



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

**TÚNELES BAJO NIVEL DEL MAR PARA SOLUCIÓN ANTI-TSUNAMI EN SISTEMA DE
AGUA DE ENFRIAMIENTO EN CENTRALES TERMOELÉCTRICAS A CARBÓN**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS - CONSTRUCCIÓN Y GEOTÉCNIA**

CRISTIÁN EXEQUIEL GUERRERO ISSOTTA

PROFESOR GUÍA:
HUGO BAESLER CORREA

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
DAVID CAMPUSANO BROWN
GERARDO SAAVEDRA SANCHO

SANTIAGO DE CHILE
MAYO 2013

**RESUMEN EJECUTIVO DE LA MEMORIA PARA
OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**
POR: CRISTIÁN GUERRERO ISSOTTA.
FECHA: 01/05/2012
PROF. GUÍA: SR. HUGO BAESLER C.

**“TÚNELES BAJO NIVEL DEL MAR PARA SOLUCIÓN ANTI-TSUNAMI EN
SISTEMA DE AGUA DE ENFRIAMIENTO EN CENTRALES TERMOELÉCTRICAS A
CARBÓN”**

El 11 de marzo de 2011 un terremoto de 8,9 grados en la escala de Richter golpeó las costas de Japón. Tras el terremoto, un tsunami azotó las instalaciones de la central nuclear de Fukushima I, las olas del tsunami alcanzaron las casas de bombas de los sistemas de enfriamiento, dejando estas de funcionar, lo que llevo al colapso de los seis reactores, provocando la fusión parcial del núcleo de tres de ellos, emitiendo a la atmosfera partículas radioactivas. Tras esta catástrofe nuclear, las compañías de seguros advirtieron esta falencia en los sistemas de enfriamiento con agua de mar.

Chile es un país sísmico, y por ende, también estamos expuestos a la ocurrencia de tsunamis en nuestras costas. Considerando que muchas de las centrales termoeléctricas construidas o actualmente en proyecto en Chile, cuentan con sistemas de enfriamiento con agua de mar, tendrían estos sistemas de enfriamiento riesgos similares de falla a los de la central nuclear de Fukushima I.

En el marco de lo anterior, el presente trabajo de título tiene por finalidad proponer una solución anti-tsunami para los sistemas de agua de enfriamiento en centrales termoeléctricas a carbón. La solución propuesta consiste en separar en la casa de bombas, el foso de filtrado del foso de bombas, reubicando el foso de bombas/motores a una cota protegida ante una eventual inundación en caso de tsunami. Para conducir el agua de mar del foso de filtros a la nueva ubicación del foso de bombas, se propone construir un túnel de conducción de agua de mar bajo la cota del nivel mar.

El presente estudio analiza la factibilidad técnica y estima los costos de la construcción de este túnel en dos tipos de suelo, el primero de ellos en un limo cementado y el segundo en roca, en ambos casos se considera un túnel de largo 200 metros.

En el caso de un suelo del tipo limo cementado, se estudia la metodología constructiva “tunnel liner” y se concluye que es técnicamente factible utilizar este método y su costo total aproximado es de MMUS\$ 11,7. Por otro lado, en el caso de un suelo del tipo roca, se estudia la metodología constructiva de “perforación y voladura” y se concluye que es técnicamente factible y su costo total aproximado es de MMUS\$ 6,6.

AGRADECIMIENTOS.

Se me hace difícil comenzar estos agradecimientos, las palabras se extravían entre innumerables pensamientos y montones de recuerdos atesorados durante este maravilloso recorrido.

Inicialmente quisiera agradecer a mi profesor guía, Hugo Baesler, por su apoyo, su confianza, su tiempo y su pasión por la docencia.

En segundo lugar, a mi madre Silvia y a mi padre Exequiel, quienes a pesar de la distancia durante mi época universitaria, siempre los sentí a mi lado, respaldándome, aconsejándome y por sobre todo amándome. Aprovecho la oportunidad para agradecer todos sus sacrificios y esfuerzos, los amo.

A mis hermanas Silvia y Francisca, por su complicidad y compañía en la cotidianidad de la capital, tuve la suerte de conocerlas más y las aprendí a querer, ambas son tremendas mujeres y se merecen lo mejor, tengan en mí un hermano y un amigo, siempre.

A Javiera, mi novia, por su amor incondicional, su paciencia y motivarme día a día a ser una mejor persona, te has transformado en el motor de mi vida, te amo mi Caracol.

A todos y cada uno de los amigos que me regaló Beauchef, gracias por hacer llevadero el estrés de estudiar en la Chile, gracias por todas las vivencias grabadas a fuego en mi memoria, son todos y cada uno inolvidables.

Antes de terminar debo decir que me emociona saber que en poco tiempo más seré oficialmente ingeniero.

Gracias a todos.

TABLA DE CONTENIDO.

RESUMEN EJECUTIVO	ii
AGRADECIMIENTOS.....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDO.	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	vii
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.	ix
1 Introducción.....	1
1.1 Introducción general.....	1
1.2 Objetivos.....	3
1.2.1 Objetivos generales.	3
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3 Metodología.....	3
2 Identificación del problema y propuesta de solución.	5
2.1 Descripción general del proyecto.	5
2.2 Sismicidad y riesgo sísmico.	6
2.3 Riesgo de maremotos o tsunamis.	9
2.4 Disposición de instalaciones.....	12
2.4.1 Casa de bombas del sistema de enfriamiento.	13
2.5 Propuesta de solución.	14
3 Caso de estudio suelo tipo Mejillones (limo cementado).	17
3.1 Caracterización estratigráfica del suelo.....	17
3.2 Clasificación y propiedades físicas e hídricas del suelo.....	19
3.3 Construcción del túnel en suelo del tipo Mejillones.....	22
3.3.1 Método constructivo “tunnel liner”.	22
3.3.1.1 Generalidades.....	22
3.3.1.2 Consideraciones de diseño.....	23
3.3.1.3 Cálculo estructural.....	25
3.3.1.4 Descripción de las planchas del tunnel liner.	27
3.3.1.4.1 Planchas de acero corrugado.	27
3.3.1.4.2 Propiedades mecánicas de las planchas.	28
3.3.1.4.3 Galvanizado de las planchas.....	29
3.3.1.4.4 Accesorios para ensamble: pernos, tuercas, golillas y clips.	29
3.3.1.5 Descripción del proceso constructivo.....	30

3.3.1.5.1	Inicio de los túneles.	30
3.3.1.5.2	Método de excavación y protección de las superficies excavadas.	31
3.3.1.5.3	Seguimiento topográfico.	31
3.3.1.5.4	Inyecciones de grout.	32
3.3.1.5.5	Estructura interior de hormigón armado.	32
3.3.1.5.6	Sistema de ventilación.	32
3.3.1.5.7	Sistema de iluminación.	33
3.3.1.5.8	Cuadrilla típica de un frente de ataque.	33
3.3.1.5.9	Equipo y herramientas.	33
3.3.1.5.10	Imágenes de la construcción de túneles utilizando tunnel liner.	33
3.4	Estimación de costos de construcción del túnel en suelo tipo Mejillones.	35
4	Caso de estudio suelo tipo Punta Cachos (roca).	39
4.1	Descripción general del proyecto.	39
4.2	Caracterización estratigráfica del suelo.	40
4.3	Propiedades geomecánicas de la roca.	42
4.4	Clasificación sísmica del suelo.	42
4.5	Construcción del túnel en suelo del tipo Punta Cachos.	42
4.5.1	Método constructivo "perforación y voladura".	42
4.5.1.1	Descripción general.	42
4.5.1.2	Replanteo en el frente del esquema de perforación.	43
4.5.1.3	Perforación de los taladros.	43
4.5.1.3.1	Técnicas para efectuar barrenos perimetrales.	44
4.5.1.3.2	Número de taladros a realizar.	44
4.5.1.3.3	Longitud de los taladros.	45
4.5.1.3.4	Accesorios de perforación.	45
4.5.1.3.5	Tipos de perforación.	45
4.5.1.4	Zonas de la voladura de un túnel.	48
4.5.1.4.1	Cuele.	48
4.5.1.4.2	Destroza.	51
4.5.1.4.3	Zapateras.	51
4.5.1.4.4	Contorno.	51
4.5.1.4.5	Contracuele.	51

4.5.1.5	Carga de los taladros con explosivo y tendido del sistema de iniciación.....	52
4.5.1.5.1	Características generales de los explosivos.....	52
4.5.1.5.2	Tipos de explosivos.	53
4.5.1.5.3	Almacenamiento de explosivos.	56
4.5.1.5.4	Accesorios de inicialización de explosivos.	57
4.5.1.5.5	Cantidad de carga.	59
4.5.1.5.6	Distribución de la carga.	61
4.5.1.5.7	Distribución de la carga por taladros.....	62
4.5.1.5.8	Disparo de la voladura.....	62
4.5.1.6	Ventilación.....	62
4.5.1.7	Retiro de escombros y saneo del frente, bóveda y hastiales.	63
4.5.1.7.1	Retiro de escombros.....	63
4.5.1.7.2	Saneo del frente, bóveda y hastiales.	64
4.5.1.8	Sostenimiento del túnel.....	65
4.5.1.8.1	Hormigón proyectado	65
4.5.1.8.2	Bulones	65
4.6	Estimación de costos de construcción del túnel en roca tipo Punta Cachos.	67
5	Conclusiones.	72
6	Bibliografía.....	73

