

3.2 Resistencia máxima de diseño y deformación de rotura de diseño

De acuerdo con el ACI-440.1R-15, la resistencia máxima a tracción (de diseño) será limitada a:

$$f_{fu} = C_E * f_{fu(fabricante)} \quad \textbf{(3-1)}$$

Y la deformación última o de rotura (de diseño) será:

$$\varepsilon_{fu} = C_E * \varepsilon_{fu(fabricante)} \quad \textbf{(3-2)}$$

Donde:

- f_{fu} *es la resistencia a la tracción garantizada por el fabricante.*
- ε_{fu} *es la deformación máxima informada por el fabricante.*

El coeficiente C_E es un coeficiente de durabilidad generado por fenómenos de degradación química o física de las barras de FRP debido a una exposición de largo plazo en el ambiente. Esta exposición puede influir negativamente en las propiedades del material, reduciendo la resistencia a la tracción y la deformación máxima. Por este motivo se le conoce como factor de reducción ambiental y sus valores se entregan en la **Tabla N° 3-1**.

Tabla N° 3-1 : Factor de reducción ambiental según grado de exposición.
ACI 440.1R-15

Grado de exposición	C_E
Hormigón no expuesto al clima ni suelo	0.8
Hormigón expuesto al suelo y clima	0.7

Módulo de elasticidad

$$E_f = E_{f,ave} \quad \textbf{(3-3)}$$

En lo que respecta al módulo de elasticidad, la norma establece que no debe ser reducido, por lo que se debe utilizar el valor indicado por el fabricante, correspondiente al módulo elástico medio (valor garantizado) obtenido a partir de una muestra representativa de probetas de ensayo.

3.3 Factores de reducción de la resistencia de diseño

Flexión y flexo compresión

Dado que los elementos de FRP no exhiben un comportamiento dúctil, se adopta un factor de reducción conservador respecto al valor equivalente de cálculo con acero, que compensa la ausencia de deformaciones significativas antes de la falla. Además, este factor también ayuda al considerar las incertidumbres asociadas al comportamiento del material (ACI-440.1R-15).

Para el caso de elementos sometidos a flexo-compresión, el factor de reducción de resistencia varía en función de la deformación neta de tracción ε_t en la capa de refuerzo externa tal como se muestra en la **Figura N°3-1.**

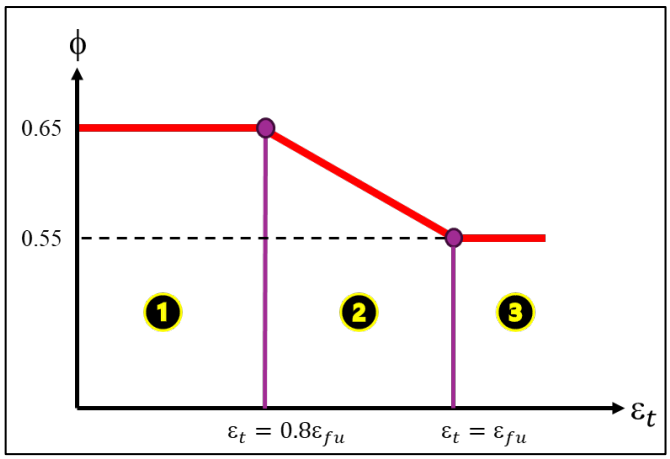


Figura N° 3-1: Variación del factor de reducción de resistencia ϕ en función de la deformación neta en tracción (ACI-440-11.22)

El factor de reducción de resistencia (ϕ) se divide en tres tramos según la deformación neta en tracción:

1. **Zona controlada por compresión**: Para este rango, se debe utilizar un valor de ϕ = 0.65, el cual coincide con lo establecido en la normativa ACI 318-19 (American Concrete Institute, 2019) para refuerzos de acero.

2. **Zona de transición:** Corresponde a la zona intermedia entre la falla controlada por tracción y compresión, el valor de ϕ varía entre 0.55 y 0.65 según la siguiente expresión:

$$\phi = 1.05 - 0.5\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{fu}} \qquad \textbf{(3-4)}$$

Donde:

- ε_t = *Deformación en capa externa del refuerzo.*
- ε_{fu} =*Deformación de rotura de diseño para GFRP.*

3. **Zona controlada por tracción**: Se debe utilizar un factor de reducción de resistencia **ϕ = 0.55**, lo que implica una disminución significativa en comparación con el valor de **ϕ = 0.9** establecido para tracción en el ACI-318-19. Este enfoque conservador también se justifica por el bajo módulo de elasticidad del refuerzo de FRP, ya que las vigas reforzadas con este material tienden a experimentar deflexiones considerables en el estado último. En particular, en secciones donde el estado límite está gobernado por la ruptura de las barras

de FRP, las deflexiones resultan mayores en comparación con aquellas dominadas por el aplastamiento del concreto.

Corte

Se utiliza un factor de reducción de resistencia (ϕ) de 0.75, aplicado a la resistencia máxima a corte, considerando únicamente la contribución del hormigón.

El ACI-440.11-22 señala que la contribución del hormigón a la resistencia a corte para los elementos reforzados con fibra de vidrio (GFRP), es notablemente inferior a la resistencia del hormigón reforzado con barras de acero, debido a que en gran medida la contribución del denominado efecto "dowel" (o efecto tarugo), la cual es muy baja y se considera prácticamente nula. El efecto dowel o efecto tarugo se refiere a la capacidad de la barra de refuerzo (sea de acero o GFRP) de transmitir esfuerzos cortantes a través de las grietas, actuando como un pasador que conecta ambos lados de la sección fisurada

Con respecto a la contribución del refuerzo transversal, el ACI-440.11-22, indica que, dada su menor rigidez y comportamiento frágil, las barras de GFRP tienen un bajo aporte ante la resistencia a corte, por lo que en la práctica de diseño se suele despreciar. En consecuencia, siguiendo la recomendación del ACI-440.11-22, en muchos casos se opta por considerar únicamente la resistencia a corte aportada por el hormigón, omitiendo la contribución del refuerzo.

3.4 Diseño de muros a flexo-compresión

El diseño de elementos a flexo-compresión es análogo al diseño para refuerzos de acero y se basa en las siguientes consideraciones (ACI-440.1R-15):

- La deformación en el hormigón y en el refuerzo de GFRP es proporcional a la distancia del eje neutro.
- Una sección inicialmente plana permanece plana después de deformarse.
- La deformación máxima admisible de compresión en el hormigón corresponde a 0.003.
- El comportamiento del refuerzo es linealmente elástico hasta la falla (curva esfuerzo-deformación es lineal).
- No se considera la resistencia a compresión del GFRP
- No se considera la resistencia a tracción del hormigón.
- Existe total adherencia entre el hormigón y el refuerzo de GFRP.

La resistencia nominal a flexo-compresión se determina de manera similar a un elemento reforzado con acero, siguiendo las directrices del ACI-318-19, basado en la compatibilidad de deformaciones, el equilibrio de fuerzas internas y el estado límite de resistencia que controla según los tipos de fallas.

La interacción entre la carga axial y momento se describe mediante un diagrama de interacciones que define la resistencia que posee una sección ante una combinación de carga axial y momento.

Cada uno de los puntos del diagrama, se obtienen a partir de un proceso iterativo para determinar la posición del eje neutro ($\boldsymbol{c}$), con el objetivo de lograr el equilibrio de fuerzas axiales en la sección. Esto implica que la diferencia entre la fuerza resultante de compresión y la fuerza resultante de tracción sea igual a la carga axial aplicada sobre el elemento. En el caso de evaluar la resistencia a flexión pura, esta carga axial se considera nula.

Las fuerzas resultantes de tracción y compresión se calculan a partir de las deformaciones en la sección, que dependen de la posición del eje neutro. Una vez obtenidas las deformaciones, se calculan los esfuerzos para cada material. En el caso del GFRP, los esfuerzos se obtienen mediante una relación lineal esfuerzo-deformación, mientras que para el hormigón se siguen dos métodos:

a) Bloque de compresiones equivalentes propuesto en ACI-440-11.22 (al igual que ACI 318-19), el cual considera el bloque equivalente de compresiones del hormigón mostrado en la **Figura N°3-2**. Los parámetros se presentan en **Anexo B.**

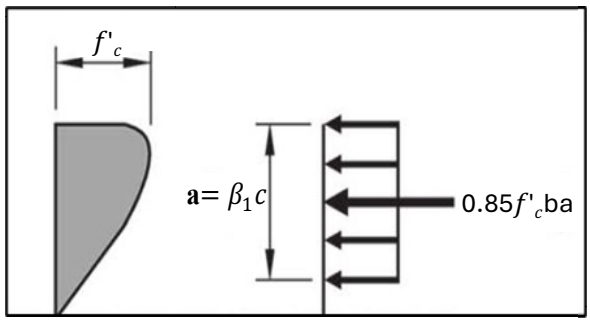


Figura N° 3-2: Bloque de compresiones equivalente.
ACI-440.11-22.

b) Integración de la distribución de esfuerzos en el hormigón mediante la implementación de un algoritmo de integración numérica sobre la profundidad de la sección. Dicha distribución se obtiene a partir de la curva esfuerzo – deformación de la **Figura N° 3-3**.

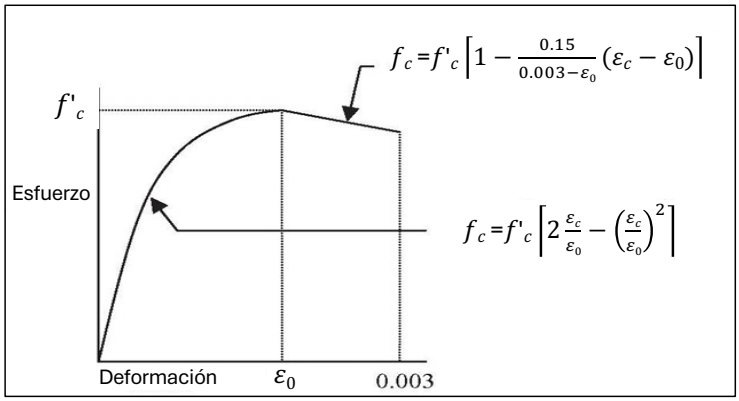


Figura N° 3-3 : Idealización de curva esfuerzo – deformación para el concreto
Honestad (1951).

El diagrama de interacciones posee los siguientes puntos característicos:

1. **Compresión Pura:** Corresponde a la máxima resistencia a compresión, la sección se encuentra sometida únicamente a carga axial y, por lo tanto, el momento es cero. Se determina según las ecuaciones de la **Tabla N°3-2** :

Tabla N° 3-2 : Punto de compresión pura

GFRP	ACERO
$P_o = 0.85\, f'_c A_g$	$P_o = 0.85\, f'_c (A_g - A_{st}) + f_{fy} A_{st}$

Donde:

- f'_c: *Resistencia cilíndrica del hormigón.*
- f_{fy}: *Resistencia a fluencia.*
- A_g : *Área bruta de la sección transversal de hormigón.*
- A_{st} : *Área del refuerzo longitudinal acero.*

Tal como se aprecia en la **Tabla N° 3-2** para el caso de refuerzo de GFRP, no se considera la resistencia a compresión del refuerzo.

2. **Tracción Pura:** Corresponde a la resistencia máxima a tracción, que viene dada sólo por la resistencia del refuerzo, se determina según las ecuaciones de la **Tabla N°3-3** :

Tabla N° 3-3 : Punto de tracción pura

GFRP	ACERO
$P_{nt,max} = f_{fu}A_f$	$P_{nt,max} = f_{fy}A_{st}$

Donde:

- f_{fu}: *Resistencia de diseño a tracción del refuerzo de GFRP.*
- A_f : *Área del refuerzo longitudinal GFRP.*
- f_{fy}: *Resistencia a fluencia del acero de refuerzo.*
- A_{st} : *Área del refuerzo longitudinal de acero.*

3. **Flexión Pura :** El elemento no está sometido a carga axial, por lo que sólo actúa un momento, que se obtiene de manera iterativa, determinando la ubicación del eje neutro de tal forma de asegurar el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones, según los métodos descritos en la Sección 3.3.

4. **Punto Balanceado :** Corresponde al punto en que tanto el hormigón como el refuerzo alcanzan simultáneamente su estado de falla. En este punto, la resistencia a la flexión es máxima.

Estos puntos se enumeran y destacan para facilitar su identificación y comprensión en el análisis.

3.5 Diseño de muros a corte

Dado que las disposiciones normativas para el cálculo de la contribución del hormigón al corte difieren entre el hormigón armado con GFRP y con acero, se presentan ambas metodologías.

3.5.1 Hormigón reforzado con acero longitudinal

El ACI-318-19 cuantifica la contribución V_c del hormigón a la resistencia de corte mediante expresiones que dependen directamente de la carga axial, mostradas en la **Tabla N° 3-4**.

Tabla N° 3-4 : Expresiones para cálculo de V_c en una sección armada con acero.

Carga axial neta	V_c	
En compresión	Menor entre	**(a)** $\left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + +176\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}}\right) b_w d$
		(b) $0.93\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}}$
En tracción	**(c)** $0.53\left(1 + \frac{N_u}{35A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \geq 0$	

Los parámetros y variables requeridas para la aplicación de las expresiones se presentan en la **Anexo C.**

Para el caso de estudio y dada las condiciones en las que encuentra la estructura a diseñar, se asume que el muro está en doble curvatura durante todo el estado tensional, de tal forma que la relación entre el momento y el corte está dada por la Ecuación 3-5 :

$$2\,M = V\,l_w \qquad \textbf{(3-5)}$$

Donde M , V y l_w, representan, respectivamente, el momento último, el corte último y la altura del muro para un estado tensional cualquiera.

Dicha relación, permite dejar la expresión (**a**) solo en función de la carga axial y momento, obteniéndose la Ecuación 3-6.

$$V_c = \left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + \ +176\rho_w \frac{2\left(\frac{d}{l}\right)}{1-\left(\frac{N_u}{M_u}\right)\frac{4h-d}{8}} \right) b_w d \qquad \textbf{(3-6)}$$

Así, la Ecuación 3-6, facilita iterar distintos valores de carga axial para observar cómo afecta la resistencia a corte del muro.

3.5.2 Hormigón reforzado con GFRP longitudinal

La interacción entre carga axial y corte en elementos de concreto reforzado con GFRP difiere del enfoque de cálculo del ACI-318-19. En el ACI-318-19, la contribución del concreto a la resistencia al corte se relaciona explícitamente con el valor de la carga axial aplicada. En el ACI-440.11-22, la carga axial no se incorpora de forma directa en la expresión de resistencia al corte, sino que se incorpora indirectamente a través de $\boldsymbol{k_{cr}}$, que corresponde a la relación entre la profundidad del eje neutro de la sección agrietada en estado elástico y la profundidad efectiva. La profundidad del eje neutro, calculada bajo condiciones de servicio, corresponde al parámetro comúnmente conocido como ***kd*** en el caso del hormigón armado con acero.

Así, el valor del $\boldsymbol{k_{cr}}$ se determina, según lo establecido por el ACI-440.11-22, mediante las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio en la sección, considerando las solicitaciones de servicio y asumiendo un comportamiento elástico lineal.

Para una misma sección transversal con igual área de refuerzo longitudinal, pero con refuerzo de GFRP en lugar de acero, la sección reforzada con GFRP tendrá una menor profundidad del eje neutro después del agrietamiento, debido a su menor rigidez axial ($E_f A_f$), asociada a su menor módulo de elasticidad en comparación con el acero. (ACI-440.11, 2022)

En la **Tabla N° 3-5,** se muestran las expresiones para el cálculo de V_c de un hormigón armado con GFRP, según el ACI-440.11-22.

Tabla N° 3-5 : Resistencia a corte del concreto
ACI-440.11-22

Carga axial neta	$\boldsymbol{V_c}$	
Sin carga axial o en compresión	Mayor de	**(a)** $1.3\lambda_s k_{cr}\sqrt{f'_c}\, h(0.8l_w)$
		(b) $0.21\lambda_s\sqrt{f'_c}\, h(0.8l_w)$
En tracción	**(c)** $1.3\lambda_a k_{cr}\sqrt{f'_c}\, h(0.8l_w)$	

Donde:

- λ_s: *Factor de "efecto tamaño" (λ_s), el cual toma en cuenta el fenómeno observado por Frosch et al. (2017), quien, al ensayar miembros de concreto reforzados con GFRP, pero sin refuerzo a corte, determinó que la resistencia a la corte atribuida al concreto no aumenta proporcionalmente con la profundidad del elemento. Además, considera que el esfuerzo cortante al fallo es menor en vigas de mayor profundidad y con menor área de refuerzo longitudinal (ACI-440.11-22).* ***Este factor se considera igual a 1****, considerando el peor caso.*

- $A_{fv,min}$: *Mínimo refuerzo transversal, debe ser el menor valor entre* $0.0062\sqrt{fc'}\,\frac{b}{f_{ft}}s$ *y* $0.35\frac{b}{f_{ft}}s$
- k_{cr} *: Relación de la profundidad del eje neutro de la sección agrietada transformada con respecto a la profundidad efectiva. Este valor debe estar entre 0 y* 1.

3.6 Longitudes de anclaje

El cálculo de las longitudes de desarrollo para anclajes y empalmes presenta diferencias con respecto a lo establecido en el ACI-318-19. Por ello, a continuación, se expone esta información de manera referencial.

Al igual que en el ACI-318-19, se establece una longitud mínima de embebido para las barras de GFRP en el hormigón. No obstante, a diferencia de las barras de acero, el objetivo para el GFRP no es que la barra desarrolle su resistencia de diseño (f_y), sino más bien alcanzar un esfuerzo necesario para el estado límite que controla, esto debido a su comportamiento lineal - elástico hasta la falla. Así, en lugar de definir una longitud de desarrollo que permita alcanzar la resistencia última de la barra (f_{fu}), que rara vez se logra, se busca alcanzar dicho esfuerzo denotado como f_{fr} que se obtiene dependiendo del tipo de falla según la **Tabla N° 3-6.**

Tabla N° 3-6 : Esfuerzo requerido

Falla de la barra GFRP	Falla de aplastamiento del concreto
$f_{fr} = f_{fu}$	$f_{fr} = \sqrt{\frac{\left(E_f \varepsilon_{cu}\right)^2}{4} + \frac{0.85\beta_1 fc'}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0.5 E_f \varepsilon_{cu} \leq f_{fu}$

Tal como se ha mencionado en diversas secciones, el modo de falla más común y deseable es el aplastamiento del concreto. Por este motivo, para el cálculo de f_{fr} se utiliza la fórmula para la falla por aplastamiento del concreto, propuesta en el libro "*Reinforced Concrete with FRP Bars"* de Antonio Nanni (Nanni et al., 2015.), mostrada en la Tabla **N° 3-6.**

La fórmula para el cálculo de la longitud de desarrollo para barras de GFRP en tracción y compresión corresponde a :

$$l_d = \frac{d_b \left(\frac{f_{fr}}{0.27\sqrt{fc'}} - 340\right)\psi_t}{13.6 + \frac{c_b}{d_b}} \qquad \textbf{(3-7)}$$

Donde :

- d_b : *Diámetro de la barra.*
- f_{fr} : *Esfuerzo a desarrollar en la barra para tipo de falla deseada.*
- fc' : *Resistencia cilíndrica del hormigón.*
- c_b : *Menor valor entre: el recubrimiento lateral; el recubrimiento de la barra y la mitad del espaciamiento medido entre los centros de las barras.*
- ψ_t : *Factor de ubicación del refuerzo: se debe considerar un valor de **1.5** cuando se coloquen más de **30 cm** de concreto fresco por debajo del refuerzo horizontal que se está desarrollando. En cualquier otro caso, el factor será **1.0**.*

Es importante destacar que el ACI-318-19 diferencia entre la longitud de desarrollo para barras en tracción y en compresión, lo que permite optimizar el uso del acero, ya que las longitudes de desarrollo

en compresión suelen ser menores. Por otro lado, el ACI-440.11-22 adopta un enfoque más conservador al estipular que la longitud de desarrollo en zonas sometidas a compresión debe calcularse utilizando la misma fórmula que para barras en tracción, debido a la carencia de información experimental específica para barras de GFRP bajo compresión.

Los valores mínimos para la cuantía, recubrimiento, espesor del muro y las distancias entre refuerzos se especifican en las tablas del **Anexo E.**

4 Diseño comparativo de una estructura temporal ejecutada en Línea 6

Para confirmar la viabilidad de emplear barras de GFRP en reemplazo del refuerzo de acero para elementos temporales, se efectuará a modo de ejemplo, un diseño comparativo para un muro temporal ubicado en un pique estación circular, ejecutado en la Línea 6 del Metro de Santiago.