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1: Listado de proyectos energéticos al 2 de octubre de 2012. Fuente SEA.	2
Tabla 2: Registro histórico de sismos destructores para la ciudad de Antofagasta.	7
Tabla 3: Escala de grados de TSUNAMI según Inamura y Lida, transcrita por Wiegel.	10
Tabla 4: Registro histórico tsunamis en Chile. Fuente Monge, 1993.	10
Tabla 5: Características estratigráficas predominantes del suelo presente en la zona del proyecto en Mejillones.	18
Tabla 6: Características del suelo presente en los Horizontes comprometidos en las obras de construcción del túnel.	19
Tabla 7: Valores medios de densidad in-situ.	20
Tabla 8: Rango de valores de comportamiento Esfuerzo - Deformación.	20
Tabla 9: Parámetros resistentes.	20
Tabla 10: Clasificación del tipo de suelo según norma NCh 433 Of'96 Mod.2009.	21
Tabla 11: Propiedades mecánicas de las planchas de acero de tunnel liner.	28
Tabla 12: Recubrimiento mínimo de galvanizado placa de acero tunnel liner.	29
Tabla 13: Resumen costos construcción túnel en suelo.	35
Tabla 14: Costos partida excavación manual y retiro de escombros.	36
Tabla 15: Costos partida instalación planchas tunnel liner.	37
Tabla 16: Costos partida revestimiento hormigón armado.	38
Tabla 17: Descripción de los Horizontes estratigráficos predominantes en el sector.	41
Tabla 18: Relación sección/burden.	49
Tabla 19: Factor de carga por metro cúbico según el tipo de roca.	60

Tabla 20: Estimación de la cantidad de explosivo, en función de la sección del túnel y el tipo de roca.	60
Tabla 21: Sostenimientos a partir del RMR, Bieniowski (1989).	66
Tabla 22: Resumen costos construcción túnel en roca.	67
Tabla 23: Costos partida perforación de barrenos y voladura.	68
Tabla 24: Costos partida retiro de escombros.....	69
Tabla 25: Costos partida sostenimiento túnel.	70
Tabla 26: Costos partida revestimiento hormigón armado.	71

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.

Ilustración 1: Evolución matriz energética 2006 - 2020. Fuente CNE.....	1
Ilustración 2: Plano ubicación de Proyecto Central Termoeléctrica Andina N° 1.	5
Ilustración 3: Esquema de subducción Chilena.	7
Ilustración 4: Zonificación sísmica de las Regiones I, II, III y XV. Fuente NCh 433.....	8
Ilustración 5: Carta de inundación por tsunami en zona del proyecto Central Termoeléctrica Andina, Mejillones.....	12
Ilustración 6: Ubicación de instalaciones del proyecto CTA.....	13
Ilustración 7: Esquema aclaratorio de una casa de bombas.....	14
Ilustración 8: Esquema en planta propuesta Mejillones.....	15
Ilustración 9: Esquema de perfil de propuesta Mejillones.....	16
Ilustración 10: Perfil estratigráfico de la zona del proyecto, Mejillones.....	19
Ilustración 11: Esquema de un túnel excavado utilizando el tunnel liner. ...	23
Ilustración 12: Coeficiente Cd de túneles en el suelo (θ = ángulo de fricción).	26
Ilustración 13: Corte de plancha tunnel liner, medidas en mm.	28
Ilustración 14: Ubicación de conector para posterior inyección de grout. ...	28
Ilustración 15: Esquema de conexión entre planchas de acero en tunnel liner.	30
Ilustración 16: Acopio de planchas de tunnel liner.	34
Ilustración 17: Frente de excavación de un tunnel liner.....	34
Ilustración 18: Plano ubicación de Proyecto Central Termoeléctrica Castilla.....	39
Ilustración 19: Fotografías del terreno donde se proyecta la construcción de la Central Termoeléctrica Castilla.....	40
Ilustración 20: Resultado de sondajes T-8 y T-14. Fuente Petrus 2008.....	41

Ilustración 21: Perforadora hidráulica Jumbo.	47
Ilustración 22: Esquema de cuele en V y abanico.	48
Ilustración 23: Esquema de cuele paralelo de cuatro secciones.	49
Ilustración 24: Relación diámetro de barreno/piedra.	50
Ilustración 25: Esquema de las zonas de un frente de voladura.	51
Ilustración 26: Sistemas de ventilación en una obra subterránea.	63

1 Introducción.

1.1 Introducción general.

Las proyecciones realizadas por la Comisión Nacional de Energía de Chile (CNE), indican que para el año 2020 habrá un incremento considerable en la capacidad total instalada y que la matriz energética será más diversa. El carbón y el gas natural, continuarán siendo los principales actores, al igual que en el resto del mundo. Debido a las ventajas económicas y mayor diversidad de orígenes que presenta el carbón, se proyecta aumente su participación, respecto del nivel que presentaba en el 2006.

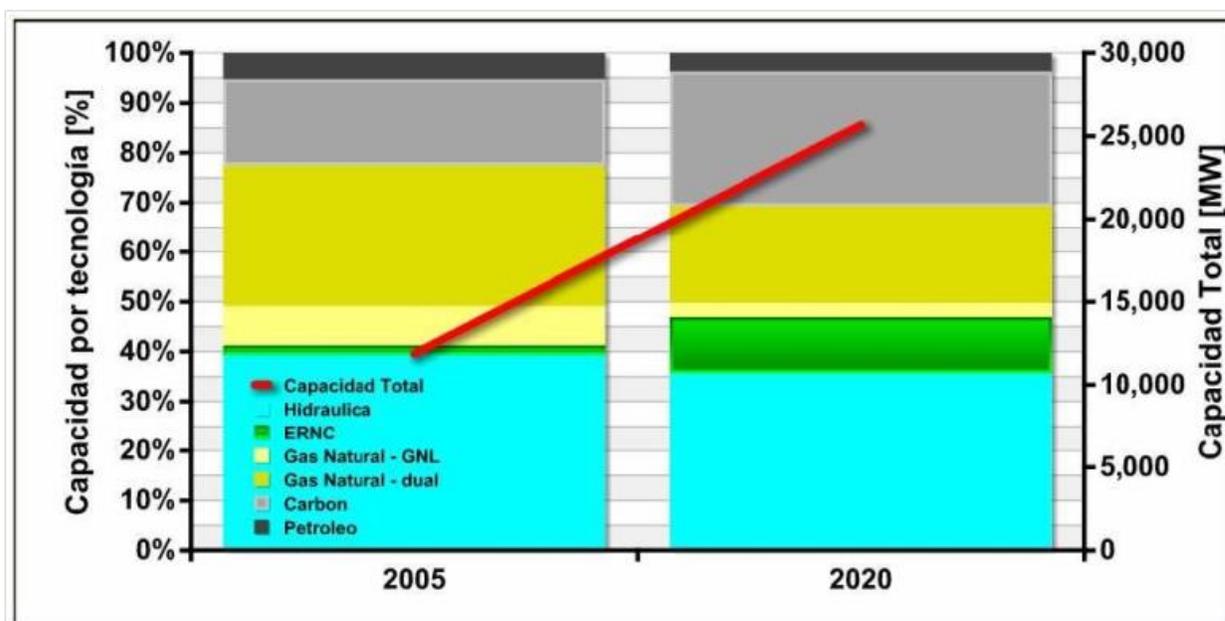


Ilustración 1: Evolución matriz energética 2006 - 2020. Fuente CNE.

En base a los registros del Servicio de Evaluación Ambiental (SEA) se elaboró la Tabla 1, que contabiliza los proyectos energéticos que están en etapa de calificación, los ya aprobados por SEA y los que se encuentran en construcción; agrupándolos según la tecnología utilizada para generar energía. Se aprecia que las termoeléctricas a carbón, podrían realizar un aporte energético de 6.976 MW si se ejecutasen los 11 proyectos que ya se encuentran con su EIA aprobado.

En base a esta información, es posible decir que en Chile se aproxima la construcción de varias centrales termoeléctricas a carbón. Por lo que cualquier avance en esta materia representa un aporte para enfrentar los nuevos desafíos.

Tabla 1: Listado de proyectos energéticos al 2 de octubre de 2012. Fuente SEA.

Tipo	Total				En construcción				SEIA aprobado				SEIA en calificación			
	#	MW	MMUS\$	% MW totales	#	MW	MMUS\$	% MW totales	#	MW	MMUS\$	% MW totales	#	MW	MMUS\$	% MW totales
Hídricas	70	6.445	8.931	26%	9	623	985	3%	44	4.181	5.311	17%	17	1.642	2.635	7%
Térmicas a carbón	14	7.656	13.502	31%	2	620	960	3%	11	6.976	12.517	29%	1	60	25	0%
Otras térmicas*	10	1.238	809	5%	2	105	112	0%	6	853	512	3%	2	280	185	1%
Eólicas	48	5.026	10.429	21%	4	315	718	1%	31	2.649	5.605	11%	13	2.062	4.106	8%
Biomasa, biogas y cogeneración	9	657	639	3%	3	172	298	1%	5	478	326	2%	1	7	15	0%
Geotérmicas	1	50	180	0%	0	0	0	0%	1	50	180	0%	0	0	0	0%
Solares	43	3.356	11.234	14%	0	0	0	0%	24	2.052	7.345	8%	19	1.304	3.890	5%
Totales	195	24.428	45.724	100%	20	1.835	3.073	8%	122	17.238	31.796	71%	53	5.354	10.855	22%

* Otras térmicas agrupa centrales que pueden operar con diésel, fuel y/o gas natural como combustible.

El 11 de marzo de 2011 un terremoto de 8,9 grados en la escala de Richter golpeó las costas de Japón. El epicentro del terremoto se ubicó en el mar, frente a la costa de Honshu, 130 km al este de Sendai, en la prefectura de Miyagi de Japón, a 373 kilómetros de Tokio, según el U.S. Geological Survey (USGS).

Tras el terremoto, un tsunami con olas cercanas a los 10 metros azotó las instalaciones de la central nuclear de Fukushima I, la cual consta con 6 reactores cuyo potencial total es de 4,7 GW. Estructuralmente la central no sufrió mayores daños producto del terremoto, sin embargo las olas del tsunami alcanzaron las casas de bombas de los sistemas de enfriamiento, dejando estas de funcionar, lo que llevo al colapso de los seis reactores, provocando la fusión parcial del núcleo de tres de ellos, emitiendo a la atmosfera partículas radioactivas.

Chile es un país sísmico, y por ende, también estamos expuestos a la ocurrencia de tsunamis en nuestras costas, esto sumado a que muchas de las centrales termoeléctricas a carbón que se han construido y que se construirán en Chile, cuentan con un sistema de enfriamiento similar a los de la central nuclear de Fukushima I, por lo tanto es posible identificar la necesidad de buscar una solución para esta falencia en el diseño, puesto que si bien en Chile un fallo como el ocurrido en Japón no implicaría una emergencia nuclear, sí se suspendería el funcionamiento de la central por un tiempo no menor a los tres meses producto del remplazo o reparación de las bombas del sistema de enfriamiento, exponiendo a las empresas de este rubro al pago de cuantiosas multas producto de la suspensión del servicio.

En la actualidad la principal debilidad de los sistemas de enfriamiento que utilizan agua de mar, es que las bombas que llevan el agua a las instalaciones de las centrales se encuentran en terrenos con alta probabilidad de inundación en caso de un tsunami, en cotas cercanas a los 3 a 5 m.s.n.m.

La solución propuesta en este trabajo de título considera ubicar la sala de bombas del sistema de enfriamiento en un lugar de mayor cota, protegido de los posibles efectos de un tsunami. La materialización de esta solución considera la construcción de túneles (de entre 4 a 6 metros de diámetro), en terrenos bajo la cota cero, posiblemente saturados, para la conducción del agua de mar captada en un primer estanque cercano a la costa a otro ubicado 200 a 300 metros hacia el interior del continente.

El tema principal de este trabajo de título es el proceso de construcción de este túnel, se propone un método constructivo para cada uno de los casos considerados (roca, suelo cohesivo) para esto se toma la información de mecánica de suelos de proyectos realizados en las costas del norte de Chile y en base a esos datos se elabora una propuesta técnica. La propuesta técnica está complementada con una estimación de costos para cada caso.

No forma parte de este trabajo considerar modificaciones referentes a las características de las bombas utilizadas, se supondrá que pese al cambio de ubicación es posible utilizar las mismas bombas.

1.2 Objetivos.

1.2.1 Objetivos generales.

El objetivo de este trabajo de título es estimar la factibilidad y costos de construcción de un túnel de conducción de agua que permita modificar el sistema de agua de enfriamiento de una central termoeléctrica de manera de protegerlo ante un tsunami.

1.2.2 Objetivos específicos.

Describir los dos tipos de suelos seleccionados como casos de estudio (roca, limo cementado) y evaluar la factibilidad técnica de ejecución de las obras de estos túneles.

Identificar y describir los métodos constructivos que permitan realizar los túneles en cada uno de los casos de estudio.

Estimar los costos asociados a la solución seleccionados en cada uno de los casos de estudio.

1.3 Metodología.

El presente trabajo de título toma como caso base la central termoeléctrica de Mejillones, particularmente el Proyecto Central Termoeléctrica Andina

Unidad N° 1, en base a este proyecto se considera la geometría, extensión y trazado del túnel que forma parte de la solución propuesta para ubicar las bombas del sistema de enfriamiento en un lugar protegido de la ola de un posible tsunami.

Ya definidos los parámetros básicos del túnel a estudiar, se describen los casos de estudio (roca, suelo tipo limo cementado) la información de estos suelos es extraída de estudios realizados para otros proyectos ejecutados o en etapa de estudio en las costas del norte de nuestro país, de esta manera se asegura que los posibles escenarios analizados son representativos y se encuentran en las costas de nuestro país.

En base a la información recopilada de los distintos casos de estudio se escoge el método constructivo más apropiado para cada uno de ellos, se describe el proceso necesario para ser ejecutados, con el fin de poder dimensionar cuales son, en cada caso, las partidas más importantes para con ellas valorizar la ejecución de los trabajos en cada caso.

2 Identificación del problema y propuesta de solución.

En el presente capítulo se presenta el sub-estándar existente hoy en día en el diseño de los sistemas de enfriamiento con agua de mar de las centrales termoeléctricas de Chile y se describe la solución que se propone para este problema. Para esto se usan algunos antecedentes de la central termoeléctrica Andina Unidad N° 1, ubicada en el sector industrial de la localidad de Mejillones, es posible extrapolar los casos en estudios en esta memoria a la mayoría de las centrales termoeléctricas existentes o en proyecto en el país pues son similares en el diseño de sus sistemas de enfriamiento, utilizando agua de mar y presentan el mismo riesgo de continuidad de operación ante tsunamis.

2.1 Descripción general del proyecto.

La Central Termoeléctrica Andina forma parte del proyecto de ampliación de la Central Térmica de Mejillones Suez de 165 MW de Edelnor. Este proyecto está emplazado en una parcela aledaña a la planta existente.

El proyecto está ubicado en el litoral central de la Bahía de Mejillones, II Región, sobre la planicie costera de la Pampa de Mejillones, en un sector industrial situado a unos 4 km al Nor-Poniente del pueblo de Mejillones. En este sector la planicie se ubica a unos 24 a 27 m.s.n.m., presenta una pendiente media del orden de 2,5% en dirección a la línea costera que se ubica en dirección al Norte y termina en un farellón de unos 20 m de altura.

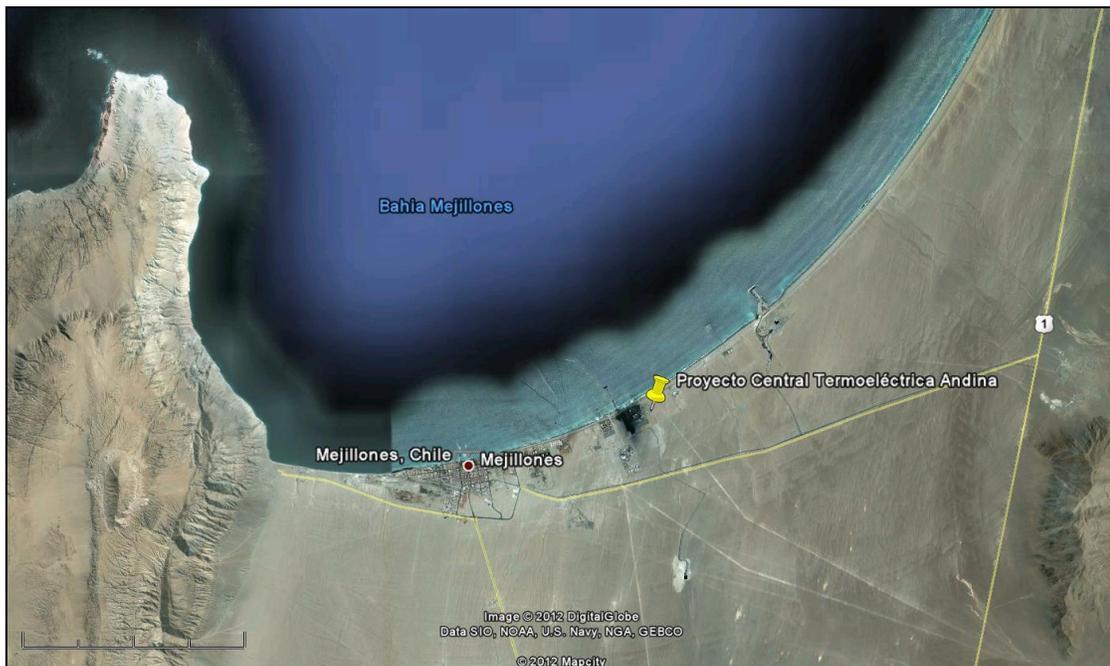


Ilustración 2: Plano ubicación de Proyecto Central Termoeléctrica Andina N° 1.

El proyecto corresponde a la construcción y operación de dos unidades de generación térmica a carbón en el área industrial de Mejillones. La central (2 unidades de 200 MW netos de potencia cada una) corresponde a unidades de producción térmica de vapor de última generación, utilizando carbón o petcoke, biomasa, o una mezcla de ellos, como combustible para producir vapor en una caldera del tipo lecho fluidizado circulante. Los principales insumos serán la caliza, petcoke, carbón, biomasa y agua de mar. La energía generada será inyectada al Sistema Interconectado del Norte Grande (SING). La inversión total estimada para el desarrollo de este proyecto es de US\$ 800 millones.