El diseño será realizado empleando los mismos criterios que se utilizaron en el proyecto original, es decir los mismos estados de carga, las mismas propiedades del terreno y las mismas propiedades de los materiales, agregando las propiedades de las barras de GFRP.

El muro temporal a diseñar forma parte del Pique Estación Club Hípico, el cual tiene un diámetro interior de 25 metros y una profundidad aproximada de 26 metros.

La verificación de diseño del muro con barras de acero se realizará siguiendo las directrices de la norma ACI-318-19, y el diseño del muro alternativo se realizará ocupando las indicaciones de la norma ACI-440.11-22 para hormigón reforzado con barras de GFRP.

A continuación, se procederá a describir el método constructivo de este pique, con el fin de tener un mayor entendimiento del contexto y realizar el diseño acorde al proceso constructivo.

4.1 Descripción de la obra y secuencia de construcción

Como es habitual en este tipo de obras urbanas, antes de iniciar la construcción del pique, es necesario realizar el levantamiento de las instalaciones de los servicios públicos presentes en el sector, tanto aéreos (electricidad y telecomunicaciones) como subterráneos (agua potable, alcantarillado, gas, entre otros). Asimismo, debe gestionarse la ejecución de los proyectos correspondientes a la modificación del trazado de dichos servicios.

Por otro lado, es fundamental verificar que la superficie donde se ubicará el pique cuente con el espacio suficiente para albergar todas las instalaciones requeridas por el constructor. Esto incluye la grúa torre, el túnel acústico para la descarga de hormigón, las oficinas y dependencias tanto del personal de obra como de la inspección técnica, así como las zonas de acopio de materiales e insumos, bodegas, talleres, y áreas destinadas a equipos y maquinarias. Además, deben considerarse los espacios necesarios para el tránsito de camiones de marina (encargados del retiro de material excavado) y de hormigón, los cuales deben estar dispuestos de forma tal que no interfieran con la circulación vehicular del vecindario.

Un ejemplo típico de esta disposición de faenas para un pique circular puede apreciarse en la **Figura N° 4-1**, extraída de los *Criterios de diseño* de Metro S.A. (2013), en la que se ilustran las principales instalaciones y flujos de vehículos necesarios para la operación eficiente y segura del recinto de obras subterráneas.

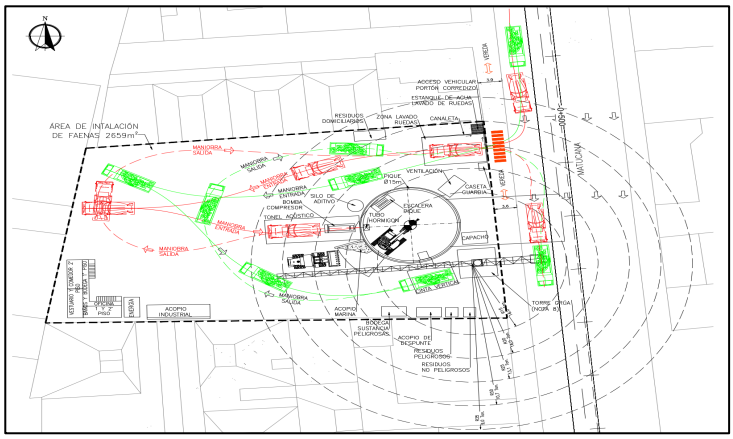


Figura N° 4-1: Ejemplo de instalación de faenas típica, para un pique circular de obras subterráneas.

El proceso de construcción del pique se inicia con el despeje y limpieza la parte superior para la construcción de la viga brocal, estructura de gran importancia para la estabilidad de la obra y su

replanteo. Esta viga se ejecuta sobresaliendo del terreno para actuar como muro de protección e impedir la caída de agua superficial o escombros hacia el interior del pique. En la **Figura N° 4-2** se muestra un ejemplo del proceso constructivo de esta estructura, desde la preparación del terreno hasta el montaje del moldaje y armado de refuerzo (Metro S.A, 2013).



Figura N° 4-2: Ejemplo de construcción de viga brocal
Charla interna.

Posteriormente, se procede a excavar el pique en bancos de dos metros de altura, que es habitualmente la altura que el terreno soporta sin desmoronarse durante la fase de hormigonado. Estos dos metros de altura se protegen rápidamente con un sello de hormigón proyectado para luego instalar las mallas de acero electrosoldada de refuerzo y, finalmente cubrir con el hormigón proyectado que corresponde al sostenimiento del pique. La forma circular de estos muros facilita la construcción ya que no es necesario disponer de otros medios de arriostramiento. La **Figura N° 4-3** muestra una secuencia típica de excavación y sostenimiento.



Figura N° 4-3: Avance de excavación y sostenimiento en bancos de dos metros de altura
Charla interna

En planta, la excavación de los piques no se realiza sobre toda la superficie de manera simultánea, sino por sectores. Generalmente, se divide en cuartos o, según las dimensiones del pique, se adopta otra

estrategia, como una excavación central más profunda, dejando contrafuertes en los bordes que se van excavando posteriormente. Tanto los cuartos como los contrafuertes se excavan de manera enfrentada o alternada para evitar descompensaciones de carga. La **Figura N° 4-4** ilustra un esquema típico de esta secuencia de excavación para un pique circular (Metro S.A, 2013).

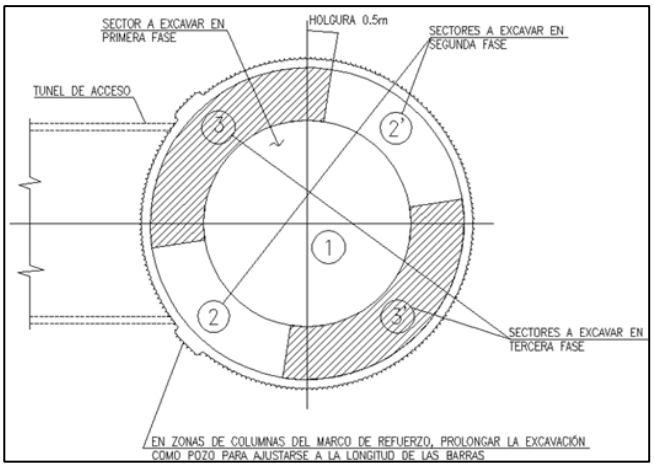


Figura N° 4-4: Secuencia de Excavación en Planta Pique Circular (Caso Acceso a Estación) Criterios de diseño (Metro S.A, 2013)

La disposición del pique dependerá de la ubicación del túnel definitivo, pero en términos generales, tiene la disposición mostrada en la **Figura N° 4-5**. Este sistema/disposición destaca por su eficiencia y simplicidad, ya que permite excavar los túneles bajo el trazado de las vías públicas sin interrumpir el tránsito, contribuyendo así a la sostenibilidad social, ambiental y económica.

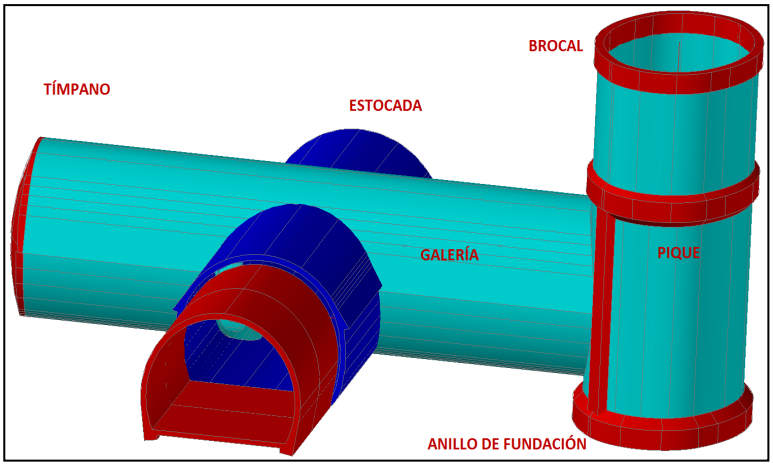


Figura N° 4-5: Disposición típica de piques y galerías de acceso Criterios de diseño (Metro S.A, 2013).

El cálculo estructural del pique considera la presencia de una abertura lateral destinada a la futura galería de acceso, lo que implica la incorporación de refuerzos específicos en los bordes y una reducción en el espesor del muro temporal para facilitar su posterior demolición. Dado que este cilindro de hormigón debe ser perforado transversalmente para permitir la construcción de dicha galería, el diseño contempla la inclusión de refuerzos adicionales en forma de anillos o cinturones, así como la disposición de pilares, todos ellos embebidos en la capa de hormigón proyectado, con el fin de garantizar la estabilidad estructural durante y después de la intervención.

Previo al inicio de la excavación de la galería de acceso es una buena práctica de la ingeniería de túneles reforzar la estocada mediante la colocación de “paraguas” de tubos, a modo de escudo, para los

primeros metros de avance. La secuencia de colocación de paraguas en el “ojo” de la galería se muestra en la **Figura N° 4-6.**



Figura N° 4-6: Ejecución típica de “paraguas” de protección al inicio de la perforación de la galería
Charla Interna.

La **Figura N° 4-7** ilustra la excavación de la galería de acceso

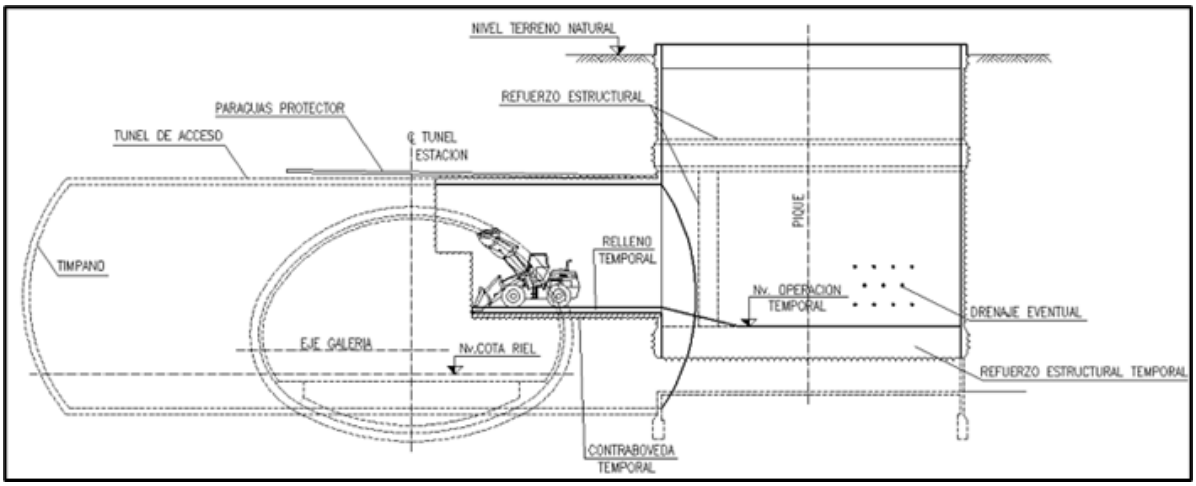


Figura N° 4-7: Inicio de la excavación de la galería de acceso.
Criterios de diseño (Metro S.A, 2013).

4.2 Bases de cálculo

A continuación, se presentan los parámetros clave para el diseño, definidos a partir de la experiencia acumulada desde el inicio de las obras con el método NATM en la Línea 5, pasando por la Línea 4, hasta las construcciones de las Líneas 3 y 6, que constituyen la base de esta memoria. Estos criterios abarcan tanto los procedimientos y secuencias constructivas descritas en la sección 4.1, como los materiales y estados de carga que se presentan a continuación.

Cabe señalar que para el cálculo estructural de piques circulares se pueden emplear dos enfoques:

- El primero consiste en utilizar un software de análisis estructural, como SAP2000, para crear un modelo de la estructura. A este modelo se le asignan las cargas correspondientes y la interacción con el terreno se representa mediante resortes cuya rigidez se estima en función del módulo de balasto.
- El segundo enfoque es emplear un software geotécnico que modela el terreno junto con la estructura, obteniendo la respuesta conjunta. Estos softwares pueden ser PLAXIS o FLAC, en tres dimensiones, o en dos dimensiones con extrusión.

En nuestro caso se empleará el primer enfoque, utilizando el software SAP2000v15 Advanced, bajo los siguientes supuestos y características:

4.2.1 Geometría y representación estructural

- El pique se modela considerando un diámetro interior libre de 25,6 m.
- Viga de coronamiento de 1,30 m de altura y 50 cm de ancho.
- Espesor del muro de sostenimiento 25 cm.
- Espesor del muro temporal (ojo de la galería) 20 cm.
- Anillos y pilares de refuerzo alrededor del ojo de la galería, de 1,60 m de ancho y 50 cm de espesor.
- Los muros se representan mediante elementos tipo shell.
- Los anillos de refuerzo se ubican en cuatro niveles: superficie (brocal), sobre el ojo de la galería de acceso (anillo superior), al nivel medio del ojo (anillo intermedio) y a nivel de fundación (anillo de fundación), se modelan como elementos shell.

La **Figura N°4-8** muestra una vista en planta del pique estación Club Hípico

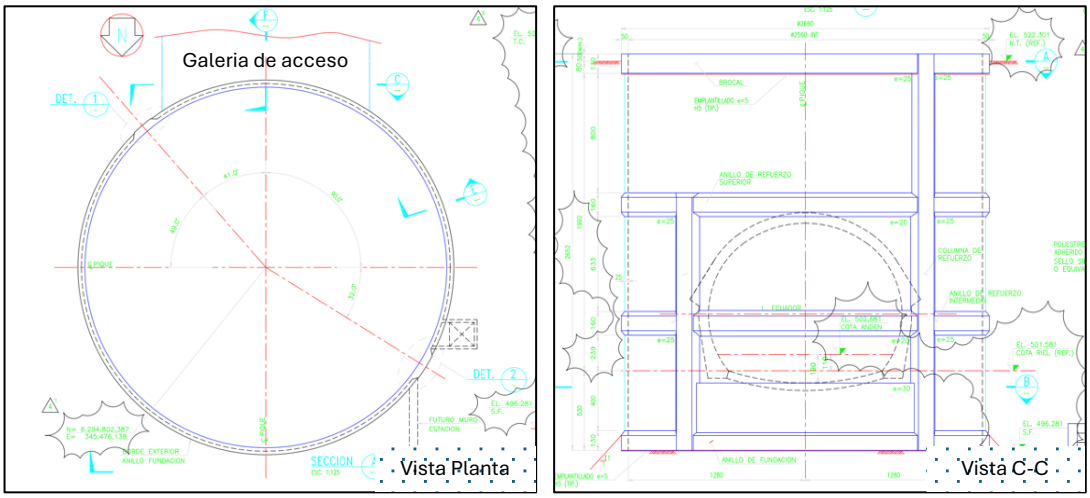


Figura N° 4-8: Vista en planta y vista C-C Pique Club Hípico.

4.2.2 Materiales

Los materiales considerados son los siguientes:

a) Hormigón calidad G25, con una resistencia cilíndrica a los 28 días de f'_c=250 kg/cm^2, según norma NCh170:2016.
b) Acero de refuerzo en barras con resaltes calidad A630-420H según normas NCh204:2020 y NCh211:2012, con tensión de fluencia f_y = 4200 kg/cm^2.
c) Mallas de acero, de barras electrosoldadas, según norma NCh 1173:2010, con tensión de fluencia f_y =5000 kg/cm^2.
d) Barras de GFRP, redondas y macizas, aptas para refuerzo de hormigón, según norma ASTM D7957-22, con resistencia última de fabricación f_{fu} =10197 kg/cm^2

4.2.3 Estados de carga

Los estados de carga considerados se agrupan en dos tipos:

a) **Las cargas de construcción** (actúan solo durante la etapa de ejecución de la obra), incluyen las cargas de peso propio, el empuje estático del terreno, las cargas de grúa y las cargas debido al tránsito superficial. Frente a estas cargas se diseña el sostenimiento, o revestimiento primario, para las estructuras subterráneas. En el caso de los piques circulares este sostenimiento se ejecuta con hormigón proyectado.
b) **Las cargas definitivas** (actúan durante toda la vida útil de la estructura), incluyen las cargas de peso propio, el empuje estático y sísmico del terreno, las cargas de la capa freática, las cargas del tránsito superficial y las cargas de operación. Frente a estas cargas se diseña el revestimiento final o definitivo, el cual puede incluir al revestimiento primario. En este caso, la estructura definitiva suele corresponder al edificio de acceso a la estación, el cual integra losas, vigas, pilares y muros en cada nivel, además de escaleras fijas y mecánicas, cajas de ascensores y una losa de cubierta.

Para el caso de estudio sólo se considerarán las cargas que actúan sobre el sostenimiento o revestimiento primario.

Empujes del terreno (H)

Las cargas más relevantes son los empujes del suelo, cuya magnitud depende de la estratigrafía, determinada a partir de exploraciones previas y caracterizada mediante ensayos de laboratorio. En este caso, la información proviene del Informe Geotécnico Consolidado preparado por MSA Geoconsultores (2011). La **Figura N° 4-9** presenta la estratigrafía definida en dicho informe de mecánica de suelos. Cabe destacar que las propiedades geotécnicas de estos materiales se muestran en **Anexo G.**

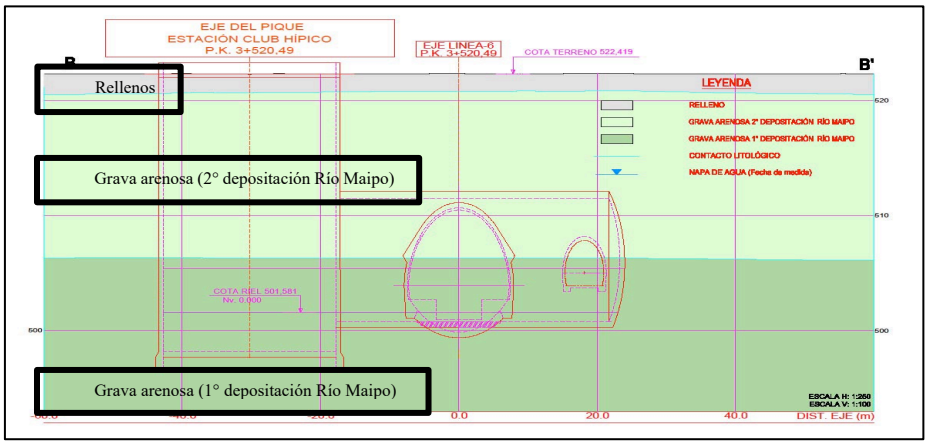


Figura N° 4-9:Estratigrafía Estación Club Hípico.
(MSA Geoconsultores, 2011).

La **Figura N° 4-10** muestra las cargas de empuje (H) utilizadas en los modelos estructurales

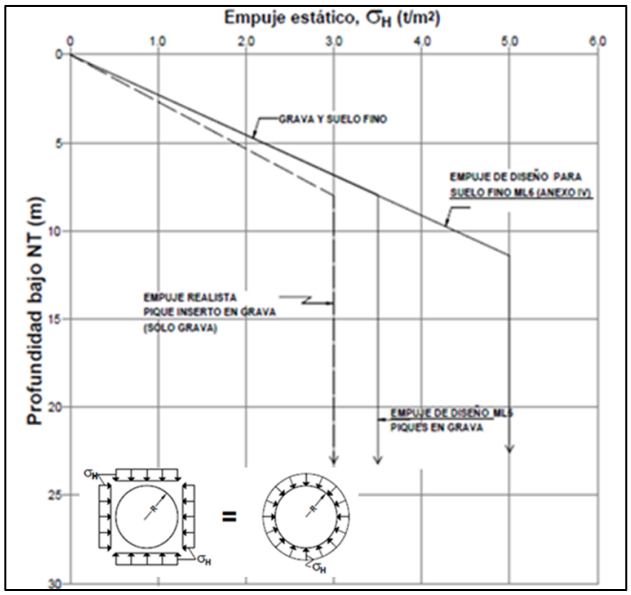


Figura N° 4-10: Empujes estáticos sobre piques circulares Línea 6.