Las principales componentes de equipos y obra que contempla la central corresponden principalmente a:

- Isla potencia grupo CTA.
- Isla potencia futuro grupo CTH.
- Zona tratamiento de efluentes.
- Zona tratamiento de aguas.
- Zona molienda caliza.
- Casa de bombas de circulación.
- Subestación eléctrica.
- Canchas de almacenamiento de combustibles, (carbón, petcoke, biomasa).
- Sala de control parque de estacionamiento.
- Torre de molienda y homogenización.
- Edificios de oficinas, almacenamiento y talleres.

Debido a la cercanía con el borde costero del emplazamiento de estas nuevas unidades, se estudiará y evaluará los efectos que produciría un evento sísmico tsunamigénico de gran magnitud, de esta manera conocer los sectores con riesgo de inundación del mar y cuáles no, esta información es de gran utilidad al momento de contratar los seguros correspondientes, actividades de reparación y reposición que permitan retomar la operación normal en el menor tiempo posible en caso de una eventualidad de este tipo de sismos de diseño.

2.2 Sismicidad y riesgo sísmico.

La fosa marina frente a Chile y Perú se ubica paralelamente al litoral y a unos 50 km de la costa, marcando el límite oriental de la placa de Nazca al subducir bajo la placa Sud Americana. La energía sísmica que puede desencadenar este fenómeno de subducción está condicionada por razones geográficas y geológicas, determinando en el Norte de Chile la ocurrencia de

sismos grandes pero espaciados debido a la resistencia que opone al desplazamiento relativo de las placas el llamado "codo del Sur del Perú".

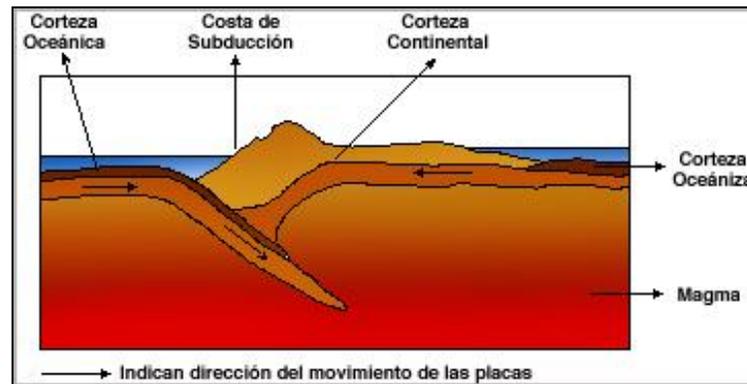


Ilustración 3: Esquema de subducción Chilena.

Los registros históricos de sismos en esta región son escasos producto de su poblamiento tardío, pese a esto se tienen los antecedentes de los siguientes sismos destructores para la ciudad de Antofagasta:

Tabla 2: Registro histórico de sismos destructores para la ciudad de Antofagasta.

Fecha	Epicentro	Magnitud Richter	Observaciones
1604, Noviembre 24	Arica	8,25 - 8,5	Gran Tsunami
1868, Agosto 13	Arica	8,5	Gran Tsunami
1869, Agosto 24	Pisagua	7 - 7,75	Réplica
1871, Octubre 05	Iquique	7 - 7,5	-
1877, Mayo 09	Pisagua	8 - 8,5	Gran Tsunami
1995, Junio 30	Cerro Moreno	7,8	Leve Tsunami

Las magnitudes de la tabla anterior fueron estimadas por C. Lomnitz en base de los antecedentes históricos existentes. Los terremotos de Arica de los años 1615 y 1681 no se incluyen porque se desconoce su efecto real en la zona de Antofagasta.

Al analizar la distribución de los focos o hipocentros en diversas latitudes en torno a la zona donde se ubica el proyecto se observa que la sismicidad no es continua, ni en sentido latitudinal ni en profundidad, apareciendo zonas de silencio y zonas de mayor actividad, en especial en el caso de los sismos superficiales que son los más destructivos.

En el caso específico de Antofagasta, hasta hace poco se suponía que los sismos de mayor magnitud ocurrían principalmente hacia el interior, donde la mayor profundidad focal atenúa el efecto destructivo de las ondas sísmicas en superficie. La ocurrencia del sismo de 1995 con epicentro en Cerro Moreno y con una magnitud de 7,8 en la escala de Richter, modificó

sustancialmente las conclusiones de los estudios de riesgo sísmico existentes a esa fecha.

De acuerdo con la norma sísmica para edificios NCh 433, el sector en estudio se ubica dentro de la zona sísmica 3, a la fecha corresponde una aceleración basal de diseño equivalente a 0,40g.

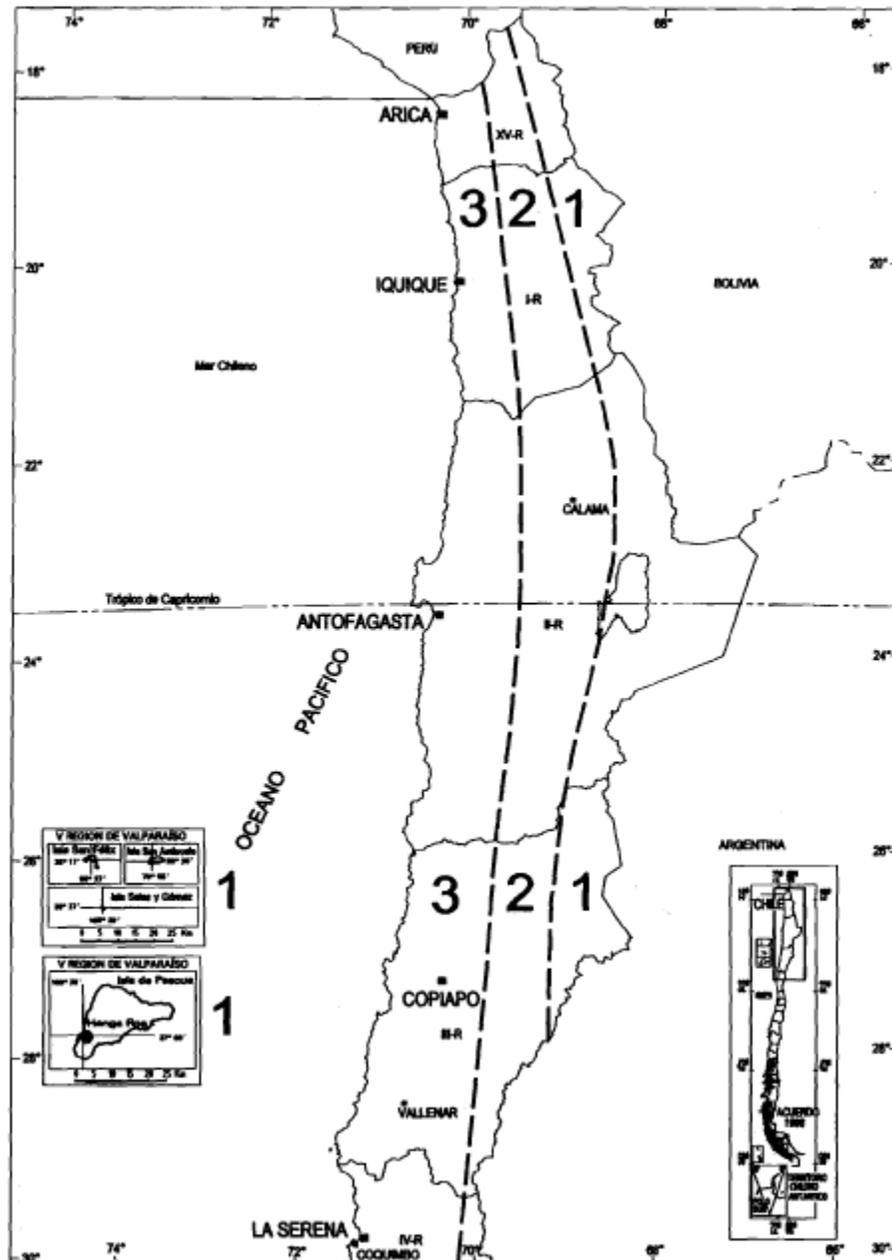


Ilustración 4: Zonificación sísmica de las Regiones I, II, III y XV. Fuente NCh 433.

De acuerdo a los registros, se considera la existencia de una laguna sísmica o "Gap sísmico" en esta zona de lo cual se infiere la madurez del ciclo

sísmico de un gran evento, vale decir, la ocurrencia de un gran terremoto con tsunami asociado.

2.3 Riesgo de maremotos o tsunamis.

Un maremoto o tsunami consiste en un tren de ondas largas que se propaga por la superficie del mar, con períodos que van desde varios minutos hasta una hora. Este fenómeno se genera normalmente por la ocurrencia de sismos de gran magnitud (generalmente mayor que 7,5 en la escala de Richter) con epicentro en el fondo oceánico y se propaga a gran velocidad en todas las direcciones desde la zona de origen; sus olas al aproximarse a la costa pueden tener un gran poder destructivo.

Cerca de las islas o en el borde continental, la menor profundidad de las aguas junto con las características propias de cada costa hace que se concentre la energía cinética de estas ondas, disminuyendo la longitud de la onda y aumentando su altura, alcanzando en muchos casos valores de 20 a 30 metros.

La llegada de un tsunami a las costas se manifiesta generalmente por un recogimiento previo de las aguas, que suelen dejar en descubierto grandes extensiones del fondo marino. Se produce luego una sucesión rápida y acentuada de ascensos y descensos alternativos del nivel de las aguas, cuya altura puede variar desde unos pocos centímetros hasta decenas de metros. La primera serie de ondas es seguida frecuentemente por una segunda serie poco tiempo después, cuyo origen se halla en la reflexión de las ondas originales sobre la costa.

La fuerza destructiva de un tsunami o su grado de severidad en un sector de la costa depende de la magnitud del fenómeno que lo induce, de la distancia desde el punto donde ocurrió el fenómeno a la costa, de la configuración de la línea de la costa y de la topografía submarina. Dependiendo de estos factores y cómo éstos se combinen en algunos sitios, la severidad del fenómeno será mucho mayor en algunos lugares que en otros.

Para calcular la magnitud de un tsunami se han postulado valores límites de la magnitud sísmica en función de la profundidad focal para los cuales se espera la ocurrencia de un tsunami. En todo caso para expresar la magnitud de un tsunami diversos autores han creado escalas de grados de intensidad. En 1949 Inamura propone una escala en función de la altura de la ola y los daños que estas producen en las áreas costeras. En 1963 Lida propone una escala de grados relacionando la máxima altura de subida que alcanza en tierra la ola (runup R), medida sobre el nivel medio del mar, y la energía de los tsunamis correspondientes a diferentes grados de intensidad. En 1970

Wiegel combina y adapta ambas escalas, siendo ésta la de más utilidad hoy en día.

Tabla 3: Escala de grados de TSUNAMI según Inamura y Lida, transcrita por Wiegel.

Grado mag = m	Altura de ola H en metros	Cota inundación R máxima en metros	Descripción de los daños
0	1 - 2	1 - 1,5	No produce daños
1	2 - 5	2 - 3	Casas inundadas y botes destruidos son arrastrados
2	5 - 10	4 - 6	Hombres, barcos y casas son barridos
3	10 - 20	8 - 12	Daños extendidos a lo largo de 400 km de la costa
4	> 30	16 - 24	Daños extendidos sobre más de 500 km a lo largo de la línea costera

FUENTE: Monge, 1993

Altura de la ola H - corresponde a la diferencia de nivel entre cresta de la ola y el valle.

Cota máxima de inundación R - es el lugar de la costa donde los efectos del tsunami son máximos.

En Chile han ocurrido más de 30 tsunamis desde 1562 hasta la fecha, provocando algunos de ellos la devastación de ciudades, como sucedió en Arica en 1604 y en la primitiva ubicación de Concepción en 1751. La Tabla 4 identifica los eventos más importantes sucedidos en Chile y sus respectivas magnitudes.

Tabla 4: Registro histórico tsunamis en Chile. Fuente Monge, 1993.

Ubicación	Fecha	Grado m del tsunami	Magnitud sismo M (Richter)
I Región de Tarapacá	24 - 11 - 1604	3	8.4
	16 - 09 - 1615	1	7.5
	10 - 03 - 1681	1	7.3
	22 - 08 - 1715	2	7.5
	03 - 07 - 1836	1	7.3
	13 - 08 - 1868	4	8.5
	19 - 08 - 1869	1	7.3
	24 - 08 - 1869	1	7.4
	09 - 05 - 1877	4	8.3
III Región de Atacama	11 - 04 - 1819	3	8.4
	26 - 05 - 1851	1	7.5
	05 - 10 - 1859	2	7.6
	18 - 12 - 1918	2	7.5
	10 - 11 - 1922	3	8.4
	04 - 05 - 1923	1	7.0
IV Región de Coquimbo	17 - 11 - 1849	2	7.5
	06 - 04 - 1943	1	8.3
	12 - 04 - 1955	1	7.1

V Región de Valparaíso	08 - 07 - 1730	4	8.8
	19 - 11 - 1822	2	8.5
	25 - 03 - 1871	1	7.5
	16 - 08 - 1906	1	8.5
VII Región del Maule	01 - 12 - 1928	1	8.4
VIII Región del Biobío	28 - 10 - 1562	3	8.3
	08 - 02 - 1570	3	8.3
	15 - 03 - 1657	3	8.0
	23 - 05 - 1751	3	8.5
	20 - 02 - 1835	3	8.3
X Región de Los Lagos	16 - 12 - 1575	3	8.5
	24 - 12 - 1737	1	7.8
	07 - 11 - 1837	3	8.0
	22 - 05 - 1960	4	8.4
XI Región Aisén del Gral. Carlos Ibáñez del Campo	21 - 11 - 1927	1	7.1
XII Región de Magallanes y la Antártica Chilena	02 - 11 - 1879	1	7.3
	07 - 12 - 1949	1	7.5

También debe considerarse la pendiente de fondo de la bahía de Mejillones, la que presenta a 500 m de la costa una profundidad de aproximadamente 50 m. Como las olas revientan cuando la altura entre la cresta y el nivel del mar es aproximadamente la mitad de la altura entre el nivel del mar y el fondo marino, se tiene que olas de 25 m de altura reventarían a 500 m de la costa; análogamente, olas de 30 m de altura reventarían a 650 m de la costa y olas de 40 m reventarían a 1200 m de distancia, según la topografía submarina del sector. Esta situación se traduce en una pérdida considerable de la energía que traen las olas de tsunami, las que verían reducida su altura y velocidad al momento de llegar a la costa.

Otra protección natural del sector es el farallón costero a lo largo de la rada de Mejillones, de 15 m de altura y dispuesto directamente después de la playa. Este farallón transformaría gran parte de la energía cinética de la ola en energía potencial, haciendo aumentar la altura del agua al borde del acantilado para que luego se derrame en ambas direcciones, siempre que se acumulen más de 20 m de agua.

De acuerdo a los eventos históricos registrados en Chile desde 1562 hasta la fecha, es decir durante más de 4 siglos, se habrían producido 2 maremotos con olas de altura superior a 20 m de altura entre Arica y Mejillones, uno en Arica en 1868 y el otro en Iquique en 1877. Sin embargo, olas de 40 m de altura que se desarrollarían cada 500 a 1000 años eventualmente podrían sobrepasar todas las barreras e inundar las futuras instalaciones, pero sin arrasar con ellas salvo la obra de captación.

El Servicio Hidrográfico y Oceanográfico de la Armada de Chile (SHOA) ha elaborado una carta donde se identifican las áreas que potencialmente resultarían inundadas en caso de ocurrir un tsunami de gran magnitud. Históricamente el tsunami ocurrido el 09 de mayo de 1877 ha sido el de mayor magnitud conocida, la carta de inundación por tsunami de la localidad de Mejillones fue elaborada utilizando el modelo de simulación numérica COMCOT, los parámetros sísmicos utilizados en el modelo fueron los estimados a partir del terremoto de 1877, además el modelo fue alimentado con la información topográfica, batimétrica y del plano urbano más actualizado disponible.

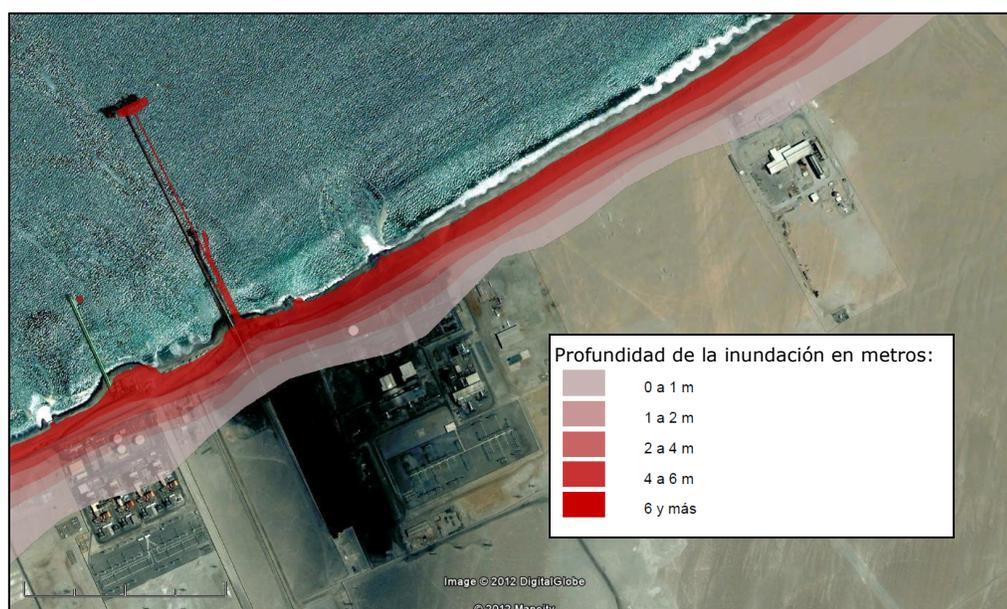


Ilustración 5: Carta de inundación por tsunami en zona del proyecto Central Termoeléctrica Andina, Mejillones.

2.4 Disposición de instalaciones.

Con el fin de determinar cuál o cuáles son las instalaciones con mayor probabilidad de ser afectadas por una inundación de mar producto de un tsunami de gran magnitud es que se bosqueja el lay-out del proyecto sobre la imagen satelital combinada con la carta de inundación del SHOA.