Resortes de interacción estáticos

Los resortes de interacción (K_i) se determinarán a partir del coeficiente de balasto estático (K_{HE}), calculado para la superficie total que ejerce empuje sobre la estructura (A), considerando una discretización de dicha área en subáreas (A_i):

$$K_i = K_{HE}\, A_i \qquad \textbf{(4-1)}$$

Donde:

$$\mathrm{K_{HE}} = \frac{\mathrm{E_s}}{(1-\vartheta^2)\,\mathrm{H}\,\mathrm{I_\rho}} \qquad \textbf{(4-2)}$$

- E_s= Módulo de deformación del terreno (t/m^2)
- ϑ = Módulo de Poisson
- H= Altura del pique (m)
- I_ρ= Coeficiente de forma (se considera un valor de 0,87 para piques circulares)

Empujes debido a sobrecargas uniformes en la superficie (q)

Los empujes debido a sobrecargas uniformes en superficie (q), tales como el tránsito, o edificios próximos, se calcularán en función del coeficiente de empuje activo (K_a), de acuerdo a la expresión siguiente:

$$\sigma_{Hq} = K_a\, q \qquad \textbf{(4-3)}$$

Donde:

$$k_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \qquad \textbf{(4-4)}$$

- q= Carga uniforme en superficie debido al tránsito peatonal igual a 250 kg/m^2.

Empujes debido a cargas puntuales (G)

Los empujes debido a cargas puntuales sobre la superficie, tal como una grúa (G), se resolverán de acuerdo a las expresiones de Spangler mostradas en la **Figura N° 4-11.**

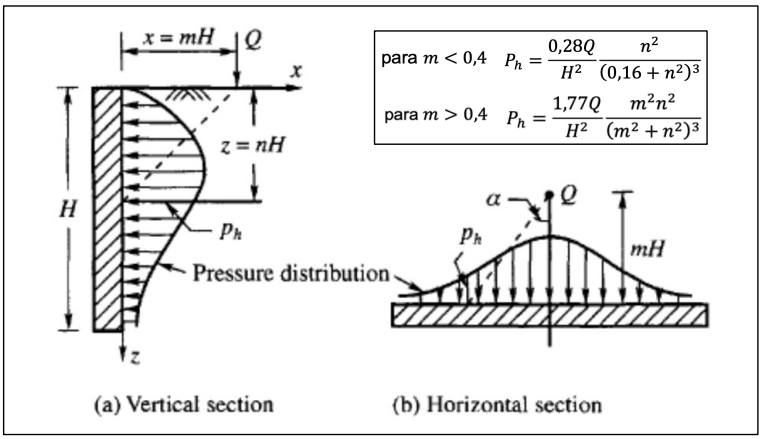


Figura N° 4-11: Empujes laterales sobre un muro producidas por una carga puntual. (Bowles,1996).

Para este pique, se considera una carga de grúa de 15 toneladas, ubicada a 3 metros del pique, con una fundación de 3x3 m^2.

Napa freática

En las exploraciones realizadas en el sector de la estación Club Hípico no se identificó un nivel freático. Sin embargo, como referencia, se ha determinado que la napa freática en las cercanías de la estación se encuentra aproximadamente a 45 m de profundidad (Valenzuela, 1978), como se muestra en la **Figura N° 4-12**. Cualquier nivel de agua detectado por encima de esta cota corresponden a "napas colgadas", generadas por acumulaciones locales debido a la presencia aleatoria de lentes impermeables o filtraciones de las matrices de agua potable.

En cualquier caso, durante la etapa de construcción no se consideran cargas de agua, siendo obligatorio disponer de las medidas de drenaje necesarias para mantener esta condición.

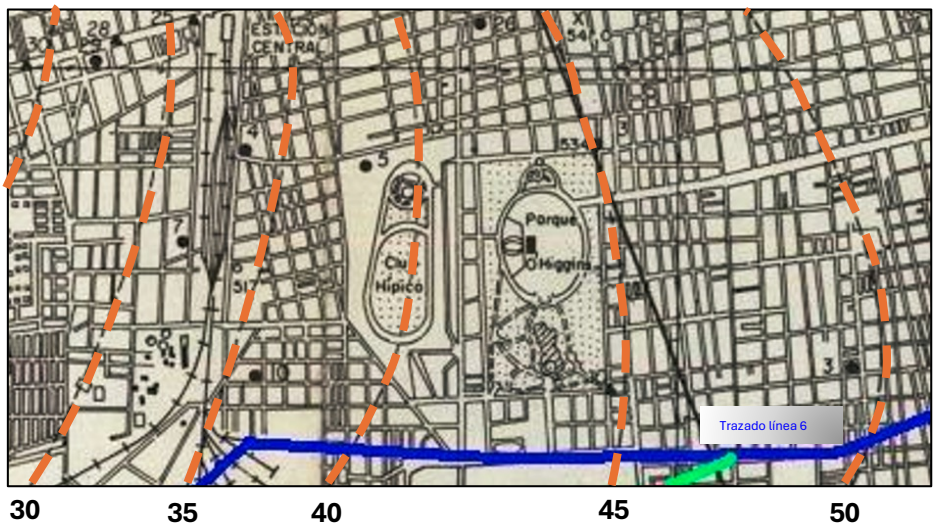


Figura N° 4-12 : Plano de referencia del suelo de Santiago y los niveles freáticos año 1978 (Valenzuela, 1978).

4.2.4 Combinación de carga

Se considera la siguiente combinación de diseño, proveniente de los criterios de diseño para estructuras subterráneas del metro de Santiago (Metro de Santiago, 2012)

$$C=1.4\,D+1.4\,(L+G+H)$$

Donde:

- D: Peso propio
- L: Sobrecarga
- H: Cargas del suelo
- G: Carga de Grúa

4.3 Modelo de análisis

Para el análisis del pique se utilizará un modelo estructural en tres dimensiones empleando el software SAP2000, para esto, se consideran dos etapas de construcción:

- **Primera etapa**: Corresponde al pique completo, es decir, con el muro temporal aún sin demoler. El modelo se construye en base a la geometría, materiales y cargas descritos en la sección 4.2. Esta investigación se enfoca particularmente en esta etapa, la cual se muestra en la **Figura N° 4-13**.
- **Segunda etapa**: Incorpora una apertura en el muro que representa la demolición del "ojo" de la galería. Esta modificación se enmarca en la secuencia constructiva de la estación, en la cual el túnel de acceso es perforado y el pique es rebajado en altura en uno de sus costados para dar lugar a las boleterías.

En cuanto al terreno, este se modela mediante resortes unidireccionales, que sólo funcionan a compresión. El valor de su rigidez se indica en el punto 4.2.3. La estructura completa se considera bajo un comportamiento elástico lineal.

Es importante destacar, que para esta investigación no se realiza el modelo, bastando extraer las solicitaciones del muro que representa el "ojo" de la galería directamente de la memoria de cálculo original.

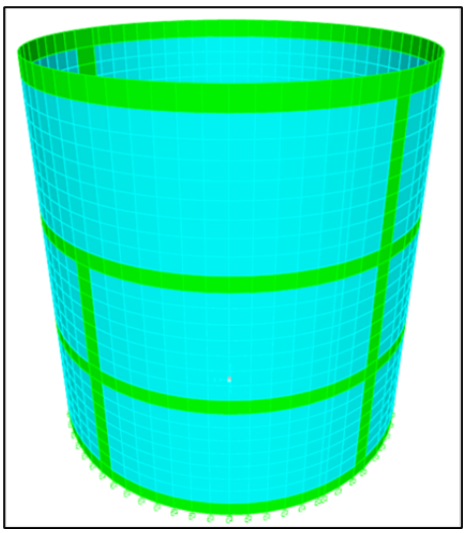


Figura N° 4-13: Modelo de pique, en elementos finitos, incluye brocal, anillos, pilares (color verde) y manto (color celeste). Memoria de cálculo (Zañartu/Geocontrol, 2013).

4.4 Diseño con refuerzos de barras de acero

4.4.1 Consideraciones generales

Tal como se muestra esquemáticamente en la **Figura N° 4-14**, durante el presente trabajo de investigación, se evaluarán tres diseños para el muro temporal del pique:

1. El diseño original del muro con refuerzo en acero, el cual fue extraído directamente de la memoria de cálculo.
2. Verificación alternativa empleando barras de GFRP, manteniendo la misma cuantía de refuerzo del diseño original en acero.
3. Otra alternativa de diseño usando barras de GFRP, con un factor de utilización (FU) cercano a uno.

Los dos diseños con GFRP persiguen distintos objetivos:

- El diseño con la misma cuantía tiene como propósito de comparar el comportamiento de estructuras reforzadas con GFRP frente a las reforzadas con acero.
- El diseño que considera un FU cercano a uno se utilizará para evaluar los costos y las simplificaciones en la deconstrucción.

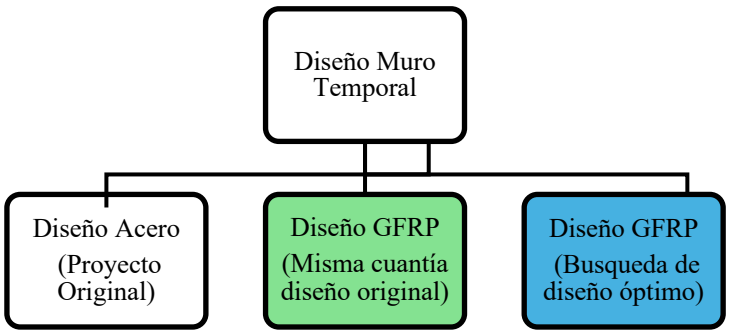


Figura N° 4-14 : Casos de diseño a analizar

El factor de utilización se obtiene como:

$$FU = \frac{M_u}{\phi M_n} \qquad \textbf{(4-5)}$$

Si se obtiene un valor igual a uno indica que se cumple exactamente la condición de diseño establecida, por otra parte, si el factor es mayor a uno, la armadura resulta insuficiente para resistir las solicitaciones requeridas, mientras que un valor menor a uno refleja un exceso de resistencia en la sección.

4.4.2 Solicitaciones sobre el ojo del túnel

Dado que la mayoría de las cargas a las que se ve sometido el muro temporal provienen de empujes del suelo, los esfuerzos de diseño actúan sobre su eje débil, es decir, el momento y el corte actúan en dirección fuera del plano, tal como se muestra en la **Figura N° 4-15**. Aunque esta figura no corresponde específicamente al muro a diseñar, permite representar de manera general el modo de actuar de las cargas. Para efectos de diseño, esto se considera en la geometría de la sección del muro el cual se asume de ancho unitario **(b)** y espesor (***h***) 20 cm.

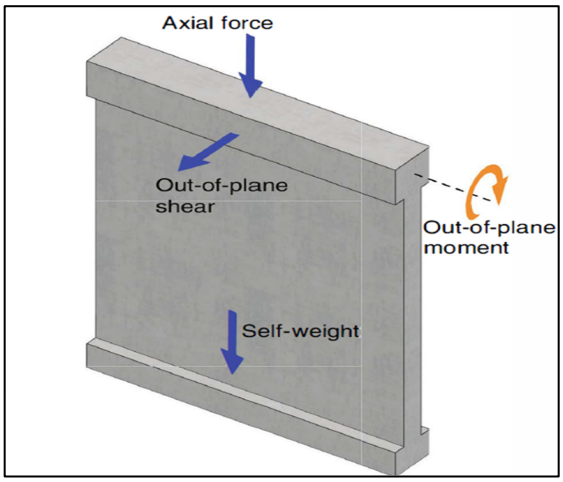


Figura N° 4-15: Fuerzas fuera del plano en muro. ACI-440.11-22.

Las solicitaciones consideradas en el diseño fueron obtenidas de la memoria de cálculo original (Zañartu-Geocontrol, 2013). Los diagramas completos de fuerzas y momentos se encuentran en el **Anexo F**. En la **Tabla Nº 4-1**, se resumen las solicitaciones últimas (mayoradas).

Tabla N° 4-1: Solicitaciones últimas en muro temporal.
***Memoria de cálculo* (Zañartu/Geocontrol, 2013).**

Solicitaciones últimas (mayoradas) por metro de longitud de muro	**Unidades**	**Dirección**	
		Horizontal. **(Refuerzo horizontal)**	**Vertical** **(Refuerzo vertical)**
Momento de vano (cara interna) (M_u)	[T-m/m]	3,0 ***Momento en torno al eje vertical***	4,4 ***Momento en torno al eje horizontal***
Momento de apoyo (cara externa) (M_u)	[T-m/m]	6,0	7,3
Compresión (N_u)	[T/m]	150	24
Par: momento máximo, fuerza axial (M_u, N_u)	[T/m], [T-m/m]	(6,0 ; 150)	(7,3 ; 24)
Corte (V_u)	[T/m]	4	

El esfuerzo de compresión sobre el muro en dirección vertical es de 12 kg/cm², lo cual corresponde aproximadamente al 4.8 % de la resistencia de compresión del hormigón. Esto indica que no es necesario considerar la interacción momento-carga axial en esta dirección y se considerará flexión pura tanto para el diseño en acero como en GFRP.

En la dirección horizontal el esfuerzo de compresión alcanza los 75 kg/cm^2, que representa el 30% de la resistencia a compresión del hormigón, por lo que la verificación del diseño se realizará con flexo-compresión.

4.4.3 Refuerzo establecido en diseño original

El diseño original del muro temporal, reforzado con acero convencional, fue desarrollado originalmente considerando flexión pura para ambas direcciones. Para ello, se dispuso armadura en ambas caras del muro.

En cada cara se empleó una armadura base de malla electrosoldada que se complementó con suples de barras hasta alcanzar la cuantía requerida. Los suples se colocaron a la misma separación que la malla base. Las mallas electrosoldadas se prefieren para el armado de muros por su velocidad de colocación. Cabe destacar que normalmente no requieren suples, salvo situaciones especiales.

La **Tabla N° 4-2** y **Tabla N° 4-3** muestra la armadura establecida para cada cara, en la memoria original, obtenida a partir de un diseño a flexión pura.

Tabla N° 4-2: Armado cara interna del ojo del túnel considerando flexión pura *Memoria de Cálculo* (Zañartu/Geocontrol, 2013).

Cuantía requerida por metro	Armadura Horizontal	Armadura Vertical
Cara Interna		
Acero f_y = 5000 kg/cm^2	4,61 cm^2/m	6,89 cm^2/m
Armadura base acero AT56-50H	Malla ACMA C443 (cuantía 4,43 cm^2/m)	Malla ACMA C443 (cuantía 4,43 cm^2/m)
Suples		
Refuerzo dado	ϕ10@15cm	ϕ10@15cm
Cuantía barras f_y = 4200 kg/cm^2	5,26 cm^2/m	5,26 cm^2/m
Cuantía equivalente f_y = 5000 kg/cm^2	4,42 cm^2/m	4,42 cm^2/m
Cuantía total equivalente f_y = 5000 kg/cm^2	**8,85 cm^2/m**	**8,85 cm^2/m**

Tabla N° 4-3: Armado cara externa del ojo del túnel considerando flexión pura *Memoria de Cálculo* (Zañartu/Geocontrol, 2013).

Cuantía requerida por metro	Armadura Horizontal	Armadura Vertical
Cara Externa		
Acero f_y = 5000 kg/cm^2	9,61 cm^2/m	11,93cm^2/m
Armadura base acero AT56-50H	Malla ACMA C443 (cuantía 4,43 cm^2/m)	Malla ACMA C443 (cuantía 4,43 cm^2/m)
Suples		
Refuerzo dado	ϕ12@15cm	ϕ16@15cm
Cuantía barras f_y = 4200 kg/cm^2	7,53 cm^2/m	13,40 cm^2/m
Cuantía equivalente f_y = 5000 kg/cm^2	6,32 cm^2/m	11,26 cm^2/m
Cuantía total equivalente f_y = 5000 kg/cm^2	**10,75 cm^2/m**	**15,69 cm^2/m**

4.4.4 Verificación a flexocompresión para refuerzos de acero

Como se ha indicado, en la dirección vertical la resistencia a flexión se calcula considerando flexión pura. En la dirección horizontal, se considera la interacción flexión-carga axial.

A continuación, se presenta el diagrama de interacción momento-carga axial para la dirección horizontal, calculado según las propiedades definidas en el **Anexo H.**

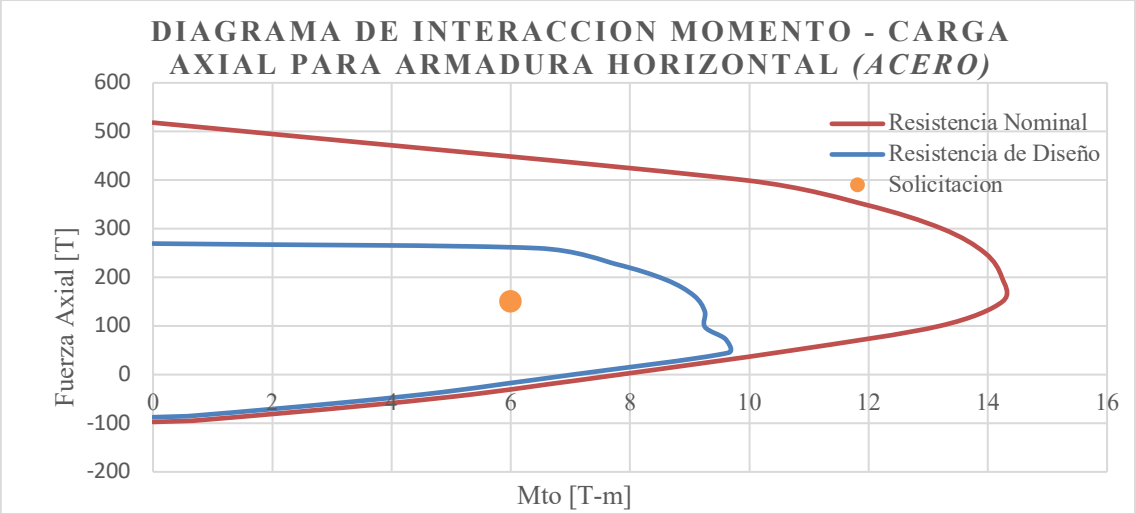


Figura N° 4-16: Diagrama de interacciones momento /axial para armadura horizontal (acero).

En el gráfico y en cada uno de los diagramas que se presentan en la presente sección, se aprecian dos curvas, la de resistencia nominal y la de resistencia de diseño (curva reducida por su respectivo factor de reducción). Se incluye además un punto que representa el par de valores (M_u, N_u). Si este punto se encuentra dentro de la curva reducida, el diseño es adecuado y se considera aceptado.

A partir de la **Figura N°4-16** se puede apreciar que el factor de utilización (FU) para la armadura horizontal no resulta completamente óptimo (0.66). Esto se debe a que, en el diseño original, no se realizó un diseño a flexo - compresión, omitiendo así el efecto de la carga axial de 150 [tonf], la cual es significativa y no resulta ser despreciable.

4.4.5 Verificación a corte para refuerzos de acero

Se realizará la verificación de corte para el muro, incluyendo el efecto de la carga axial, mediante un diagrama de interacción.

La **Figura N°4-17** muestra el diagrama de interacción Corte-Carga axial calculado en base a las expresiones de la **Tabla N° 3-4** para una carga axial en compresión y asumiendo que el muro se encuentra en doble curvatura durante todo el estado tensional.

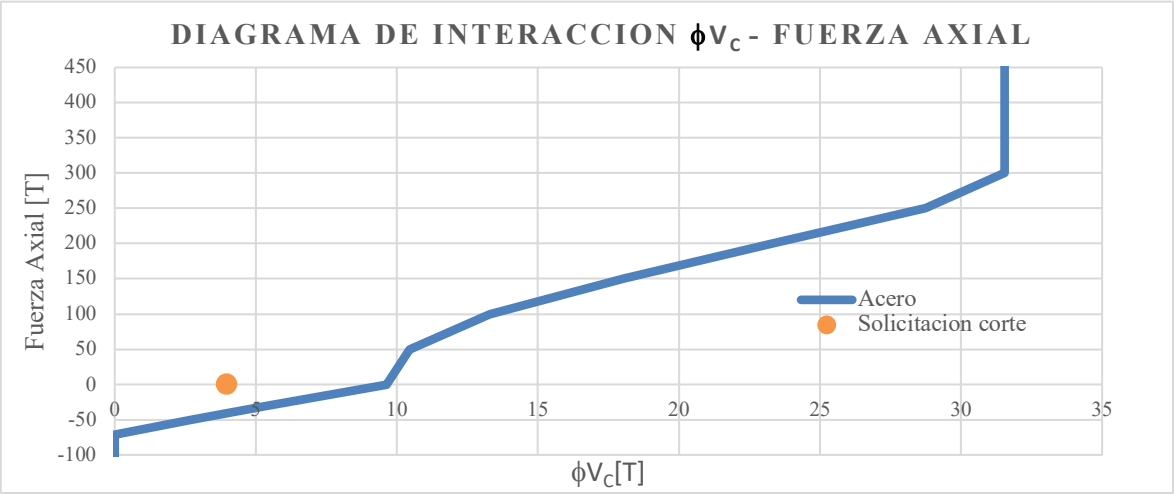


Figura N° 4-17:Diagrama de interacción Corte/Axial para armadura de acero.