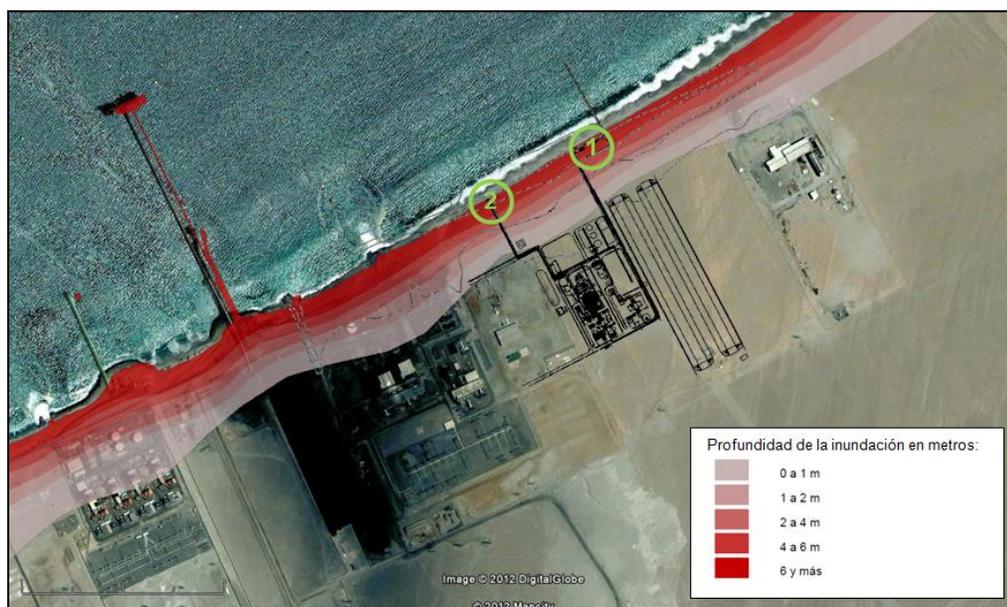


Ilustración 6: Ubicación de instalaciones del proyecto CTA.

De esta imagen es posible concluir que muchas de las instalaciones existentes se encuentran en sectores que en caso de un tsunami de gran magnitud están ubicadas en sectores que posiblemente resulten inundados, es muy probable que esto sea conocido por las empresas involucradas y ya estén tomadas las medidas preventivas para asegurar el restablecimiento de las operaciones en un plazo razonable tras un evento de estas características.

Respecto de las nuevas instalaciones, pertenecientes al Proyecto Central Termoeléctrica Andina, se aprecia que la casa de bombas del sistema de enfriamiento con agua de mar de la central (círculo verde N° 1) y las obras de descarga del sistema de enfriamiento de la central (círculo verde N° 2) están emplazados en la zona donde se espera una profundidad de inundación entre 4 y 6 metros. En las obras de la zona de descarga no existen equipos que comprometan su funcionamiento tras ser inundados por agua de mar, no así en la casa de bombas, donde una inundación puede dañar las bombas que esta alberga, provocando de esta manera el no funcionamiento del sistema de enfriamiento de la central imposibilitando la generación de energía eléctrica. La reparación de estos equipos es una tarea compleja y especializada y que requiere de un tiempo prolongado, y pensar en la reposición de alguna de estas bombas resultaría aún más demoroso, exponiendo a la empresa a cuantiosas multas por la no generación de la energía eléctrica comprometida.

2.4.1 Casa de bombas del sistema de enfriamiento.

La casa de bombas de agua es una estructura de hormigón armado de dimensiones aproximadas 42x19,2 m en planta. A grandes rasgos está

constituida por dos partes, la primera es donde se recibe el agua proveniente del mar y se elimina, por medio de la utilización de filtros, todo elemento que pueda dañar las bombas del sistema de enfriamiento y la segunda es donde se acumula el agua ya tratada para ser bombeada a la central termoeléctrica.

El agua es tomada desde el mar mediante un sifón, esta es recibida en la primera sección de la casa de bombas, antes del primer filtro existe una compuerta que permite controlar el ingreso del agua al resto del sistema, el primer filtro es una rejilla fija que sirve para separar los elementos de mayor tamaño que puedan dañar las bombas como por ejemplo troncos o ramas, después se encuentra el segundo filtro o rejilla móvil la función de esta es evitar el paso de objetos sólidos flotantes presentes en el agua, como por ejemplo hojas o algas que pudieran bloquear posteriormente las bombas.

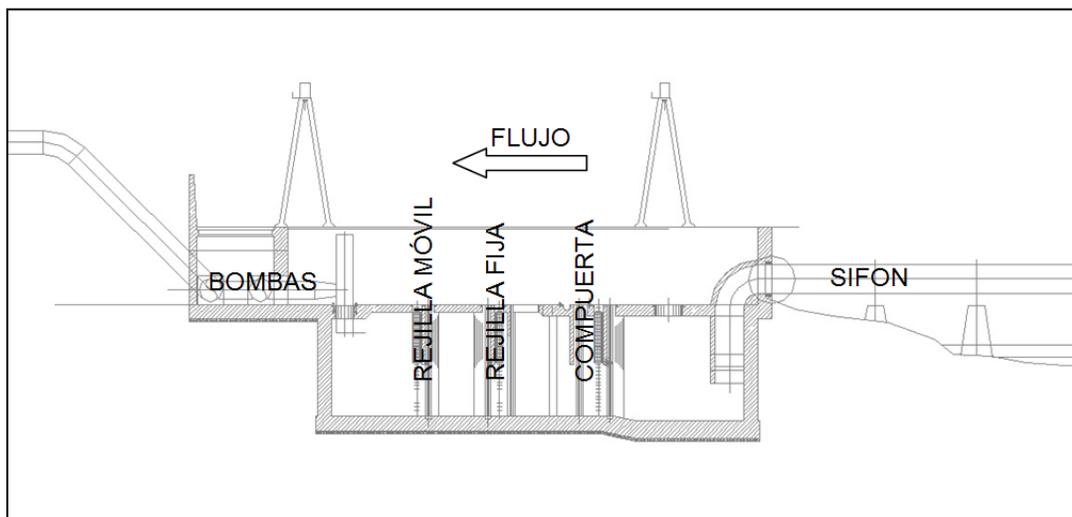


Ilustración 7: Esquema aclaratorio de una casa de bombas.

2.5 Propuesta de solución.

Para proteger las bombas de una posible inundación con agua de mar producto de un tsunami de gran magnitud se propone reubicarlas en una zona sin riesgo de inundación según la carta del SHOA.

Como antes se explicó la casa de bombas consta básicamente de dos partes: filtros y bombas, siendo esta última la que necesariamente debe estar protegida, por encontrarse en ella los equipos de mayor complejidad y cuya reparación o reposición en caso de ser inundados por agua de mar tardaría por lo menos un par de meses, imposibilitando a la central termoeléctrica de generar energía exponiendo a la empresa a cuantiosas multas.

Se propone mantener sin cambios la ubicación de: la recepción del sifón, la compuerta, rejilla fija y rejilla móvil; y desplazar las bombas hasta una

ubicación en planta que no esté en riesgo de inundación en caso de un tsunami de gran magnitud. Para mantener la conexión entre ambas partes se proyecta la construcción de un túnel por el cual pueda circular el agua ya filtrada y pueda ser utilizada por las bombas en su nueva ubicación. Se estima que el túnel necesario para este objetivo debe ser de sección circular con un diámetro interior de por lo menos 5 m (sección de 20 m² aprox.), se estima que este tenga una longitud cercana a los 200 m.

Las siguientes ilustraciones presentan de manera esquemática la nueva disposición propuesta.