4.5 Diseño con refuerzos de barras de GFRP

4.5.1 Diseño con refuerzo GFRP

Se sigue un procedimiento similar al utilizado para el diseño con acero, considerando únicamente la flexo-compresión para la armadura en la dirección horizontal. En el caso del diseño de la armadura vertical, no se incluye la interacción entre cargas debido a la baja carga axial.

4.5.1.1 Verificación preliminar considerando la misma cuantía que el acero

Como se ha mencionado, este caso tiene como objetivo comparar las resistencias de una sección armada con barras de GFRP frente a una sección con acero convencional. Para ello, se mantiene constante el material del hormigón, las dimensiones de la sección y las cuantías de refuerzo, variando únicamente el material de las barras.

En la **Tabla N° 4-4** se detallan los parámetros más relevantes para el diseño, resaltando en gris todas las consideraciones necesarias para el uso de GFRP según lo estipulado en el ACI-440.11-22. Los valores de resistencia última, deformación última y módulo de elasticidad han sido proporcionados por el proveedor "Dapler" y se muestran en **Anexo A.**

Tabla N° 4-4: Propiedades para el diseño de muro reforzado con GFRP.

Descripción		Armadura Horizontal	Armadura Vertical
Resistencia cilíndrica hormigón	**f'_c [kg/cm^2]**	250	250
Resistencia última del GFRP (minorado por C_E)	**f_{fu} [kg/cm^2]**	7138	7138
Módulo de elasticidad	**E_f [kg/cm^2]**	509858	509858
Deformación última (εfu) (minorado por C_E)	**[-]**	0.014	0.014
Recubrimiento	**rec [cm]**	5	5
Distancia desde borde comprimido al centro de la barra traccionada	**d [cm]**	15	15
Cuantía mínima por cara	**A_{smin} [cm^2/m]**	2.75	2.75
Cuantía dada cara externa	**A_s [cm^2/m]**	8.82	8.82
Cuantía dada cara interna	**A_s [cm^2/m]**	10.75	15.6

A continuación, en la **Figura N°4-18** se presenta el diagrama de interacción Momento-Carga Axial, para la dirección horizontal, calculados según las propiedades definidas en la **Tabla N° 4-4**

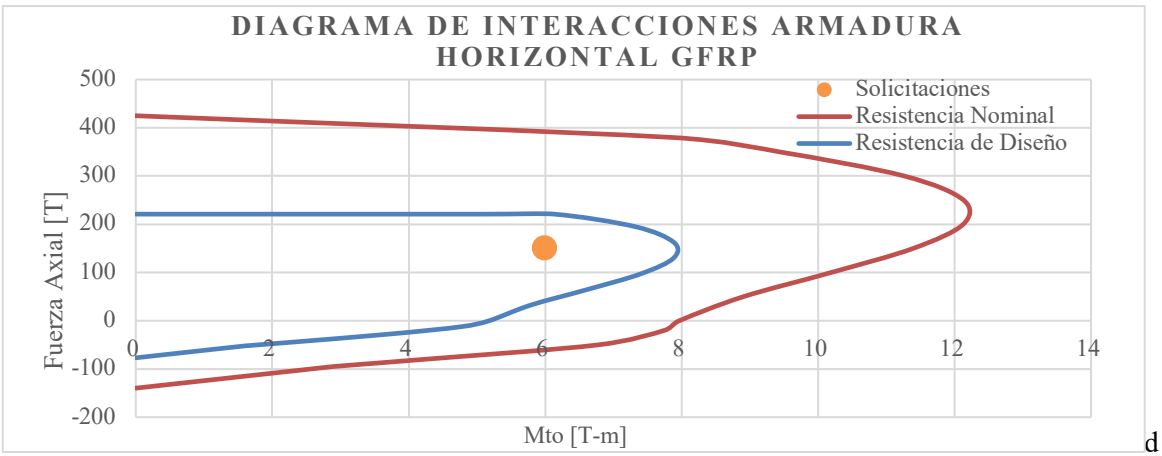


Figura N° 4-18:Diagrama de interacción Momento /Axial para armadura horizontal (GFRP).

La **Tabla N° 4-5** presenta el resultado del diseño con refuerzo de GFRP.

Tabla N° 4-5: Diseño de muro reforzado con GFRP, según cuantías de proyecto original.

Descripción		**Armadura Horizontal**	**Armadura Vertical**
Fuerza axial última	**N_u [T/m]**	150	24
Momento resistente de diseño	**ϕM_n [tonf-m/m]**	7.9	6.3
Factor de Utilización	**FU**	0.76	1.16 (No cumple)

La **Figura N°4-19** muestra el diagrama de interacción Corte- Carga Axial calculado en base a las expresiones de la **Tabla N° 3-5** que utilizan el valor del k_{cr} que se obtiene mediante las ecuaciones de compatibilidad y equilibrio en la sección, considerando las solicitaciones de servicio y asumiendo un comportamiento elástico lineal.

De forma preliminar, se puede señalar una conclusión importante: **la sustitución de la cuantía de acero por cuantía de GFRP no satisface los requerimientos del diseño.**

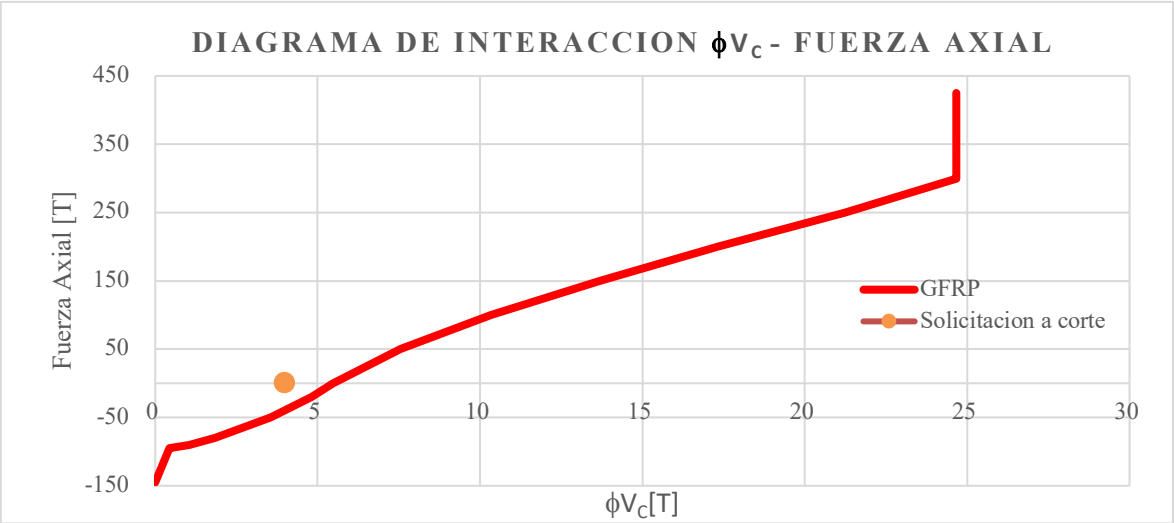


Figura N° 4-19: Diagrama de interacciones Corte/Axial para armadura GFRP.

4.5.2 Diseño definitivo con refuerzo GFRP

A continuación, se presenta el diseño definitivo utilizando barras de GFRP, en el cual se busca cumplir con un factor de utilización cercano a uno. Este diseño asegura que la capacidad resistente de la sección se utilice al máximo, optimizando la cantidad de refuerzo necesario para garantizar un comportamiento estructural eficiente y seguro.

En la **Tabla N° 4-6** se muestra el refuerzo requerido según el diseño y en la **Tabla N° 4-7**, se detallan los parámetros más relevantes para el diseño a flexo – compresión.

Tabla N° 4-6: Refuerzo requerido de GFRP.

	Armadura Horizontal	**Armadura Vertical**
Refuerzo	ϕ8@10cm	ϕ16@9cm
Cuantía cara exterior e interior [cm²/m]	5.5	22.6

Tabla N° 4-7: Propiedades para el diseño de muro reforzado con GFRP.

Descripción		Armadura Horizontal	Armadura Vertical
Resistencia Cilíndrica Hormigón	**f'c [kg/cm²]**	250	250
Resistencia última del GFRP (Minorado por C_E)	**f_{fu} [kg/cm²]**	7138	7138
Módulo de Elasticidad	**E_f [kg/cm²]**	509858	509858
Deformación ultima (εfu) (Minorado por C_E)	**[-]**	0.014	0.014
Recubrimiento	**rec [cm]**	5	5
Distancia desde borde comprimido a centro de barra traccionada	**d [cm]**	15	15
Cuantía mínima por cara	**A_{smin} [cm²/m]**	5.5	5.5
Cuantía dada (Cara traccionada/Comprimida)	**A_s [cm²/m]**	5.5	22.6

La **Figura N°4-20** presenta el diagrama de interacción Momento-Carga Axial, para la dirección horizontal, calculados según las propiedades definidas en la **Tabla N°7.**

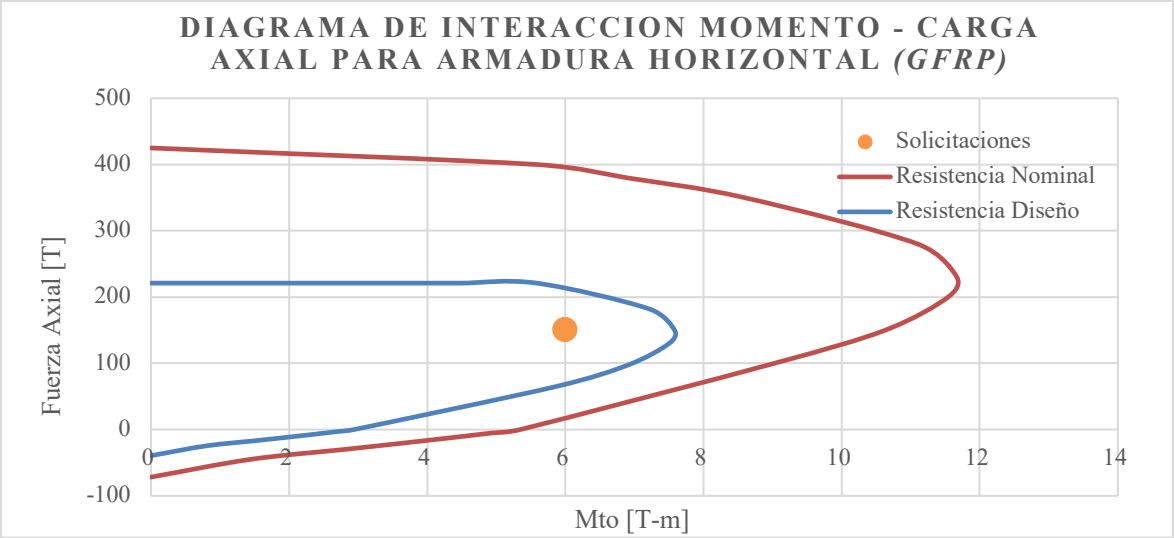


Figura N° 4-20: Diagrama de interacciones Momento /Axial para armadura horizontal (GFRP).

La **Tabla N°8** presenta el resultado del diseño con refuerzo de GFRP.

Tabla N° 4-8 : Diseño optimizado de muro reforzado con GFRP

Descripción		Armadura Horizontal	Armadura Vertical
Fuerza axial última	**N_u [T/m]**	150	24
Momento resistente de diseño	**ϕM_n [tonf-m/m]**	7.6	7.1
Factor de Utilización	**FU**	0.78	1.02

La **Figura N°4-21** se presenta el diagrama de interacción Corte-Carga Axial, acompañado de la solicitación a corte. Estas expresiones utilizan el valor del k_{cr} obtenido mediante las ecuaciones de

compatibilidad y equilibrio en la sección, considerando las solicitaciones de servicio y asumiendo un comportamiento elástico lineal.

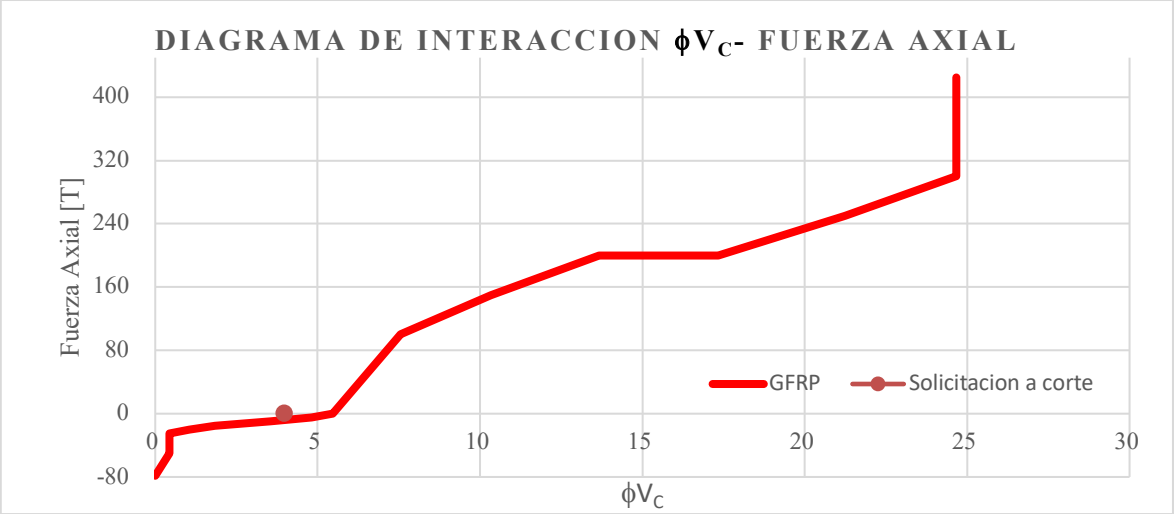


Figura N° 4-21: Diagrama de interacciones Corte/Axial para armadura GFRP.

5 Estimación de costos de ejecución

En el presente capítulo se desarrolla una estimación comparativa de los costos asociados a la solución convencional de los muros temporales reforzados con barras de acero y los muros reforzados con barras de fibra de vidrio. Con el objetivo de identificar, desde una perspectiva económica, las ventajas y desventajas que presenta cada tipo de refuerzo.

5.1 Consideraciones generales

Para realizar esta estimación, se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- **Etapas consideradas:**
  - Etapa de construcción
  - Etapa de demolición
- **Partidas generales incluidas:**
  - Materiales
  - Mano de obra
  - Maquinaria y equipos
  - Combustible y energía
- **Tipos de costos considerados:** Únicamente se incluyen los costos directos asociados a las partidas generales, no se consideran los costos indirectos (gastos generales, utilidades, seguros, instalaciones de faenas, etc.), ni otros costos (costos del dueño, impuestos, etc.).

La determinación de los costos se basa en antecedentes obtenidos de proyectos reales y fuentes técnicas del ámbito de la construcción. Por motivos de confidencialidad, no es posible revelar las fuentes específicas utilizadas para esta estimación.

5.2 Cubicaciones

El primer paso en la determinación de los costos directos consiste en establecer un **itemizado de presupuesto**, en el cual se identifican las partidas específicas a cubicar. A cada una de estas partidas se le asignará posteriormente un precio unitario, lo que permitirá calcular el costo total de ejecución para cada alternativa de refuerzo analizada.

En el **Anexo I** se detallan las **partidas típicas consideradas** para un pique de construcción de aproximadamente 25 metros de diámetro.

En la Tabla **N° 5-1** se muestra la cubicación de zona a demoler

Tabla N° 5-1: Cubicación Pique estación Club Hípico.

Cubicación de hormigón	
Área a demoler	117 m^2
Espesor del muro	20 cm
Volumen total de hormigón	**23,3 m^3**

A continuación, se presenta la cubicación de los refuerzos:

Cubicación del refuerzo de acero en kg.

Tabla N° 5-2: Cubicación de refuerzo de acero en kg

Refuerzo de doble malla		
Malla	**Área**	
Malla ACMA C443	234 m^2	
Refuerzo de barras acero A630-420H		
Refuerzo	**Peso por m^2**	**Peso total en área a demoler**
Suple cara interna horizontal ϕ10@15	4,1 kg/m^2	480 kg
Suple cara interna vertical ϕ10@15	4,1 kg/m^2	480 kg
Suple cara externa horizontal ϕ12@15	5,9 kg/m^2	690 kg.
Suple cara externa vertical ϕ16@15	10,5 kg/m^2	1228 kg
Total	**24,6 kg/m^2**	2878 kg

Cubicación del refuerzo de GFRP

Tabla N° 5-3: Cubicación refuerzo GFRP por metro lineal

Refuerzo de barras GFRP		
Refuerzo	**Metros lineales por m^2**	**Metros lineales de barras**
Armadura horizontal interior y exterior ϕ8@10:	20,0 ml/m^2	2.340 ml
Armadura vertical interior y exterior ϕ16@9	22,2 ml/m^2	2.597 ml
Total	**42,2 ml/m^2**	4.937 ml

5.3 Precios unitarios

Los precios unitarios de cada partida se han tomado de varios proyectos, para incluir la variación permanente del mercado. Estos valores se detallan en el Anexo I.

Respecto a los precios unitarios de las barras de refuerzo, se adoptaron los valores presentados en la **Tabla N° 5-4** actualizados al año 2024 a través de cotizaciones obtenidas de proveedores que operan en Chile.

Tabla N° 5-4: Precios unitarios actualizados para barras de refuerzo.

Refuerzo	**GFRP**			**Acero**		
Diámetro	**ϕ8mm**	**ϕ12mm**	**ϕ16mm**	**ϕ8mm**	**ϕ12mm**	**ϕ16mm**
Precio $US/ml	0,0346	0,0387	0,0568	0,0115	0,0163	0,0292
Precio UF/kg	0,1730	0,1382	0,0873	0,0183	0,0185	0,0184

Se considera 41,04 dólar por UF al 26/04/2025.

5.4 Comparación de costos

Se presenta la comparación de los costos de ejecución del ojo de la galería utilizando barras de acero y barras de GFRP, incluyendo además el costo asociado a su demolición. Se analizarán únicamente las partidas que generan diferencias relevantes entre ambas alternativas, es decir, la colocación de las barras de refuerzo durante la construcción y la demolición del muro.

En el caso del montaje se mantiene el rendimiento de colocación de armaduras por peso, lo que resulta en un menor costo para las barras de GFRP debido a que son más livianas.

En cuanto a la demolición del muro reforzado con barras de GFRP, se considera un mayor rendimiento, del orden de un 20% mayor debido a la mayor facilidad de corte que poseen este tipo de barras.

5.4.1 Costos de construcción

A continuación, se presentan los costos de cada refuerzo (malla acero, barras de acero y barras de GFRP) para la etapa de construcción.

Se han tomado como referencia los valores obtenidos de obras actualmente en ejecución (2025).