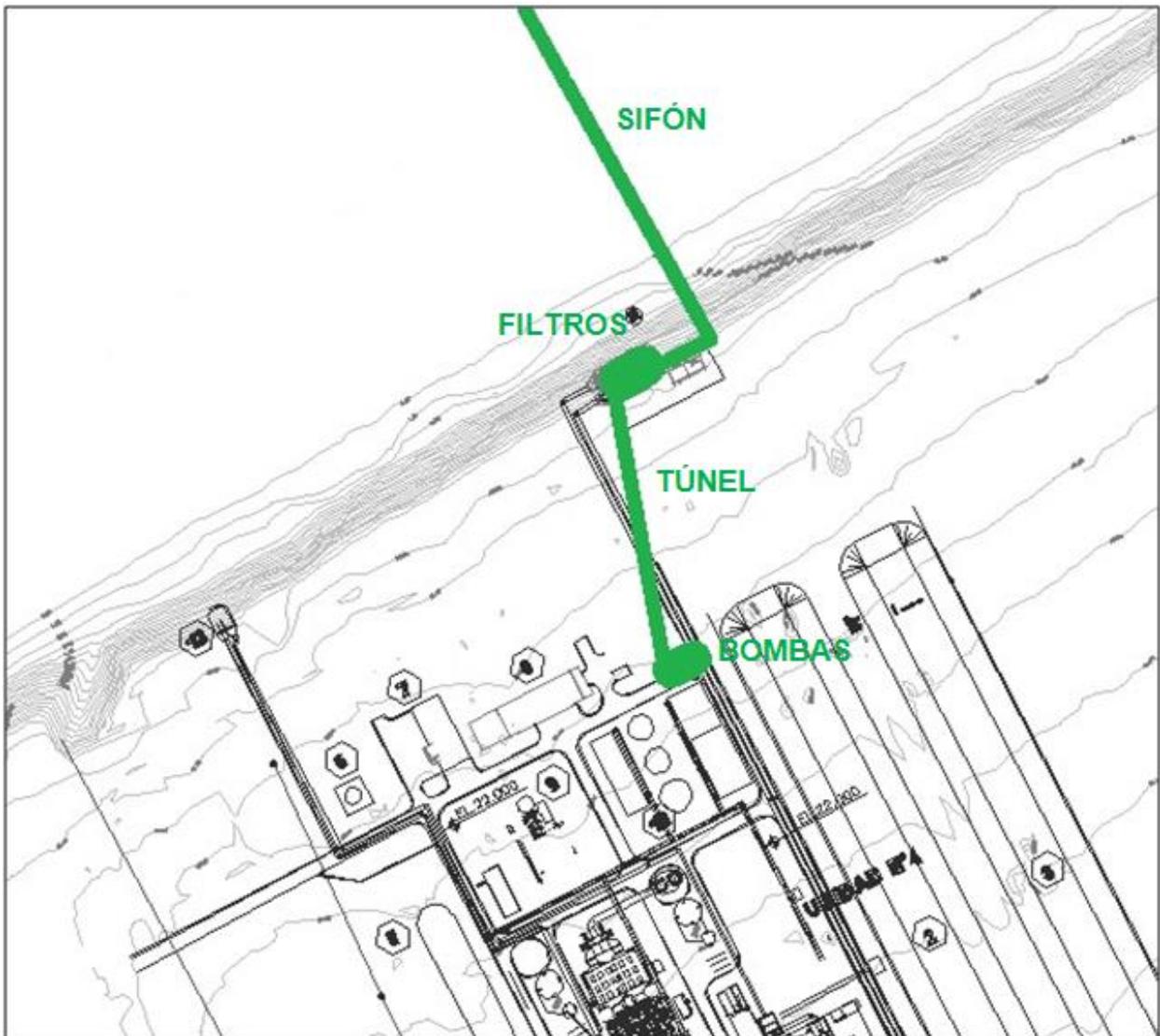


Ilustración 8: Esquema en planta propuesta Mejillones.

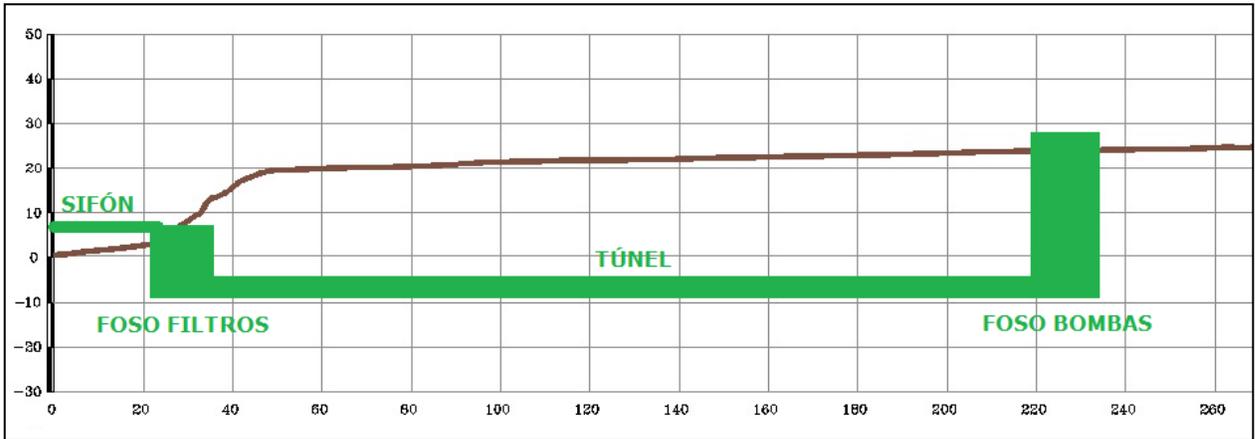


Ilustración 9: Esquema de perfil de propuesta Mejillones.

3 Caso de estudio suelo tipo Mejillones (limo cementado).

3.1 Caracterización estratigráfica del suelo.

La información que a continuación se expone corresponde a los resultados obtenidos de una campaña de prospecciones realizada en 2008, para el Proyecto Central Termoeléctrica Andina Unidad N° 1, consistió en la ejecución de 15 sondajes distribuidos por todo el sitio donde se realizará la ampliación de la planta y las obras de captación.

Los suelos presentes en el sitio del proyecto corresponden a gravas arenosas y arenas gravosas de compacidad media a alta sin cohesión, con presencia de conchuelas, hasta aproximadamente entre 6 a 8 m de profundidad, luego hasta los 10 a 12 m aparecen arenas gravosas en estado cementado, la característica de las conchuelas y los tipos de gravas encontrados son característicos de la zona y se originan en el proceso mecánico del oleaje de mar ya que estos materiales son sedimentarios de origen marino. De los 12 m hasta aproximadamente los 27 a 30 m aparecen suelos granulares formados por intercalaciones de arenas de granulometría variable, con zonas muy cementadas y semi cementadas, además aparecen lentes de un par de metros de espesor de arenas gravosas y de arenas con gran contenido de conchuelas en estado cementado y con conchuelas fosilizadas. Estos lentes como las zonas de mayor cementación, no presentan una continuidad en horizontal, observándolas a profundidades erráticas y de espesor variable a lo largo del sector, la elevada cementación en algunos tramos, se debe principalmente a origen químico. De los 27 m y hasta los 34 a 39 m de profundidad, aparece un estrato de arena fina limosa, color gris claro a blanco, con algunas tonalidades verdosas, sin gravas, ni conchuelas, de compacidad media a alta, sin cementación. De los 34 m en adelante hasta los 50 m (profundidad máxima de sondaje), aparece el estrato de diatomeas, el cual presenta un espesor indefinido. Presentan un color café claro, el cual se va tornando blanco a medida que pierde su humedad. Las diatomeas se presentan estratificadas y se observan vetillas de sales color rojizo.

Dado esto y las características del suelo ya descritas, tenemos dos principales zonas o suelos de estudio:

- Para el sector de la planta (+22,00 m.s.n.m.), se analizará, las arenas gravosas, gravas arenosas y el horizonte de arenas cementadas y semi cementadas.
- Para el sector de las obras de captación (-6,00 m.s.n.m.), los suelos a analizar corresponden a la arena fina gris claro a verdosa sin cementación y el horizonte de diatomeas.

Las características estratigráficas predominantes se describen en la siguiente tabla. Esta descripción se aplica a todas las obras que comprometen las obras necesarias para la ejecución de la solución propuesta para el sistema de enfriamiento con agua de mar.

Tabla 5: Características estratigráficas predominantes del suelo presente en la zona del proyecto en Mejillones.

Horizonte	Descripción	Espesor	
		Mínimo	Máximo
0	Capa superficial de Chusca color café claro, de 0,2 m espesor seguida de una capa de arena limosa color café claro a grisáceo de compacidad densa, presenta cohesión	0,2 m	0,8 m
I	Arenas gravosas de color gris, sueltas a medianamente densas. Las gravas exhiben clastos de forma redondeadas, tamaño máximo 3". Estrato con presencia de abundante conchuela partida y molida, cohesión nula.	1 m	6 m
II	Arenas gravosas de color gris, medianamente densas con presencia de estratos cementados. Los clastos se exhiben de forma redondeada, tamaño máximo 3". También presenta estratos de arena con gravas y una gran presencia de conchuela entera así como trozos. En algunos sectores de los 10 m en adelante se presenta un estrato de arena limosa.	2 m	6 m
III	Arena fina a media, color gris, muy denso intercalado con arena cementada. Se presentan abundantes lentes de arenas gravosas y de arenas con abundantes conchuelas cementadas y fosilizadas	15 m	22 m
IV	Arena fina, color gris sin cementación, compacidad media a alta, se presenta en algunos sectores con lentes de diatomeas.	3 m	11 m
V	Diatomeas, color café claro tornándose blanco al perder humedad, cementadas, humedad saturada, de estructura laminar y estratificada, con presencia de vetilla de sales rojizas.	20 m	--

Con el fin de poder examinar con mayor detalle la secuencia estratigráfica en el sector donde se proyectan las obras necesarias para implementar la solución propuesta se trazó un perfil representativo que abarcan por una parte la zona alta y por otra, el área al pie del barranco que se extiende hacia el lado del océano.

El detalle del perfil estratigráfico se muestra en la siguiente ilustración.