Tabla N° 5-5: Costos de suministro y colocación para malla ACMA C443

MALLA ACMA C443					
Descripción	**Unidad**	**PU (UF)**	**Rendimiento por m^2**	**Cantidad de m^2 a colocar en el ojo (totales)**	**PU por ojo (UF)**
Mano de Obra					
Capataz	HH	0,3568	0,00918	234	0,77
Maestro Primera	HH	0,2645	0,09180	234	5,68
Maestro Segunda	HH	0,2383	0,06885	234	3,84
Operador Camión/Grúa/Plataforma	HH	0,2712	0,01836	234	1,17
Maquinaria y equipos					
Equipo de levante	HM	0,4790	0,00857	234	0,96
Equipos menores	HM	0,0052	0,18820	234	0,23
Materiales y herramientas					
Malla ACMA C443	KG	0,0365	8,47200	234	72,36
Alambre negro N°8 rollo 25kg	KG	0,0381	0,21180	234	1,89
Petróleo	LT	0,0168	0,06131	234	0,24
Lubricante y grasas	LT	0,0171	0,00920	234	0,04
Materiales menores	GL	0,0033	0,18820	234	0,15
Taladro Hilti con dos baterías	HM	0,0406	0,05000	234	0,48
Perno Hilti HA 8R1	UN	0,0205	1,00000	234	4,80
Broca 5/6 para perno Hilti	UN	0,1238	0,08333	234	2,41
Total Costo Directo (UF)					**95,00**

Tabla N° 5-6: Costos de suministro y colocación de barras de acero

BARRAS DE ACERO					
Descripción	**Unidad**	**PU (UF)**	**Rendimiento por kg**	**Cantidad de kg a colocar en el ojo (totales)**	**PU por ojo (UF)**
Mano de Obra					
Capataz	HH	0,3698	0,00557	2.878	5,93
Maestro Primera	HH	0,2645	0,03344	2.878	25,45
Maestro Segunda	HH	0,2383	0,06687	2.878	45,86
Operador Camión/Grúa/Plataforma	HH	0,2712	0,01003	2.878	7,83
Maquinaria y equipos					
Equipo de levante	HM	0,4790	0,00936	2.878	12,91
Equipos menores	HM	0,0052	0,11591	2.878	1,73
Materiales y herramientas					
Acero A630-420H	KG	0,0238	1,05000	2.878	71,92
Alambre negro N°8 rollo 25kg	KG	0,0381	0,02000	2.878	2,19
Petróleo	LT	0,0168	0,05921	2.878	2,86
Lubricante y grasas	LT	0,0171	0,00888	2.878	0,44
Materiales menores	GL	0,0033	0,11591	2.878	1,10
Preparación del acero	HM	0,0017	1,05000	2.878	5,14
Total Costo Directo					**183,37**

Tabla N° 5-7: Costos de suministro y colocación para barras GFRP

BARRAS DE GFRP					
Descripción	**Unidad**	**PU (UF)**	**Rendimiento por kg**	**Cantidad de kg a colocar en el ojo (totales)**	**PU por ojo (UF)**
Mano de Obra					
Capataz	HH	0,3698	0,00557	2.156	4,44
Maestro Primera	HH	0,2645	0,03344	2.156	19,07
Maestro Segunda	HH	0,2383	0,06687	2.156	34,36
Operador Camión/Grúa/Plataforma	HH	0,2712	0,01003	2.156	5,87
Maquinaria y equipos					
Equipo de levante	HM	0,4790	0,00936	2.156	9,67
Equipos menores	HM	0,0052	0,11591	2.156	1,30
Materiales y herramientas					
Barras GFRP ϕ8	KG	0,1730	1,05000	468	85,01
Barras GFRP ϕ16	KG	0,0874	1,05000	1.688	154,88

Alambre negro N°8 rollo 25kg	KG	0,0381	0,02000	2.156	1,64
Petróleo	LT	0,0168	0,05921	2.156	2,14
Lubricante y grasas	LT	0,0171	0,00888	2.156	0,33
Materiales menores	GL	0,0033	0,11591	2.156	0,82
Preparación del acero	HM	0,0017	1,05000	2.156	3,85
Total Costo Directo					**323,38**

5.4.2 Costos de demolición

A continuación, se presentan los costos de cada refuerzo (malla acero, barras de acero y barras de GFRP) para la etapa de demolición.

Tabla N° 5-8: Costos de demolición muro temporal con refuerzos de acero

HORMIGON CON REFUERZO DE ACERO					
Descripción	**Unidad**	**PU (UF)**	**Rendimiento por m^3**	**Cantidad de m^3 a demoler en el ojo (total)**	**PU por ojo (UF)**
Mano de Obra					
Capataz	HH	0,3303	0,30563	23,3	2,35
Maestro Primera	HH	0,2125	0,61125	23,3	3,03
Maestro Segunda	HH	0,1867	0,91688	23,3	3,99
Jornal 1	HH	0,1663	0,91688	23,3	3,55
Jornal 2	HH	0,1663	0,91688	23,3	3,55
Operador excavadora	HH	0,2778	0,30315	23,3	1,96
Operador cargador frontal	HH	0,2778	0,30315	23,3	1,96
Maquinaria y equipos					
Cizalla hidráulica	HM	0,3494	1,13176	23,3	9,21
Martillo picador	HM	0,2879	1,13176	23,3	7,59
Excavadora 20ton balde 1,04 a 1,17 m^3	HM	0,6941	0,07074	23,3	1,14
Cargador frontal 3,2 m^3	HM	0,8505	0,07074	23,3	1,40
Equipos menores	HM	0,0052	3,33467	23,3	0,40
Materiales y herramientas					
Petróleo	LT	0,0168	1,29830	23,3	0,51
Lubricante y grasas	LT	0,0171	0,19475	23,3	0,08
Materiales menores	GL	0,0033	3,33465	23,3	0,26
Total Costo Directo					**40,99**

En la estimación de costos para la demolición del muro temporal reforzado con barras de GFRP se ha considerado que no será necesario utilizar una cizalla hidráulica, dado que la ausencia de barras de acero facilita la separación de los bloques generados por el martillo picador.

Tabla N° 5-9: Costos de demolición muro temporal con refuerzos de GFRP.

HORMIGON CON REFUERZO DE GFRP					
Descripción	**Unidad**	**PU (UF)**	**Rendimiento por m^3**	**Cantidad de m^3 a demoler en el ojo (total)**	**PU por ojo (UF)**
Mano de Obra					
Capataz	HH	0,3303	0,24450	23,3	1,88
Maestro Primera	HH	0,2125	0,48900	23,3	2,42
Maestro Segunda	HH	0,1867	0,73350	23,3	3,19
Jornal 1	HH	0,1663	0,73350	23,3	2,84
Jornal 2	HH	0,1663	0,73350	23,3	2,84
Operador excavadora	HH	0,2778	0,24252	23,3	1,57
Operador cargador frontal	HH	0,2778	0,24252	23,3	1,57
Maquinaria y equipos					
Martillo picador	HM	0,2879	0,90541	23,3	6,07
Excavadora 20ton balde 1,04 a 1,17 m^3	HM	0,6941	0,07074	23,3	1,14
Cargador frontal 3,2 m^3	HM	0,8505	0,07074	23,3	1,40
Equipos menores	HM	0,0052	2,66773	23,3	0,32
Materiales y herramientas					
Petróleo	LT	0,0168	1,16847	23,3	0,46
Lubricante y grasas	LT	0,0171	0,17527	23,3	0,07
Materiales menores	GL	0,0033	3,00119	23,3	0,23
Total Costo Directo					**26,02**

5.4.3 Comparación de costos

Finalmente, en la Tabla N° **5-10** se presenta los costos directos de la construcción y demolición para cada tipo de refuerzo

Tabla N° 5-10: Costos directos para cada alternativa de refuerzo

Costos (UF)	GFRP	Acero
Costo de construcción (UF)	323,38	278,37
Costo de demolición (UF)	26,02	40,99
Costo total (UF)	**349,39**	**319,36**
Costo unitario (UF/m^2)	**2,93**	**2,73**
Costo unitario (UF/m^3)	**14,99**	**13,71**

6 Análisis y discusión de resultados

6.1 Análisis estructural

6.1.1 Resistencia a flexión

Para comparar el comportamiento en estado último de flexión, entre una sección reforzada con GFRP y otra reforzada con acero, se llevará a cabo un análisis de los momentos nominales, deformaciones y esfuerzos en la sección del muro del caso de estudio. Este análisis considerará las mismas características iniciales: un hormigón con resistencia f'_c=250Mpa, una sección con ancho unitario, y espesor h=20 cm.

Para el refuerzo con GFRP, el cálculo del momento nominal se realiza utilizando el bloque de compresiones equivalentes propuesto en el ACI-440.11-22 (American Concrete Institute, 2022), detallado en la sección 3.4, simplificación válida únicamente cuando el estado límite que controla es el aplastamiento del concreto o el "rango de transición" (dichos estados límites, se determinan en función de la deformación y se describen en la sección 3.3).

El análisis se realizará para diferentes cuantías de refuerzo y, para una mayor precisión, se considera una sección doblemente armada, incorporando la contribución del refuerzo a compresión. Cabe destacar que las cuantías consideradas en los análisis posteriores corresponden al refuerzo dispuesto en cada cara del muro.

Se comienza considerando la cuantía mínima requerida para el muro, que si bien para ambos tipos de refuerzo se calcula con la expresión $\rho_{\min} = 0.0025$, el ACI-440.11-22 introduce un nuevo límite inferior presentado en el Anexo E el cual representa la cuantía mínima por retracción y temperatura. Para el caso en estudio, dicho requerimiento establece una cuantía mínima de 5.5 cm²/m (0,28%), en contraste con los 5 cm²/m (0,25%) obtenidos mediante la fórmula tradicional.

Por lo tanto, para cumplir con los requisitos normativos, se adopta una cuantía mínima del 0.3%, lo que equivale a 6 cm²/m por cada cara del muro.

En cuanto a la cuantía máxima, el ACI 318 establece un límite mínimo de deformación unitaria a tracción de 0.005 para el refuerzo longitudinal en elementos a flexión, con el fin de garantizar un comportamiento dúctil ante la falla. Sin embargo, como se ha señalado en forma previa, las barras de GFRP no presentan fluencia, por lo que este criterio no resulta aplicable. Aun así, puede argumentarse que, independientemente de la ausencia de fluencia en los refuerzos de GFRP, este umbral de deformación al menos garantizaría cierta visibilidad de daño en términos de deflexión y ancho de fisura para un elemento a flexión que se aproxima a la falla (Nanni et al., 2015.). La ecuación **6-1** propuesta en el libro "*Reinforced Concrete with FRP Bars"* de Antonio Nanni, permite calcular la cuantía máxima.

$$\rho_{max} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{0{,}004E_f} \frac{0{,}003}{0{,}003 + 0{,}004} \qquad \textbf{(6-1)}$$

Así, a partir de la **Ecuación (6-1),** se obtiene una **cuantía máxima teórica del 3,8%**. Ahora bien, este valor no es físicamente alcanzable, ya que implicaría una cantidad excesiva de barras en la sección. Para el siguiente análisis se adopta de forma arbitraria una cuantía máxima de análisis del **2,5%**, equivalente a **50 cm²/m**, ya que permite cubrir un rango suficientemente amplio para representar e interpretar los resultados de manera clara y comprensible.

Profundidad del eje neutro para condición última en flexión

En la **Figura N° 6-1** se presenta, para ambos tipos de refuerzo, la variación de la profundidad del eje neutro con la cuantía en el rango de cuantías definido previamente.

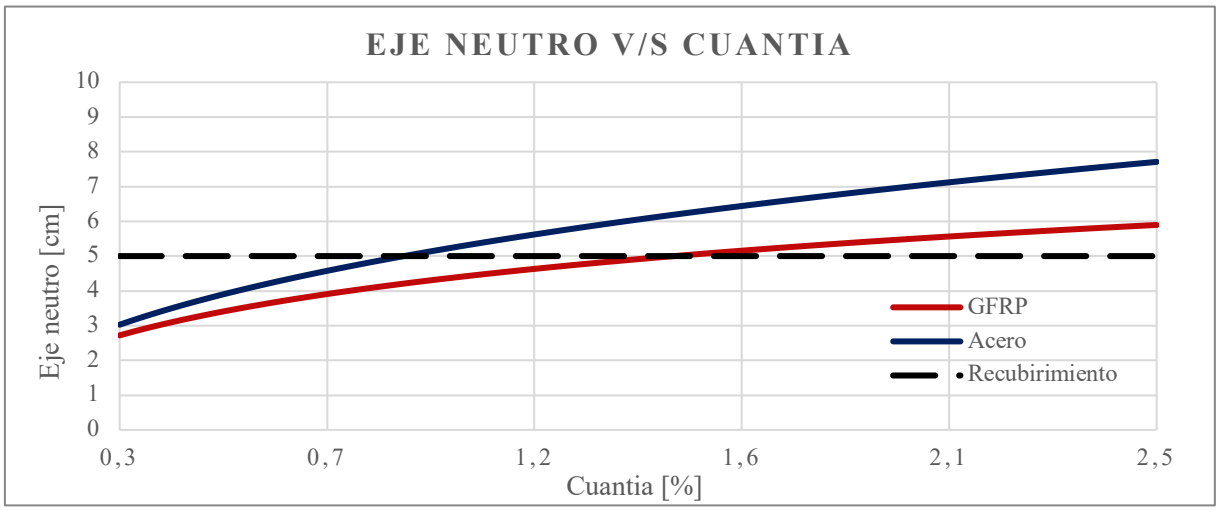


Figura N° 6-1: Eje neutro v/s cuantía para ambos refuerzos.

En la figura se aprecia que, la profundidad del eje neutro para el acero es mayor en todo el rango de cuantías analizado. Esto concuerda con lo que establece la ACI-440.11-22 : "Para una misma sección transversal con igual área de refuerzo longitudinal, pero con refuerzo de GFRP en lugar de acero, la sección reforzada con GFRP tendrá una menor profundidad del eje neutro, debido a su menor rigidez axial ($E_f A_f$), asociada a su menor módulo de elasticidad en comparación con el acero". (ACI-440.11, 2022). Se aprecia además que, para ambos casos, existe un rango en la zona de bajas cuantías, en que el eje neutro está por sobre la ubicación del refuerzo superior.

Deformaciones en refuerzo para la condición última en flexión

En la **Figura N° 6-2** se presenta las deformaciones calculadas para ambos tipos de refuerzo en la condición de estado último en flexión, en términos de la cuantía. Se considera positiva la deformación en tracción y negativa la deformación en compresión

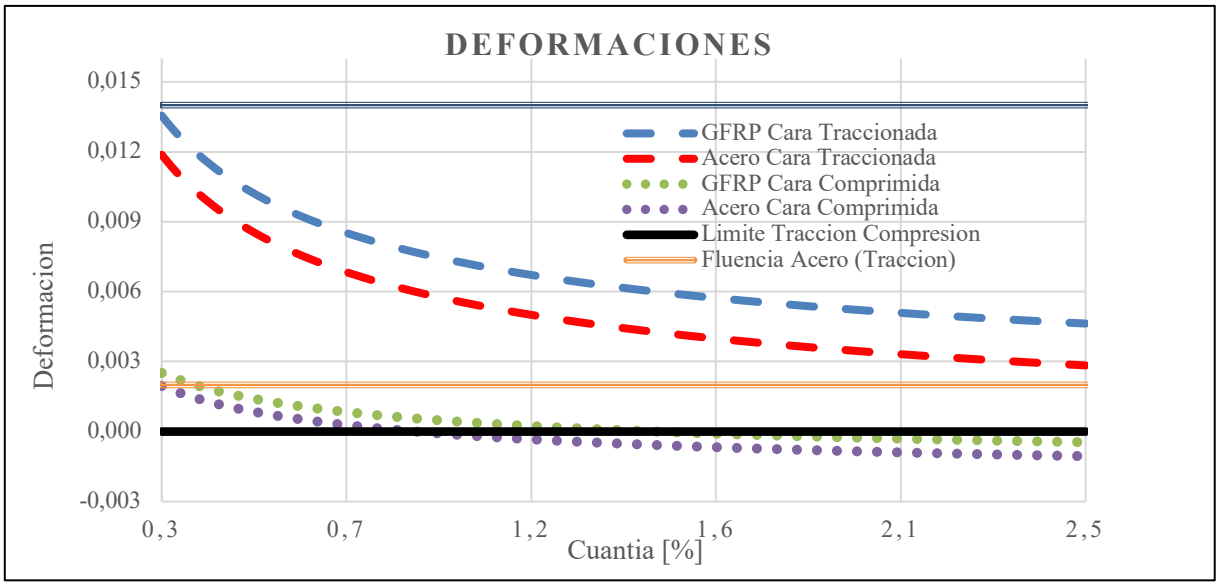


Figura N° 6-2 : Deformaciones en la condición límite última de flexión para distintas cuantías de refuerzo.

En la figura se aprecia que, para ambos tipos de refuerzo, las deformaciones se incrementan apreciablemente en el rango de cuantías bajas, en especial para el refuerzo en la cara traccionada.

Para el refuerzo de acero, en la cara traccionada se supera la fluencia en todo el rango de análisis. En cambio, en la cara comprimida, el refuerzo se encuentra traccionado en el rango de cuantías bajas y comprimido para cuantías mayores, no alcanzando la fluencia.

En el caso del refuerzo de GFRP, en la mayor parte del rango de cuantías, la deformación tanto en la cara comprimida como en la traccionada, se encuentra lejana de la deformación de rotura de diseño, que corresponde a 0.014, valor previamente reducido mediante el factor de reducción ambiental. No obstante, a la mínima cuantía (0,3 %), el GFRP está casi alcanzando el tope de deformación de diseño , por lo que la sección puede fallar por ruptura del GFRP casi sin advertencia (modo frágil), antes que el hormigón comprimido alcance en su capacidad máxima.

En términos comparativos, se aprecia que las barras de GFRP, para una misma cuantía, presentan una mayor de deformación tanto en tracción como compresión.

Fuerzas en el refuerzo de la cara traccionada bajo la condición última de flexión

La **Figura N° 6-3** presenta la fuerza en el refuerzo de la cara traccionada para ambos tipos de refuerzo en la condición de estado último en flexión.

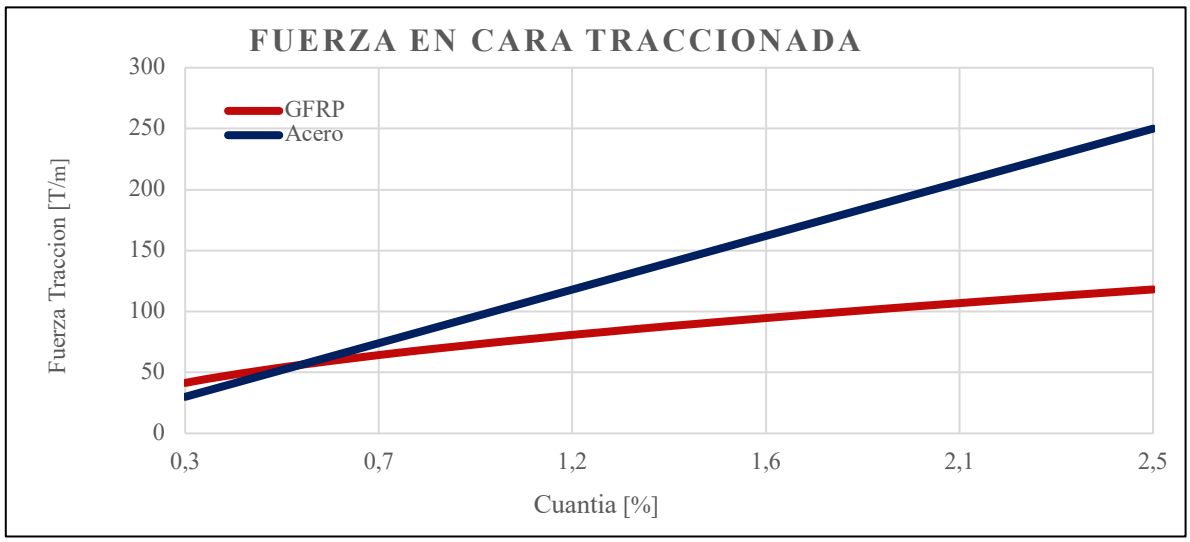


Figura N° 6-3: Fuerza en ambos refuerzos en la cara traccionada en la condición última en flexión.

En la figura se aprecia que, en el rango de bajas cuantías, la fuerza en el refuerzo de acero es menor la fuerza en el GFRP. Sin embargo, la fuerza en el acero muestra una pendiente de crecimiento mayor, sobrepasando a la fuerza en el refuerzo de GFRP para valores de cuantía mayores que 0.6%, llegando a superarla por más del doble en el valor máximo de cuantía.

En el caso del refuerzo de acero, se aprecia un comportamiento definido por la respuesta elastoplástica del material, que al estar en fluencia mantiene constante la tensión y la resultante sólo se incrementa linealmente con el aumento del área de refuerzo.

En el caso del refuerzo de GFRP, se observa un comportamiento definido por la respuesta **lineal-elástica** del material en todo el rango analizado. Para valores bajos de cuantía, en los que se tiene eje neutro poco profundo y, por lo tanto, gran deformación del refuerzo en la cara traccionada, la tensión en el GFRP es alta y supera la tensión de fluencia del refuerzo de acero, generándose una fuerza de tracción mayor, como se aprecia en el gráfico para cuantías menores que 0.6%. Para cuantías mayores, al disminuir la deformación en el GFRP, disminuye la tensión, lo cual disminuye el crecimiento de la

fuerza al aumentar la cuantía, resultando una curva con una pendiente menor que la del refuerzo de acero.

En el caso particular analizado, si el diseño se realiza con la cuantía mínima exigida por normativa, el refuerzo de GFRP desarrollaría una mayor fuerza de tracción, ya que su tensión en ese punto supera la tensión de fluencia del acero.

Fuerzas en el refuerzo de la cara comprimida bajo la condición última de flexión

La **Figura N° 6-4** presenta la fuerza en el refuerzo en la cara comprimida, correspondiente a ambos tipos de refuerzo, en la condición de estado último en flexión. En el gráfico se considera positiva la fuerza de compresión.

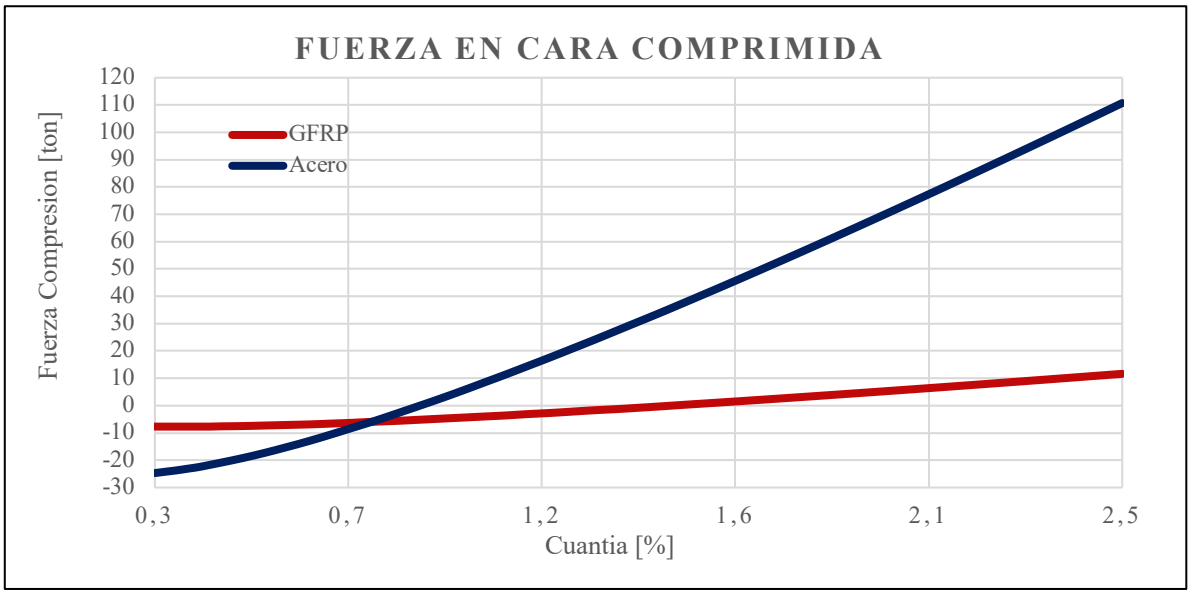


Figura N° 6-4: Fuerza en ambos refuerzos en la cara comprimida para en la condición última en flexión.

En la figura se aprecia que el comportamiento de los refuerzos queda dominado por la respuesta lineal elástica de ambos materiales. El aumento de fuerza resultante por el incremento de cuantía se atenúa por la disminución de esfuerzos asociada a la disminución de las deformaciones.

Resultante de compresión en el hormigón para la condición última en flexión

En la **Figura N° 6-5** se aprecia que, un hormigón armado con GFRP, tomará menos fuerza de compresión en comparación con una sección reforzada con acero, lo cual no es algo óptimo ya que disminuye la capacidad de resistencia nominal de la sección. La disminución en la fuerza de compresión en el caso del GFRP está directamente relacionada con su menor profundidad del eje neutro, lo cual a su vez se debe a su menor rigidez axial (E_fA_f), derivada de su bajo módulo de elasticidad en comparación con el acero.

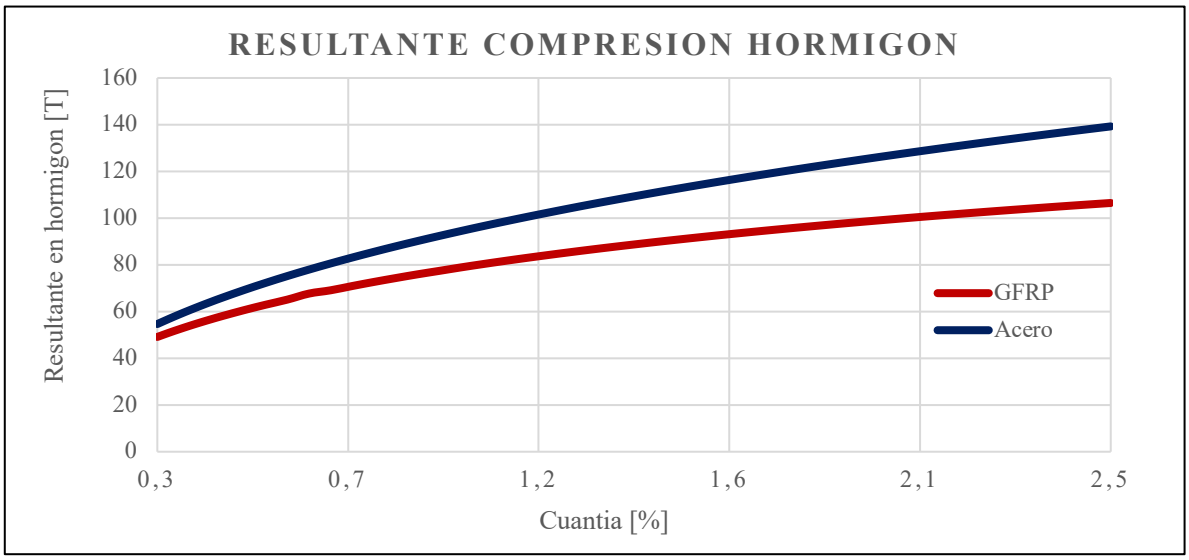


Figura N° 6-5: Resultante de fuerzas de compresión en el hormigón (Rectángulo equivalente ACI).

Momento resistente nominal v/s cuantía

En la **Figura N° 6-6 se** presenta los valores de los momentos resistentes nominales, para las secciones con ambos tipos de refuerzo, en términos de la cuantía de refuerzo.

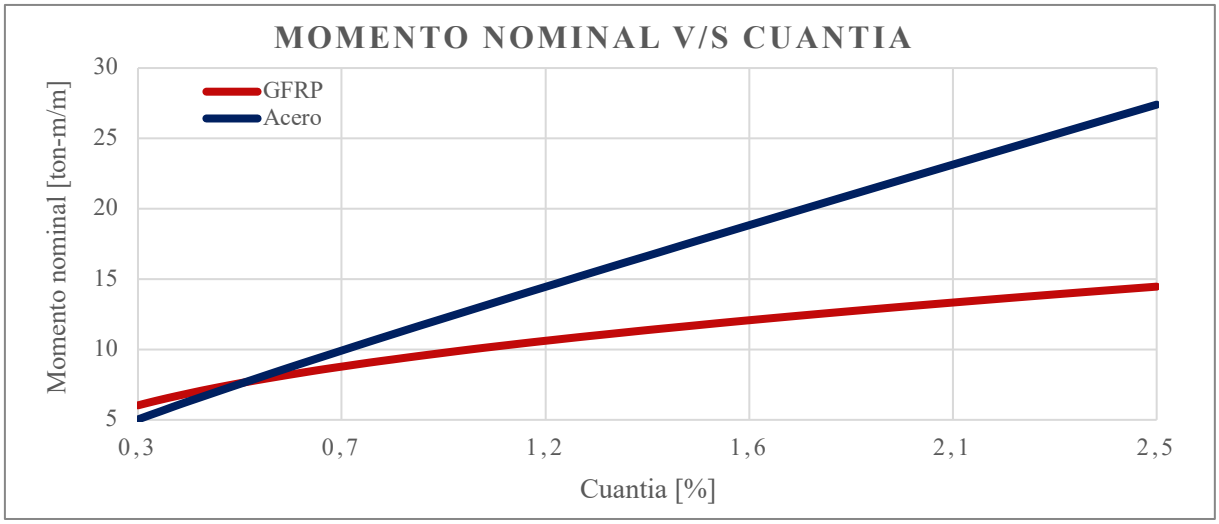


Figura N° 6-6: Momento nominal v/s cuantía para GFRP y acero.

En la figura se observa que la sección reforzada con acero presenta una mayor resistencia nominal a flexión en prácticamente todo el rango de cuantías analizado, excepto en una limitada zona para las cuantías menores. Esto resultados son concordantes con los anteriores, que muestran fuerzas internas mayores en el refuerzo y el hormigón para el caso de secciones reforzadas con acero.

6.1.2 Momento resistente de diseño

El enfoque actual de diseño para elementos reforzados con GFRP, basado en secciones que fallan por aplastamiento del hormigón, limita de manera considerable la resistencia de diseño de estos elementos al aplicarle un factor de reducción igual a 0.65.

Si bien podría considerarse una reducción menor con el objetivo de aprovechar mejor la capacidad resistente del GFRP, esta opción no es recomendable, dado que dicho factor se encuentra respaldado por normativas establecidas (ACI-318/ ACI-440) y responde a un comportamiento estructural bien estudiado. No obstante, una alternativa válida podría consistir en reducir las solicitaciones de diseño, especialmente cuando se trata de elementos temporales o de corta vida útil, donde es bastante razonable asumir que las cargas de diseño no se alcanzarán durante su vida útil, lo que podría permitir una optimización en el diseño sin comprometer la seguridad. Este enfoque debería ser cuidadosamente evaluado en función de las condiciones específicas del proyecto y las normativas aplicables.

6.1.3 Resistencia ante solicitaciones combinadas

6.1.3.1 Momento y Carga axial.

A partir del refuerzo establecido en el diseño original, presentado en la sección 4.4.3 , se compara el comportamiento (diagramas de interacciones) para la sección en cuestión, reforzada con acero y GFRP.

Se considera la misma cuantía tanto para el acero como GFRP y sólo se considera la armadura horizontal que está dispuesta con una cuantía de **8,85 cm^2/m** para la cara interna y **10,75 cm^2/m** para la cara externa. (Para mayor detalle ver **Tabla N°4-2 y N°4-3)**

Los diagramas de interacción proporcionan una visión clara de las diferencias en el comportamiento estructural de los elementos. Los diagramas de resistencia nominal representan la capacidad teórica máxima que cada material puede alcanzar bajo diferentes combinaciones de carga axial – momento. Los diagramas de diseño incorporan los factores de reducción de resistencia, mostrando la capacidad de diseño (según normativa) de los elementos.

Así, las **Figuras N°6-7 , N°6-8** y **N°-6-9** presentan una comparación entre los diagramas de interacción nominal y de diseño para ambos tipos de refuerzo.

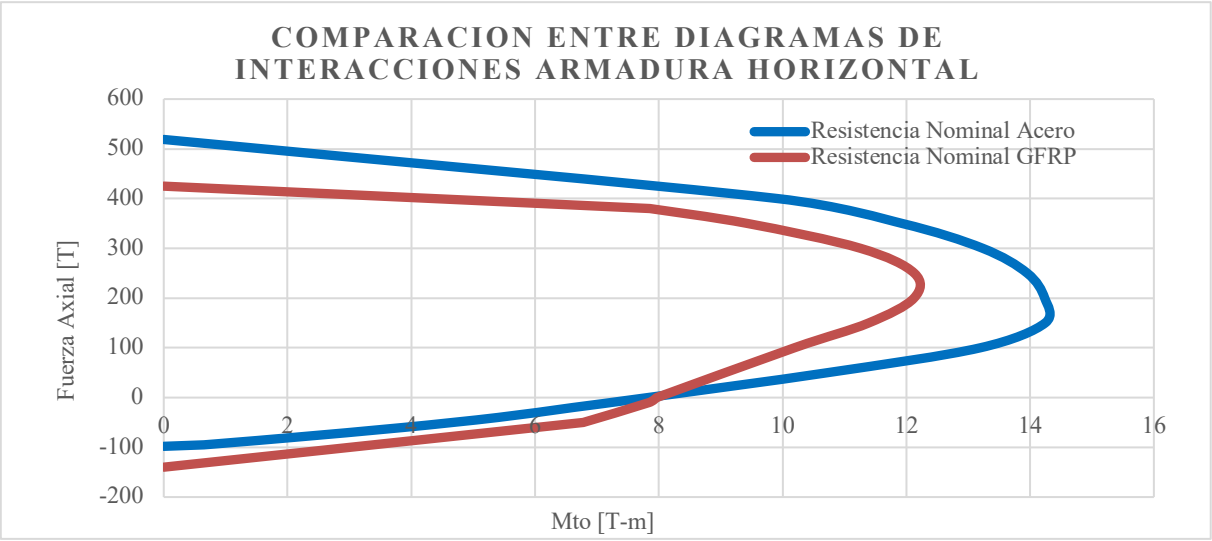


Figura N° 6-7: Comparación diagramas de interacción resistencia nominal de secciones reforzadas con GFRP y con acero

Se aprecia que el punto balanceado de una sección armada con acero se encuentra desplazado hacia la derecha en el diagrama de interacción.

Se aprecia dos rangos en el diagrama de interacción. Para cargas axiales elevadas, las secciones reforzadas con acero presentan una mayor resistencia a flexión. En cambio, para cargas axiales bajas, las secciones reforzadas con GFRP presentan una mayor resistencia.

Por otro lado, hay que destacar que las secciones reforzadas con GFRP presentan una ventaja en lo que respecta a cargas de tracción, ya que este material es capaz de soportar mayores esfuerzos en tracción debido a sus propiedades físicas.

En la **Figura N°6-8** se muestra los diagramas de interacción de resistencia de diseño para las secciones con ambos tipos de refuerzo, los que se obtienen de los DI anteriores multiplicados por los factores de reducción de resistencia respectivos. Para el GFRP, este factor es de 0.55 en la zona de falla por tracción, mientras que para el acero es significativamente mayor, con un valor de 0.9. Esta diferencia provoca que la resistencia de diseño del GFRP disminuya de manera considerable, lo que hace que, en la práctica, su resistencia de diseño en la zona de falla en tracción sea inferior a la del acero, a pesar de que la resistencia nominal del GFRP es mayor.

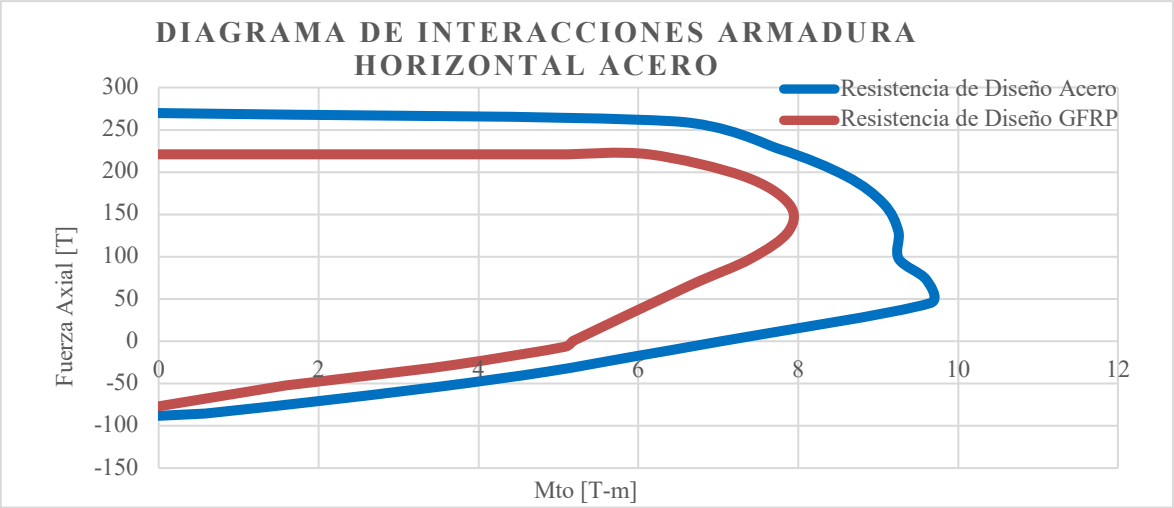


Figura N° 6-8: Comparación diagrama de interacción resistencia de diseño GFRP y acero

6.2 Análisis costo-beneficio

Al considerar el análisis de costo, en función de la estimación de costos realizada en la sección 5, se puede afirmar que:

6.2.1 Costo de construcción

Los precios unitarios de las barras de fibra de vidrio son bastante mayores respecto a aquellos de las barras de acero, para la misma capacidad de carga y para un desempeño estructural equivalente.

En las **Tabla N° 6-1** y **N° 6-2** se muestra el costo unitario obtenido para cada alternativa de refuerzo.

Tabla N° 6-1:Costo de construcción para armadura de acero

Solución en acero	
Malla ACMA [UF]	95
Suples de barras [UF]	184
Costo total [UF]	279
Volumen Total [m^3]	23,3
Costo unitario [UF/m^3]	**11,97**

Tabla N° 6-2: Costo de construcción para armadura de GFRP

Solución en GFRP	
Costo total [UF]	323
Volumen Total [m^3]	23,3
Costo unitario [UF/m^3]	**13,86**

Se observa que el costo unitario del GFRP es un 16% superior al del acero. Sin embargo, es importante destacar que el uso de barras de GFRP presenta ventajas adicionales en la etapa de construcción, tales como un menor costo asociado a la manipulación y el acopio en obra. Por otra parte, el GFRP contribuye a una mayor seguridad en faena, al reducirse el riesgo de accidentes debido a su menor peso.

6.2.2 Costo de demolición

En cuanto a los costos de unitarios de demolición se tienen:

Tabla N° 6-3: Costo de demolición para armadura de acero

Solución con acero	
Costo total [UF]	41
Volumen Total [m^3]	23,3
Costo unitario [UF/m^3]	**1,76**

Para la demolición del muro con barras de GFRP, el costo sería:

Tabla N° 6-4: Costo de demolición para armadura de GFRP

Solución con GFRP	
Costo total [UF]	26
Volumen Total [m^3]	23,3
Costo unitario [UF/m^3]	**1,11**

En la Tabla **N° 6-4** se observa que el costo unitario de demolición del muro reforzado con GFRP es un 36% inferior al de un muro reforzado con acero. Además, el uso de GFRP ofrece ventajas adicionales durante la demolición, como la reducción de los tiempos en la ruta crítica del proyecto, así como una menor probabilidad de accidentes y daños a la maquinaria.

6.2.3 Costo de ambas partidas

- Costo unitario construcción y demolición con barras de acero: 11,97 + 1,76 = 13,73 UF/m^3
- Costo unitario construcción y demolición con barras de GFRP: 13,86 + 1,11 = 14,97 UF/m^3

El costo total asociado al uso de barras de GFRP resulta un 9% superior al de las barras de acero, lo que equivale a una diferencia de costos totales de aproximadamente 30 UF (costos de construcción más demolición, sección 5.4.3). No obstante, considerando que el costo total del pique de construcción asciende a 45.376 UF, esta diferencia resulta insignificante a nivel de proyecto. Además, en la comparación final deben considerarse las siguientes ventajas asociadas al uso de barras de fibra de vidrio:

- Mayor velocidad en la ejecución de las faenas.
- Menor riesgo de accidentes laborales.

- Reducción en la probabilidad de daños a equipos y sistemas por golpes o caídas de mallas o barras.
- Menores costos de transporte y manipulación en general.

7 Conclusiones

En el presente trabajo se pretendió analizar la viabilidad tanto estructural como económica del uso de hormigón armado con barras de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP) en elementos temporales de estructuras de un pique de acceso. El estudio se desarrolló a partir del diseño de un muro temporal real, perteneciente al pique de la estación "Club Hípico", utilizando como referencia la normativa ACI 440.11-22 (American Concrete Institute, 2022) para el diseño de elementos de hormigón armado con GFRP, con el objetivo de contrastarlo con el diseño original ejecutado con refuerzo de acero convencional (Zañartu-Geocontrol, 2013).con refuerzo de acero convencional (Zañartu-Geocontrol, 2013).

En primer lugar, se realizó una comparación del comportamiento a estado límite último en flexión, para ambos tipos de refuerzo, para una sección tipo del muro en estudio, mediante el análisis usual de secciones de hormigón armado. Este análisis ha permitido verificar que, a igualdad de cuantía, la sección reforzada con acero presenta una mayor resistencia nominal a flexión en comparación con la sección reforzada con GFRP, para la mayor parte del rango de cuantías usuales. No obstante, para valores bajos de cuantía (<0,5%) , el refuerzo con GFRP puede alcanzar momentos nominales levemente superiores.

En segundo término, se determinó el refuerzo de GFRP requerido para el muro sometido a las solicitaciones de diseño, comparándolo con las armaduras requeridas considerando refuerzo de acero. Concordando con los resultados antes descritos, se observó que el hormigón armado con barras de GFRP requiere una mayor cuantía para cumplir con los requisitos de diseño, como se aprecia en las cuantías de armadura vertical en la **Tabla N° 7-1**. Es importante señalar que, en el caso del refuerzo horizontal, los valores obtenidos no son comparables ya que en las obras del Metro de Santiago se ha empleado mallas ACMA en ambas caras del muro, lo cual facilita tanto la construcción como la gestión del refuerzo, pero resulta en cuantías bastante mayores que las requeridas por norma. En el caso del GFRP, al no existir mallas comerciales con diámetros superiores a 8 mm, se recurre al uso de barras individuales en lugar de mallas, lo que permite optimizar el refuerzo reduciéndolo al mínimo requerido por normativa.

Tabla N° 7-1: Comparación de cuantías para diseños óptimos

Refuerzo	Armadura Horizontal		Armadura Vertical	
	Cara Interna [cm^2/m]	Cara Externa [cm^2/m]	Cara Interna [cm^2/m]	Cara Externa [cm^2/m]
Acero	10.75	8.82	15.6	8.82
GFRP	5.5	5.5	22.6	22.6

Los resultados anteriores permiten concluir que la solución de hormigón armado con barras de GFRP es estructuralmente viable para el tipo de estructura en estudio, ya que se logra un diseño que, si bien requiere una mayor cuantía de refuerzo en comparación con el acero, sigue siendo perfectamente construible.

En cuanto a la viabilidad económica, los costos fueron estimados asignando precios unitarios, provenientes de proyectos reales del año en que se desarrolla este trabajo, a las partidas generales (materiales, mano de obra, maquinaria y equipos, combustible y energía), tanto para la construcción como para la demolición de los muros. Es importante mencionar que el análisis se realizó en base al supuesto de que la demolición del muro reforzado con GFRP posee un mayor rendimiento (del orden de un 20% mayor) debido a su facilidad a corte.

Este análisis permitió obtener tanto los costos unitarios como los costos directos de la construcción y demolición, presentados en la **Tabla N°5-10**, donde se aprecia que los costos unitarios (UF/ m^3) para el GFRP son mayores en comparación con los del acero.

Para interpretar de mejor forma esta diferencia, se analizó los costos directos del caso desarrollado en la investigación , donde se obtiene un costo de 349,39 UF para el diseño con GFRP y de 319,36 UF

para el diseño con acero, es decir, el uso de GFRP representa un costo un 9% superior, equivalente a una diferencia aproximada de 30 UF.

No obstante, considerando que el costo total del pique de construcción asciende a 45.376 UF, no se observa una ventaja económica directa significativa entre una solución u otra, por lo que el diseño en GFRP se considera viable económicamente

Finalmente, cabe señalar que, en la evaluación final, se debe considerar los beneficios adicionales asociados al uso de GFRP, tales como:

- Mayor velocidad en la ejecución de las faenas.
- Menor riesgo de accidentes laborales.
- Reducción en la probabilidad de daños a equipos y sistemas por golpes o caídas de mallas o barras.
- Se puede cortar con herramientas manuales convencionales (sierras, discos de corte) sin generar chispas, lo que agiliza modificaciones in situ y reduce riesgos de incendio.

Es importante destacar que los “beneficios adicionales” mencionados se incluyen para dejar constancia de algunas de las ventajas del uso del refuerzo con GFRP y que podrían ser materia de nuevas investigaciones.

8 Referencias

ACI Committee 440. (2022). *Building Code Requirements for Structural Concrete Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer GFRP*, Bras-Code (ACI 440.11-22) and Commentary.

ACI Committee 440. (2015). *Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer FRP,* Bras-Code (ACI 440.1R-15) and Commentary.

ASTM International. (2022). *Standard specification for glass fiber strands* (ASTM D578). ASTM International. https://www.astm.org/d0578_d0578m-23.html.

Elbady, A. K. H. (2023). *Behavior of precast concrete tunnel segments reinforced with GFRP bars under punching and shear load.* Tesis doctoral, Universidad de Sherbrooke. https://savoirs.usherbrooke.ca/handle/11143/20906?show=full.

Faizan, S. & Shariq, M. (2018). *GFRP bars for RC structures-A Review*. International Conference on Advances in Construction Materials and Structures (ACMS-2018). Conference paper India. https://www.researchgate.net/publication/323096663_GFRP_bars_for_RC_structures-A_Review .

Getzlaf, D. D. (2012). *An investigation into the flexural behaviour of GFRP reinforced concrete beams*. Tesis Postgrado, University of Toronto. https://tspace.library.utoronto.ca/bitstream/1807/33212/1/Getzlaf_Douglas_D_201211_MASc_thesis.pdf

Matta, F & Nanni A, (2008). *Structural Response of FRP Reinforced Concrete Softeyes for Tunnel Excavation*. International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. 27. https://scholarsmine.mst.edu/icchge/6icchge/session05/27.

Nanni, A., De Luca, A & Jawaheri, H (2014). *Reinforced concrete with FRP bars* (London:CRC Press). https://www.crcpress.com/Reinforced-Concrete-with-FRP-Bars-Mechanics-adDesign/Nanni-De-Luca-Jawaheri- Zadeh/p/book/9780415778824.

Khodadadi, N. (2024). *Fiber-reinforced polymer (FRP) in concrete: A comprehensive survey. Construction and Buildings Materials*, Volume 432, 2024. https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0950061824017756.

Navarro Vargas, C. I. (2006). *Soldadura de uniones de cañerías de plástico reforzado con fibra de vidrio de uso industrial*. Tesis de pregrado, Universidad Austral de Chile. Facultad de Ciencias de la Ingeniería. http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2006/bmfcin322s/doc/bmfcin322s.pdf.

Pham, T. L., & Thanh, T. D. (2022). *Experimental study on flexural behavior of GFRP reinforced concrete beams*. Journal of Materials & Construction. https://ojs.jomc.vn/index.php/en/article/view/290/473

Schubert, W. and Lauffer, H. (2012), *NATM – from a construction method to a system / NÖT – von der Bauweise zum System*. Geomechanik Tunnelbau, 5: 455-463. https://doi.org/10.1002/geot.201200032.

Johnson, D. T. C. (2014). *Investigation of glass fiber reinforced polymer (GFRP) bars as internal reinforcement for concrete structures*. Tesis doctoral, Universidad de Toronto, https://tspace.library.utoronto.ca/bitstream/1807/18774/6/Johnson_David_TC_200911_MASc_thesis.pdf

Hollaway, L. (2012). *Polymer composites for civil and structural engineering*. Springer Science & Business Media. https://link.springer.com/book/10.1007/978-94-011-2136-1

9 Anexo

A. Ficha Dalper: Barra corrugada fibra maciza

Barra corrugada maciza fibra vidrio					
Datos técnicos	***Ø 10mm***	***Ø 12mm***	***Ø 16mm***	***Ø 20mm***	***Ø 25mm***
Diámetro interno / externo (mm)	10,00 / 11,50	12,00 / 14,00	16,00 / 18,00	20,00 / 23,00	25,00 / 28,00
Carga rotura (KN)	79,00	113,00	201,00	314,00	491,00
Alargamiento (%)	2,00				
Módulo Tensión (Gpa)	50,00				
Peso (Kg/m)	0,20	0,28	0,65	0,79	1,20

B. Bloque de compresiones equivalentes

Profundidad del rectángulo equivalente (α)

$$\alpha = \beta c \qquad \textbf{(8-1)}$$

Donde:

- β : *Profundidad del rectángulo equivalente según 5.2 Anexo*
- c : *Eje neutro de la sección.*

Rectángulo de compresiones equivalente

$\mathbf{f_{c'}}$ **[Mpa]**	**β**
$21 \leq \mathbf{f_{c'}} \leq 28$	0.85
$28 \leq \mathbf{f_{c'}} \leq 55$	$0.85 - \frac{0.05\,(fc' - 28)}{7}$
$\mathbf{f_{c'}} \geq 55$	0.65

C. Expresiones para cálculo de V_c en una sección armada con acero

Carga axial neta	$\boldsymbol{V_c}$	
En compresión	Menor entre	**(d)** $\left(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + +176\rho_w \frac{V_u d}{M_u - N_u \frac{4h-d}{8}}\right) b_w d$
		(e) $0.93\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}}$
En tracción	**(f)** $0.53\left(1 + \frac{N_u}{35A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c} b_w d \geq 0$	

Donde :

- $f_{c'}$: *Resistencia cilíndrica del hormigón*
- b_w: *Ancho de la sección*
- d : *Distancia desde borde a centro de barra.*
- ρ_w : *Cuantía refuerzo longitudinal*
- V_u : *Solicitación a corte que ocurre simultáneamente con V_u*
- N_u : *Solicitación a carga axial*
- M_u : *Solicitación a momento que ocurre simultáneamente con M_u*
- A_g : *Área bruta de hormigón*

D. Expresiones para cálculo de V_c en una sección armada con GFRP

Carga axial neta	V_c	
Sin carga axial o en compresión	Mayor de	**(c)** $1.3\lambda_s k_{cr}\sqrt{f'_c}\, h(0.8l_w)$
		(d) $0.21\lambda_s\sqrt{f'_c}\, h(0.8l_w)$
En tracción	**(d)** $1.3\lambda_a k_{cr}\sqrt{f'_c}\, h(0.8l_w)$	

Donde :

- λ_s: *Factor de "efecto tamaño" ,toma en cuenta el fenómeno observado por Frosch et al. (2017), quien, al ensayar miembros de concreto reforzados con GFRP, pero sin refuerzo a corte, determinó que la resistencia a la corte atribuida al concreto no aumenta proporcionalmente con la profundidad del elemento. Además, considera que el esfuerzo cortante al fallo es menor en vigas de mayor profundidad y con menor área de refuerzo longitudinal (ACI-440.11-22). Este factor se considera igual a 1, considerando el peor caso.*
- k_{cr}*: Relación de la profundidad del eje neutro de la sección agrietada transformada con respecto a la profundidad efectiva. Este valor debe estar entre 0 y 1.*
- $A_{fv,min}$: *Mínimo refuerzo transversal, debe ser el menor valor entre* $0.0062\sqrt{fc'}\,\frac{b}{f_{ft}}s$ *y* $0.35\frac{b}{f_{ft}}s$

E. Detallamiento de muros según ACI-440.11-22

Cuantía mínima

La cuantía mínima para el refuerzo longitudinal y transversal se establece en la sección 11.6 del ACI-440.11-22. Estos valores varían en función de la solicitación de corte, tomando el mínimo valor entre 0.0025 y una constante dividida por el módulo de elasticidad. Las expresiones detalladas para el cálculo se presentan a continuación:

$V_u \leq \phi 0.21 k_{cr}\sqrt{f_{c'}\, bd}$	Mínimo entre (Ef debe estar en PSI)	$\frac{20000}{E_f}$
		0.0025
$V_u \geq \phi 0.21 k_{cr}\sqrt{f_{c'}\, bd}$	Mínimo entre (Ef debe estar en PSI)	$\frac{37500}{E_f}$
		0.0025

Donde :

- $f_{c'}$: *Resistencia cilíndrica del hormigón*
- b : *Ancho de la sección*
- d : *Distancia desde borde comprimido a centro de barra traccionada.*
- k_{cr} : *Profundidad del eje neutro de sección agrietada transformada, se asume 1.*
- ϕ : *Factor de reducción para corte igual a 0.75*

Recubrimiento

Para cumplir con la longitud de desarrollo necesaria y garantizar una adecuada adherencia entre el concreto y las barras de GFRP, la norma ACI-440.11-22 recomienda los siguientes valores mínimos de recubrimiento :

Exposición del concreto	Tipo de Elemento	Refuerzo de GFRP	Mínimo recubrimiento
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con el	Todos	Todos	75 [mm]
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo	Todos	Barras N° M19 a M32	50[mm]
		Barras menores o iguales a N° M16	38[mm]
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo	Losas, Vigas y muros	Todos	19[mm]
	Vigas, columnas, pedestales y tirantes	Todos	38[mm]

Espaciamiento de refuerzo

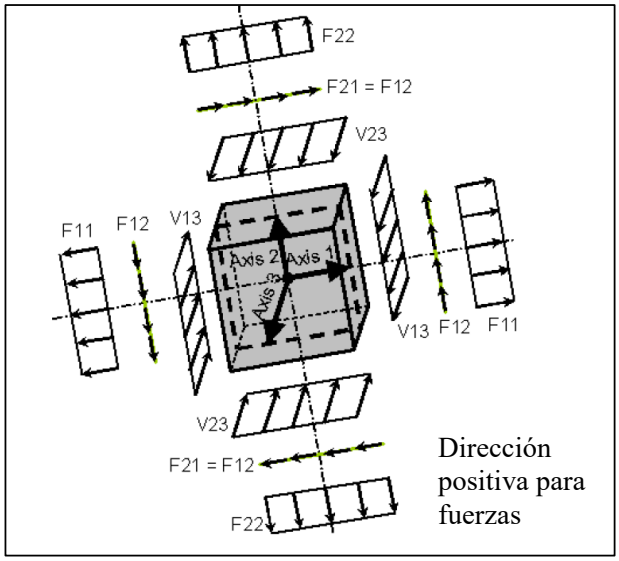
Refuerzo longitudinal	El espaciamiento s de las barras longitudinales en los muros no debe exceder el menor de 3h y 300 mm. Ahora, si se requiere refuerzo de corte para resistencia en el plano, el espaciamiento no debe exceder ℓw/3. Si el muro posee un h mayor a 250 mm, el refuerzo distribuido en cada dirección debe colocarse en dos capas, una cerca de cada cara.
Refuerzo transversal	El espaciamiento s de las barras transversales no debe exceder el menor de 3h y 300 mm. Si se requiere refuerzo de corte para resistencia en el plano, s no debe exceder ℓw/5.

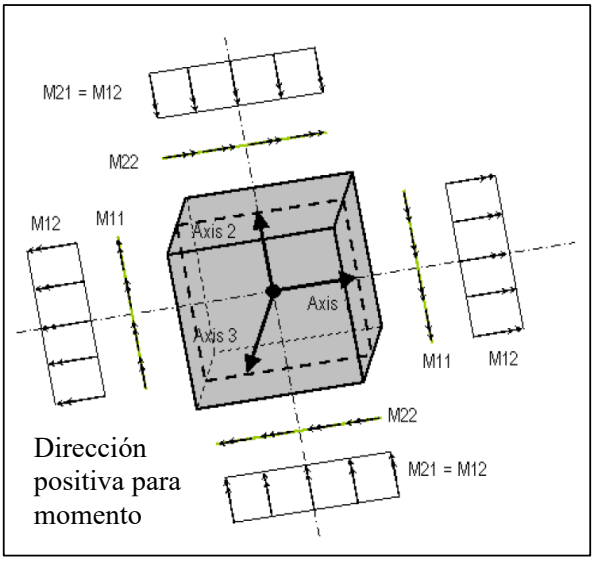
Espesor mínimo del muro

Tipo de muro	Espesor mínimo h	
De carga	Mayor entre	14 cm
		1/24 de la menor entre la altura y la longitud no apoyada
No portante	Mayor entre	10 cm
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyada
Sótano exterior y cimientos	19 mm	

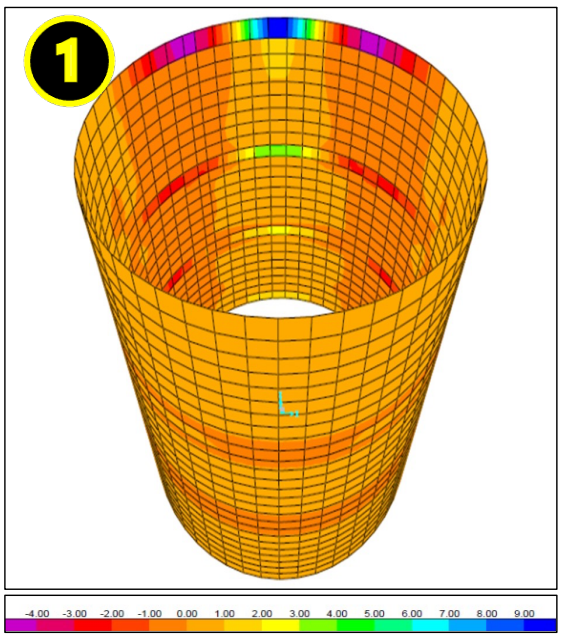
F. Solicitaciones en Pique Estación club hípico

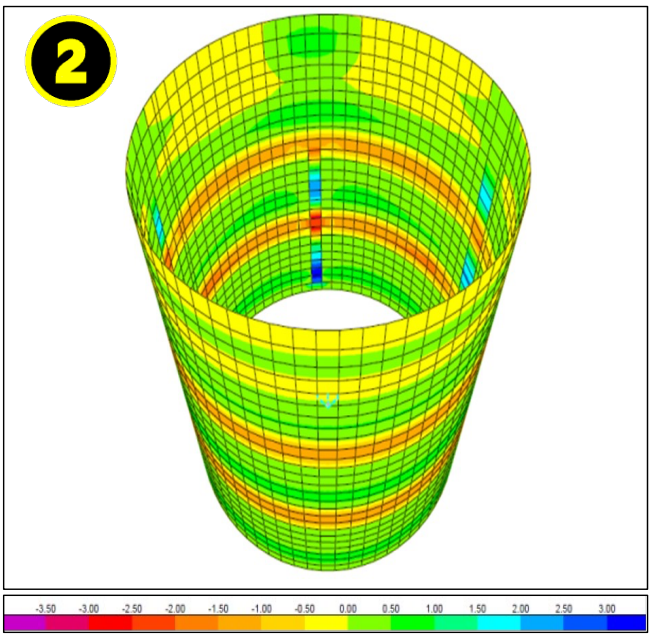
Nomenclatura dirección fuerzas y momentos



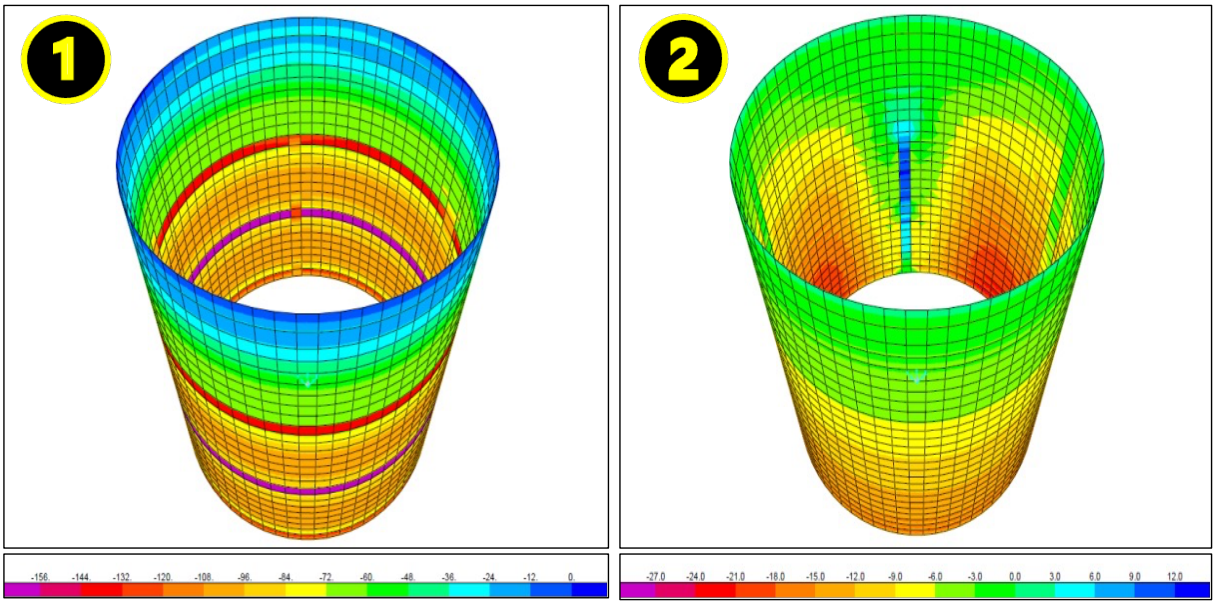


Momento M11 y M22

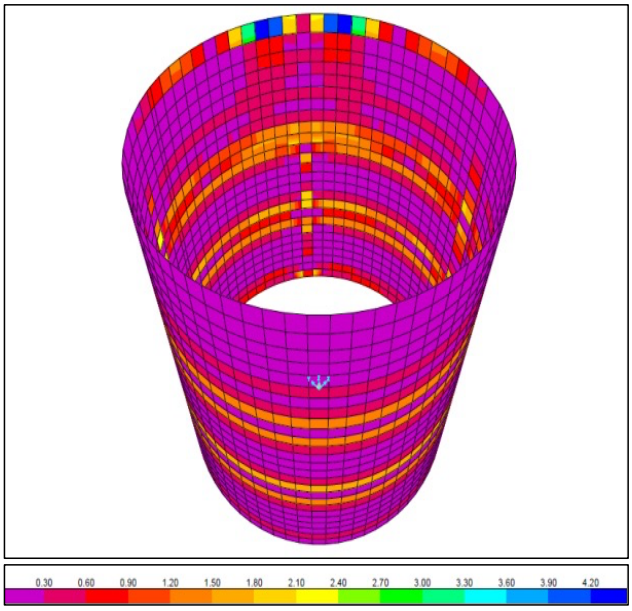




Carga Axial (Compresión y tracción)



Corte



G. Propiedades geotécnicas del terreno : Pique Club Hípico

UNIDAD GEOTÉCNICA	γ (kN/m^3)	c_{max} (kPa)	ϕ_m (º)	c (kPa)	ϕ (º)	E_s (KPa)	ν	λ (º)	K_0
Relleno antrópico	17,0	10	33	10	35	20.000	0,30	0	0,65
Suelos finos superficiales limosos	18,5	10	26	10	26	20.000	0,30	0	0,65
Suelos finos superficiales arcillo-limosos	18,5	20	30	20	30	20.000	0,30	0	0,65
Gravas 2ª arenosas depositación Río Maipo	22,5	25	45	20	50	42.000 x $Z^{0,55}$ **(Z<17)** 55.000 x $Z^{0,53}$ **(Z>17)**	0,25	12	0,9 **(Z<6)** 0,9 - 0,0533 x (Z-6) **(6<Z<18)** 0,26 **(Z>18)**
Gravas arenosas 1ª depositación Río Maipo	22,5	35	47,5	21,5	53	42.000 x $Z^{0,55}$ **(Z<17)** 55.000 x $Z^{0,53}$ **(Z>17)**	0,25	12	0,9 **(Z<6)** 0,9 - 0,0533 x (Z-6) **(6<Z<18)** 0,26 **(Z>18)**
Gravas arenosas 2ª depositación Río Mapocho	22,5	25	45	20	50	46.000 x $Z^{0,55}$ **(Z<6)** 65.000 x $Z^{0,53}$ **(Z>6)**	0,25	12	0,9 **(Z<6)** 0,9 - 0,0533 x (Z-6) **(6<Z<18)** 0,26 **(Z>18)**
Gravas arenosas 1ª depositación Río Mapocho	22,5	35	47,5	21,5	53	46.000 x $Z^{0,55}$ **(Z<6)** 65.000 x $Z^{0,53}$ **(Z>6)**	0,25	12	0,9 **(Z<6)** 0,9 - 0,0533 x (Z-6) **(6<Z<18)** 0,26 **(Z>18)**
Niveles arenosos	21,0	25	33	20	33	42.000 x $Z^{0,55}$ **(Z<17)** 55.000 x $Z^{0,53}$ **(Z>17)**	0,25	12	0,9 **(Z<6)** 0,9 - 0,0533 x (Z-6) **(6<Z<18)** 0,26 **(Z>18)**
Pumicitas	15,0	60	35	60	35	25.000 x $Z^{0,55}$ **(Z<17,5)** 120.000 x $Z^{0,53}$ **(Z>17,5)**	0,30	0	1,8 **(Z<6)** 1,8 - 0,217 x (Z-6) **(6<Z<12)** 0,5 - 0,007 x (Z-12) **(Z>12)**
Suelos finos	18,5	30	30	30	30	20.000 + 2100 x $Z^{1,3}$ **(Z<12)** 73.000 + 3080 x (Z-12) **(Z>12)**	0,30	0	0,65 **(Z<12)** 0,45 **(Z>12)**

Notas: **Z = profundidad con respecto a la superficie del terreno medida en metros.**

ϕ_m=ángulo de fricción movilizado cuando la cohesión alcanza su valor máximo ($c_{máx}$)

(*) En las gravas se considera un valor mínimo de Ec=100.000 kPa hasta una profundidad de 5 m.

(**)Para procesos de descarga o recarga los módulos de deformación se amplificarán por 2.

H. Propiedades para diseño muero reforzado con acero.

Descripción		Armadura Horizontal	Armadura Vertical
Resistencia Cilíndrica Hormigón	f'_c [kg/cm^2]	250	250
Resistencia a fluencia	f_{fy} [kg/cm^2]	5000	5000
Recubrimiento	rec [cm]	5	5
Distancia desde borde comprimido a centro de barra traccionada	d [cm]	15	15

I. Costos

Partidas típicas de construcción pique circular estación de 25 m de diámetro.

	MEDICIÓN					
	N	LONGITUD	ANCHURA	GROSOR	TOTAL	
Fundaciones. Brocal y Anillo Fundación						
Movimiento de Tierras						
Excavaciones zanja Brocal	80,42	**1,30**			104,55	m^3
Excavación Brocal	**475,29**	**1,00**			475,29	m^3
Excavaciones zanja Anillo Fundación	80,42	**1,38**			110,58	m^3
Hormigones						
Hormigón no estructural. Emplantillado Brocal	82,94	0,20		**0,05**	0,83	m^3
Hormigón no estructural. Emplantillado Anillo Fundación	82,00	0,50		**0,05**	2,05	m^3
Hormigón no estructural. Relleno Fundación	**78,85**	**0,75**			59,14	m^3
Sello de hormigón proyectado Grado G25 e_{min}=3 cm. Brocal	83,57	1,00		**0,03**	2,51	m^3
Sello de hormigón proyectado Grado G25 e_{min}=3 cm. Anillo Fundación	83,57	1,20		**0,03**	3,01	m^3
Hormigón Moldeado G25. Brocal	82,00	1,30		0,50	53,30	m^3
Hormigón Moldeado G25. Anillo Fundación	82,00	1,20		0,50	49,20	m^3
Armaduras y mallas						
Acero A630-420H. Brocal	53,30			70	3730,80	kg
Acero A630-420H. Anillo Fundación	49,20			70	3443,81	kg
Acero A440-280H, (doblable-desdoblable) en barras de conexión. Brocal	81,37			10	813,67	kg
Acero A440-280H, (doblable-desdoblable) en barras de conexión. Anillo Fundación	81,37			20	1627,34	kg
Manto. Muro (Nv -1.300 hasta Nv 12.773)						
Movimiento de Tierras						
Excavaciones	539,13	11,27			6077,60	m^3
Demolición acceso pique	**20,34**		**6,50**	0,30	39,67	m^3
Hormigones						
Sello de hormigón proyectado Grado G25 e_{min}=5 cm.	75,67	11,27		**0,05**	42,65	m^3
Hormigón Proyectado Grado G25 para revestimiento primario	75,67	11,27		0,45	383,85	m^3
Armaduras y mallas						
Acero A630-420H	202,80	0,25	0,20	50	507,00	kg
Acero A440-280H, (doblable-desdoblable) en barras de conexión. Trabas entre mallas	75,67	11,27		2	1705,99	kg
Malla ACMA C-503 Acero AT 56-50H o equivalente	115,35	11,27			1.300,39	m^2
Malla ACMA C-443 Acero AT 56-50H o equivalente	35,98	11,27			405,60	m^2
Manto. Muro (Nv 12.773 hasta Nv 18.061)						
Movimiento de Tierras						
Excavaciones	539,13	5,12			2758,18	m^3
Hormigones						
Sello de hormigón proyectado Grado G25 e_{min}=5 cm.	77,57	5,12		**0,05**	19,84	m^3
Hormigón Proyectado Grado G25 para revestimiento primario	77,57	5,12		0,45	178,58	m^3
Armaduras y mallas						
Acero A440-280H, (doblable-desdoblable) en barras de conexión. Trabas entre mallas	77,57	5,12		2	793,67	kg
Malla ACMA C-503 Acero AT 56-50H o equivalente	155,13	5,12			793,67	m^2
Anillos de Refuerzo - Columnas						
Movimiento de Tierras						
Excavaciones Anillos	555,72	2,80			1556,01	m^3
Excavaciones Columnas	44,05	1,90	0,20		16,74	m^3
Hormigones						
Sello de hormigón proyectado Grado G25 e_{min}=5 cm. Anillos	82,00	2,80		**0,05**	11,48	m^3
Sello de hormigón proyectado Grado G25 e_{min}=5 cm. Columnas	44,05		1,90	0,05	4,18	m^3
Hormigón Proyectado Grado G25 para revestimiento primario. Anillos	82,00	2,80		0,45	103,31	m^3
Hormigón Proyectado Grado G25 para revestimiento primario. Columnas	44,05		1,90	0,45	37,66	m^3
Armaduras y mallas						
Acero A630-420H. Anillos	114,79	0,65		70	5223,12	kg
Acero A630-420H. Columnas	41,85	0,65		70	1904,10	kg
Acero A440-280H. Anillos	5253,47				5253,47	kg
Acero A440-280H. Columnas	2346,82				2346,82	kg
Manguitos. En las columnas de refuerzo	1				1	gl

Precios unitarios referenciales para construcción de pique circular 25 m diámetro.

PIQUE CIRCULAR Ø25 m, Hpromedio=30,5 m, A=490,875 m2 COSTO DIRECTO TOTAL					
ITEM	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PU (UF)	P.TOTAL (UF)
MANO DE OBRA					
MO-CAPAT	CAPATAZ	HH	2.521,413	0,325	819,459
MO-M1	MAESTRO	HH	11.540,244	0,230	2.654,256
MO-M2	MAESTRO SEGUNDA	HH	11.979,819	0,206	2.467,843
MO-AY	AYUDANTE	HH	18.469,955	0,185	3.416,942
MO-OP.CAMIÓN.GRÚA.PLAT	OPERADOR CAMIÓN / GRÚA/PLATAFORMA	HH	11.001,904	0,254	2.794,484
MO-PITON	PITONERO	HH	341,155	0,254	86,653
MO-OPER.BOMB.	OPERADOR BOMBA PROY.	HH	477,617	0,600	286,570
					12.526,207
MATERIALES Y HERRAMIENTAS					
MAT-%.HERR	% HERRAMIENTAS AUXILIARES	%	68.723,500	0,010	687,235
MAT-ADIT	ADITIVOS	M3	1.199,987	0,400	479,995
MAT-ALAMB	ALAMBRE NEGRO	kg	974,363	0,036	35,077
MAT-ACERO	BARRAS CORRUGADAS DE ACERO A63-42H	kg	78.698,550	0,019	1.495,272
MAT-H-10	H-10 HORMIGON NO ESTRUCTURAL	m3	1.852,022	1,890	3.500,321
MAT-H-30-MOLD	H-30 MOLDEADO	M3	170,499	2,370	404,083
MAT-H-30-HORM.VERT	H-30 VERTIDO	M3	142,485	2,370	337,689
MAT-H-35-PROY	H-35 PROYECTADO	M3	887,003	2,770	2.456,998
					9.396,670
MAQUINARIA Y EQUIPOS					
MAQ-BOMBA.HGON	BOMBA DE HORMIGÓN	HM	1.094,958	0,350	383,235
MAQ.-CAMION MIXER	CAMION MIXER	HM	477,617	0,800	382,094
MAQ-CARGADOR.FRONTAL	CARGADOR FRONTAL	HM	4.907,789	0,600	2.944,673
MAQ-COMPRESOR	COMPRESOR	HM	5.390,716	0,200	1.078,143
MAQ-EQ.DOSIFICADOR	EQUIPO DOSIFICADOR	HM	572,377	1,000	572,377
MAQ-EQ-EXTRACC	EQUIPO EXTRACCION Y LEVANTE	HM	6.012,847	0,639	3.842,209
MAQ-EXCAV.	EXCAVADORA	HM	4.907,789	0,700	3.435,452
MAQ-GENERAD	GENERADOR	HM	565,592	2,000	1.131,184
MAQ-MANIPULADOR.TELES.	MANIPULADOR TELESCOPICO	HM	627,519	0,423	265,441
MAT-MOLD	MOLDAJE	m2	676,660	0,400	270,664
MAQ-TOLVA	TOLVA	HM	0,542	0,004	0,002
EQUIPO-VIBRAD.NEUM	VIBRADOR DE AGUJA NEUMATICO	HM	698,314	0,284	198,321
MAQ-GRUA	GUA 100 TON	HM	0,960	3,450	3,312
MAQ-MART.HID	MARTILLO HIDRAULICO P/EXC.	HM	108,356	0,200	21,671
					14.528,779
COMBUSTIBLES Y ENERGÍA					
COMBUST.ESP	PETRÓLEO CON ESPECIFICO	Lt	24.687,457	0,022	543,124
COMBUST.S/ESP.	PETRÓLEO SIN ESPECIFICO	Lt	52.604,304	0,019	999,482
					1.542,606
FLETES Y TRANSPORTES					
SUBCONTRATO					
SUBC-RETIRO.MATERIAL	SC RETIRO MATERIAL EXCAVACIÓN Y TRASLA	m3	21.597,449	0,282	6.090,480
SUBC-BOMBEO	SC BOMBEO	m3	2.226,863	0,315	701,462
SUBC-PREP.FIERR	SC PREPARACION ACERO	KG	74.951,000	0,002	149,902
SUBC-PARAGUA	SC SUMINISTRO E INSTALACION PARAGUA L=9	un	12,000	27,300	327,600
SUBC-MOVILIZACION.PAR	SC MOVILIZACION EQUIPO PARAGUA	un	12,000	4,610	55,320
SUBC-RETIRO.ESC.	SC RETIRO DE ESCOMBROS Y BOTADERO	M3	172,564	0,331	57,119
					7.381,883
TOTAL COSTO DIRECTO		**UF/gl**			**45.376,145**

Precios unitarios referenciales para colocación de refuerzo de acero en manto temporal

Malla C443 Padre Hurtado Poniente		m2	1				
MATERIALES		**UNIDAD**	**CANT**	**P.U.**	**SUBTOTA**	**FACTOR**	**TOTAL**
Capataz (Tunel NATM)		hh	0,00918	0,00918	0,3568	0,0033	0,0033
Maestro 1era Túnel		hh	0,091804	0,091804	0,2645	0,0243	0,0243
Maestro 2da Túnel		hh	0,068853	0,068853	0,2383	0,0164	0,0164
Operador E. Levante		hh	0,018361	0,018361	0,2712	0,005	0,005
Petróleo Sin específico		Lt	0,061311	0,061311	0,0168	0,001	0,001
Lubricantes y Grasas		Lts	0,009197	0,009197	0,0171	0,0002	0,0002
Materiales Menores		GL	0,188197	0,188197	0,0033	0,0006	0,0006
Equipo de Levante		hm	0,008568	0,008568	0,479	0,0041	0,0041
Equipos Menores Túnel		hm	0,188197	0,188197	0,0052	0,001	0,001
Malla Acma C-443		m2	1,2				
Malla Acma		kg	8,472	8,472	0,0365	0,3092	0,3092
Perno tipo Hilti HA 8 R1		un	1	1	0,0205	0,0205	0,0205
Broca 5/16 for taco hilti		un	0,083334	0,083334	0,1238	0,0103	0,0103
Alambre N°8 negro rollo 25 kg		kg	0,2118	0,2118	0,0381	0,008	0,008
Taladro Hilti con 2 baterias		hm	0,05	0,05	0,0406	0,002	0,002
	0,35	0,3498					
	0,049	0,049					
	0,007	0,0071					
	0,406	0,406					
	0,406						

Acero A63-42H Pique Geronimo de		kg	1				
MATERIALES		**UNIDAD**	**CANT**	**P.U.**	**SUBTOTA**	**FACTOR**	**TOTAL**
Capataz (Pique)		hh	0,005573	0,005573	0,3698	0,0021	0,0021
Maestro 1era Pique		hh	0,033435	0,033435	0,2645	0,0088	0,0088
Maestro 2a Pique		hh	0,06687	0,06687	0,2383	0,0159	0,0159
Operador E. Levante Pique		hh	0,010031	0,010031	0,2712	0,0027	0,0027
Equipos Menores Túnel		hm	0,115908	0,115908	0,0052	0,0006	0,0006
Equipo de Levante		hm	0,009362	0,009362	0,479	0,0045	0,0045
Acero A63-42H		kg	1,05	1,05	0,0238	0,025	0,025
Alambre N°8 negro rollo 25 kg		kg	0,02	0,02	0,0381	0,0008	0,0008
Materiales Menores		GL	0,115908	0,115908	0,0033	0,0004	0,0004
Preparación del acero		kg	1,05	1,05	0,0017	0,0018	0,0018
Petróleo Sin específico		Lt	0,059205	0,059205	0,0168	0,001	0,001
Lubricantes y Grasas		Lts	0,008881	0,008881	0,0171	0,0002	0,0002
	0,029	0,0292					
	0,03	0,0295					
	0,005	0,0051					
	0,064	0,064					
	0,064						

Precios unitarios referenciales para demolición manto temporal

ITEM	DESCRIPCION	Unidad	Cantidad	PU (UF)	P.TOTAL (UF)
MANO DE OBRA					
MO-CAPAT	CAPATAZ	HH	0,500	0,325	0,1625
MO-M1	MAESTRO	HH	1,000	0,230	0,2300
MO-M2	MAESTRO SEGUNDA	HH	2,000	0,206	0,4120
MO-AY	AYUDANTE	HH	2,000	0,185	0,3700
MO-OP.CAMIÓN.GRÚA.PLAT	OPERADOR CAMIÓN / GRÚA/PLATAFORMA	HH	2,000	0,254	0,5080
					1,6825
MATERIALES Y HERRAMIENTAS					
MAQUINARIA Y EQUIPOS					
MAQ-MART.HID	MARTILLO HIDRAULICO P/EXC.	HM	1,000	0,200	0,2000
MAQ-CARGADOR.FRONTAL	CARGADOR FRONTAL	HM	1,000	0,600	0,6000
MAQ-EXCAV.	EXCAVADORA	HM	1,000	0,700	0,7000
MAQ-EQ-EXTRACC	EQUIPO EXTRACCION Y LEVANTE	HM	1,000	0,639	0,6390
MAQ-TOLVA	TOLVA	HM	0,005	0,004	0,0000
					2,1390
COMBUSTIBLES Y ENERGÍA					
COMBUST.ESP	PETRÓLEO CON ESPECIFICO	Lt	20,000	0,022	0,4400
					0,4400
FLETES Y TRANSPORTES					
SUBCONTRATO					
SUBC-RETIRO.ESC.	SC RETIRO DE ESCOMBROS Y BOTADERO	M3	1,400	0,331	0,4634
					0,4634
TOTAL COSTO DIRECTO		**UF/m3**			**4,7250**

PAUX-0332	Demolición Manto Pique	m3	1				
Código	**MATERIALES**	**UNIDAD**	**CANT**	**P.U.**	**SUBTOTA**	**FACTOR**	**TOTAL**
PAUX-0027	Cuadrilla Demoliciones	hh	2,445				
OMDC0100	Capataz Obras Civiles	hh	0,305625	0,305625	0,3303	0,101	0,101
OMDM0105	Maestro 1° OO.CC. Estaciones	hh	0,61125	0,61125	0,2125	0,1298	0,1298
OMDM0106	Maestro 2° OO.CC.Estaciones	hh	0,916875	0,916875	0,1867	0,1712	0,1712
OMDJ0100	Jornal	hh	0,916875	0,916875	0,1663	0,1526	0,1526
OMDJ0100	Jornal	hh	0,916875	0,916875	0,1663	0,1526	0,1526
OOPE0102	Operador Excavadora	hh	0,30315	0,30315	0,2778	0,0842	0,0842
OOPE0103	Operador Cargador Frontal	hh	0,30315	0,30315	0,2778	0,0842	0,0842
MMEN0100	Materiales Menores	GL	3,334654	3,334654	0,0033	0,011	0,011
CDIE0001	Petróleo Sin específico	Lt	1,298303	1,298303	0,0168	0,0218	0,0218
MLUB0001	Lubricantes y Grasas	Lts	0,194746	0,194746	0,0171	0,0033	0,0033
EEXC0020	Excavadora 20 Ton balde 1.04 a 1.17 m3	hm	0,070735	0,070735	0,6941	0,0491	0,0491
ECAR0003	Cargador Frontal 3.2 m3	hm	0,070735	0,070735	0,8505	0,0602	0,0602
EEME0100	Equipos Menores Túnel	hm	3,334654	3,334654	0,0052	0,0173	0,0173
EPER0113	Cizalla	hm	1,131761	1,131761	0,3494	0,3954	0,3954
EPER0112	Martillo	hm	1,131761	1,131761	0,2879	0,3258	0,3258
SECX0302	Transporte y retiro escombro a botadero + derecho	m3	1,6	1,6	0,2149	0,3438	0,3438
puerta							
a							
Total Materiales	0,036	0,0361					
Total Mano de Obra	0,723	0,723					
Total Equipos	0,848	0,8478					
Total Subcontratos	0,344	0,3438					
PRECIO UNITARIO	1,951	1,951					
TOTAL PARTIDA	1,951						