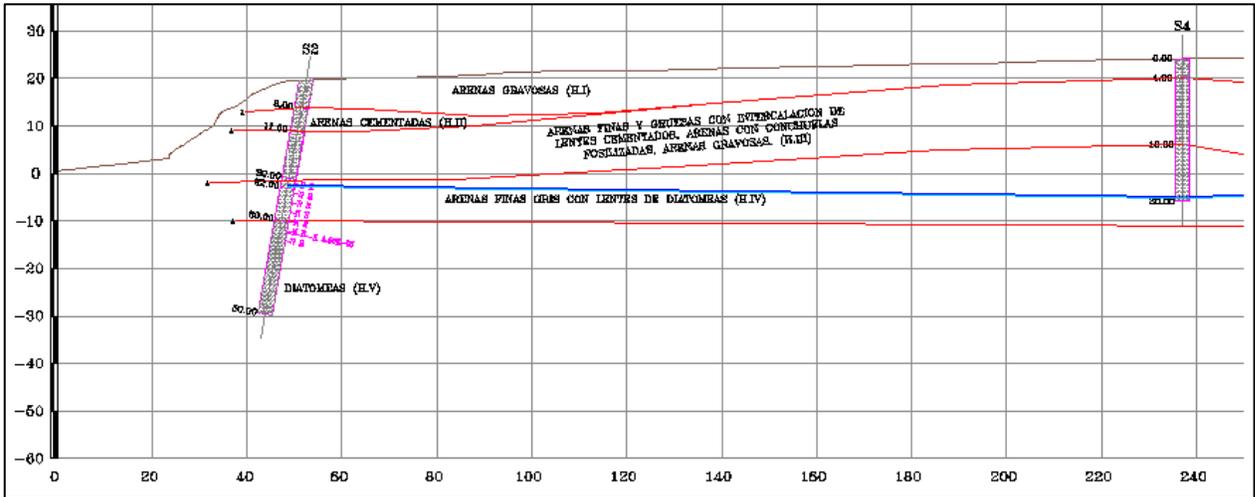


Ilustración 10: Perfil estratigráfico de la zona del proyecto, Mejillones.

Del perfil se desprende que las obras del túnel proyectado como parte de la solución propuesta comprometen principalmente el Horizonte IV extendiéndose en forma ocasional al Horizonte III y V, además se observa que existe una alta posibilidad de tener que enfrentarse a terrenos saturados con agua proveniente de la infiltración del mar hacia el continente.

En el caso de las excavaciones necesarias para construir los accesos para la construcción del túnel, que posteriormente serán utilizadas para albergar la casa de filtros y la casa de bombas, en ambos casos se aprecia que los Horizontes comprometidos son el I, II, III y IV.

3.2 Clasificación y propiedades físicas e hídricas del suelo.

Las características del suelo presente en los Horizontes comprometidos para las obras de construcción del túnel para la conducción de agua entre la sala de filtros y la nueva ubicación de las bombas se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 6: Características del suelo presente en los Horizontes comprometidos en las obras de construcción del túnel.

Características	Horizonte III	Horizonte IV	Horizonte V
Clasificación USCS	SP	SM-ML	CL
% (- # 200)	3	35	94
Contenido de Humedad (%)	3	22,2	128
Índice Plasticidad (%)	--	--	29
Densidad Húmeda (T/m3)	NP	2,02	1,42
Peso Específico	1,91	2,62	2,36
Bolones sobre 3"	2,63	0	0

En la siguiente tabla se muestran los valores medios de la densidad in situ registrada en los diferentes horizontes presentes en el suelo del proyecto.

Tabla 7: Valores medios de densidad in-situ.

Característica	Horizonte I	Horizonte II	Horizonte III	Horizonte IV	Horizonte V
Densidad Húmeda (T/m ³)	1,72	2,1	1,91	2,03	1,44
Contenido de Humedad (%)	0,8	9,1	2,9	22	128
Densidad Seca (T/m ³)	1,706	1,92	1,86	1,67	0,63

La siguiente tabla entrega un rango de valores para cada horizonte respecto de su comportamiento Esfuerzo – Deformación.

Tabla 8: Rango de valores de comportamiento Esfuerzo - Deformación.

Horizontes	Es (kg/cm ²)
I	120- 350
II	395 - 450
III	174 -3606
IV	223 - 496.4
V	238 - 1404

La siguiente tabla muestra los parámetros resistentes para cada uno de los horizontes presentes, se observa en ellos que los valores de ϕ y C son mayores a los esperados en una arena esto se debe al grado de cementación que presentan los estratos.

Tabla 9: Parámetros resistentes.

Parámetro	Horizonte I	Horizonte II	Horizonte III	Horizonte IV	Horizonte V
Ángulo de Fricción Interna (ϕ)	40°	37°	41°	37°	41°
Cohesión (T/m ²)	0	0	0 a 29	1	22,3

Los distintos horizontes se clasifican según la norma NCh 433, esta clasificación esencialmente clasifica el suelo según su resistencia a la compresión, velocidad de onda de corte, compacidad y resistencia a la penetración. Según esto, los horizontes prospectados clasifican como resume la siguiente tabla.

Tabla 10: Clasificación del tipo de suelo según norma NCh 433 Of'96 Mod.2009.

Horizonte	Tipo de Suelo según Norma	Observaciones
I	II	Arena Gravosa con conchuelas, presenta N_{SPT} Rechazo, es decir sobre 51 Golpes en 3 cm
II	II	Arena Gravosa densa y cementada, presenta N_{SPT} Rechazo, es decir sobre 51 Golpes en 3 cm, $V_s > 400\text{m/s}$
III	II	Arenas densas con intercalaciones cementadas, presentan N_{SPT} Rechazo, es decir sobre 51 Golpes en 3 cm, $V_s > 400\text{m/s}$
IV	II	Arenas Limosas de compacidad alta, N_{SPT} rechazo, sobre 51 golpes en 3 cm
V	II	Diatomitas, de compacidad alta, N_{SPT} rechazo, sobre 51 golpes en 3 cm, $q_u > 5\text{ kg/cm}^2$

Todos los Horizontes clasifican como Suelo tipo II según norma dado que se encuentran muy densos y compactos, presentando resistencia a la penetración de SPT de rechazo.

Respecto de las características químicas de los suelos presentes, en general presentan bajo contenido de sales, cloruros, sulfatos. Los carbonatos se presentan en un porcentaje alto. Dado los porcentajes de sales, se observa que los carbonatos son los únicos presentes en cantidades considerables en el sitio. Estos si bien son menos solubles y agresivos que los sulfatos o cloruros, igual presentan una solubilidad apreciable. Por esta razón, se deberán tomar medidas para evitar en contacto del agua con las obras, tanto de escorrentía, precipitación o de operación, por medio de canales de desvío, drenajes, etc.

Conforme a las recomendaciones del Bureau of Reclamation de EUA, para el rango señalado con excepción del horizonte V, la acción del Sulfato sobre el Hormigón puede catalogarse entre nula y débil.

Para estas condiciones la misma recomendación indica que el cemento a emplear puede ser tanto del tipo corriente como el del tipo resistente al ataque de sulfatos. En el primer caso se recomienda emplear dosis de cemento no inferior a 330 kg/cm^3 y razón agua cemento igual o inferior a 0,5. Al usar cementos resistentes al ataque de sulfatos la dosis a emplear deberá ser superior a 300 kg/cm^3 y la razón agua cemento inferior a 0,55.

3.3 Construcción del túnel en suelo del tipo Mejillones.

Teniendo en cuenta las características del suelo presente en la zona de estudio del proyecto, principalmente las características de los horizontes comprometidos en la construcción del túnel propuesto, se escogió el método constructivo de "tunnel liner".

Se proyecta realizar dos túneles paralelos de diámetro interno final de 3600 mm, con esto se alcanza en conjunto una sección transversal de 20,4 m² alcanzando lo estimado inicialmente como necesario para un proyecto de esta envergadura. Se considera una distancia mínima entre los ejes centrales de los túneles, esta se considera como 2 veces el diámetro nominal.

El método del tunnel liner será utilizado para estructurar inicialmente el túnel entre el foso de filtros y el foso de bombas, pero debido a la gran cantidad de sales y sulfatos del agua de mar, las planchas galvanizadas no son lo suficientemente resistentes como para considerarlas para el largo plazo, por lo que interiormente se ejecutará una estructura de hormigón armado dando rigidez y resistencia a los ataques químicos propios del agua de mar, otorgando una vida útil al túnel acorde al del resto de la planta.

Se estima que sea necesario implementar en el sector cercano a la línea costera un sistema de punteras para deprimir el nivel freático e impedir que el agua inunde los túneles durante su construcción.

3.3.1 Método constructivo "tunnel liner".

3.3.1.1 Generalidades.

El método constructivo escogido para ejecutar las obras de construcción del túnel de conducción de agua en el caso de suelo tipo Mejillones es el de tunnel liner, este sistema constructivo consiste en una estructura flexible de acero corrugado, compuesto por planchas que pueden ser ensambladas totalmente desde su interior mediante pernos y tuercas, tanto en sentido perimetral de la estructura como en el sentido longitudinal. En algunos casos las planchas sirven como estructuras permanentes mientras que en otros, como este caso, sólo se usan como apoyos temporales.

Dentro de los posibles usos de estas estructuras flexibles de acero corrugado se pueden nombrar:

- Revestimientos de túneles carreteros y ferroviarios, revestimientos de piques y pozos, revestimientos de estructuras de hormigón dañadas.
- Pozos de accesos para minas.

- Conductos o entubamientos para protección de tuberías interiores, conductos tubulares bajo carreteras, calles y ferrocarriles.
- Alcantarillas, desagües pluviales, colectores de aguas servidas.
- Túneles para correas transportadoras, para ductos eléctricos o para el paso de trabajadores.
- Pasos inferiores para peatones, ganado, transporte de materiales y redes de servicio público.
- Pozos de inspección.

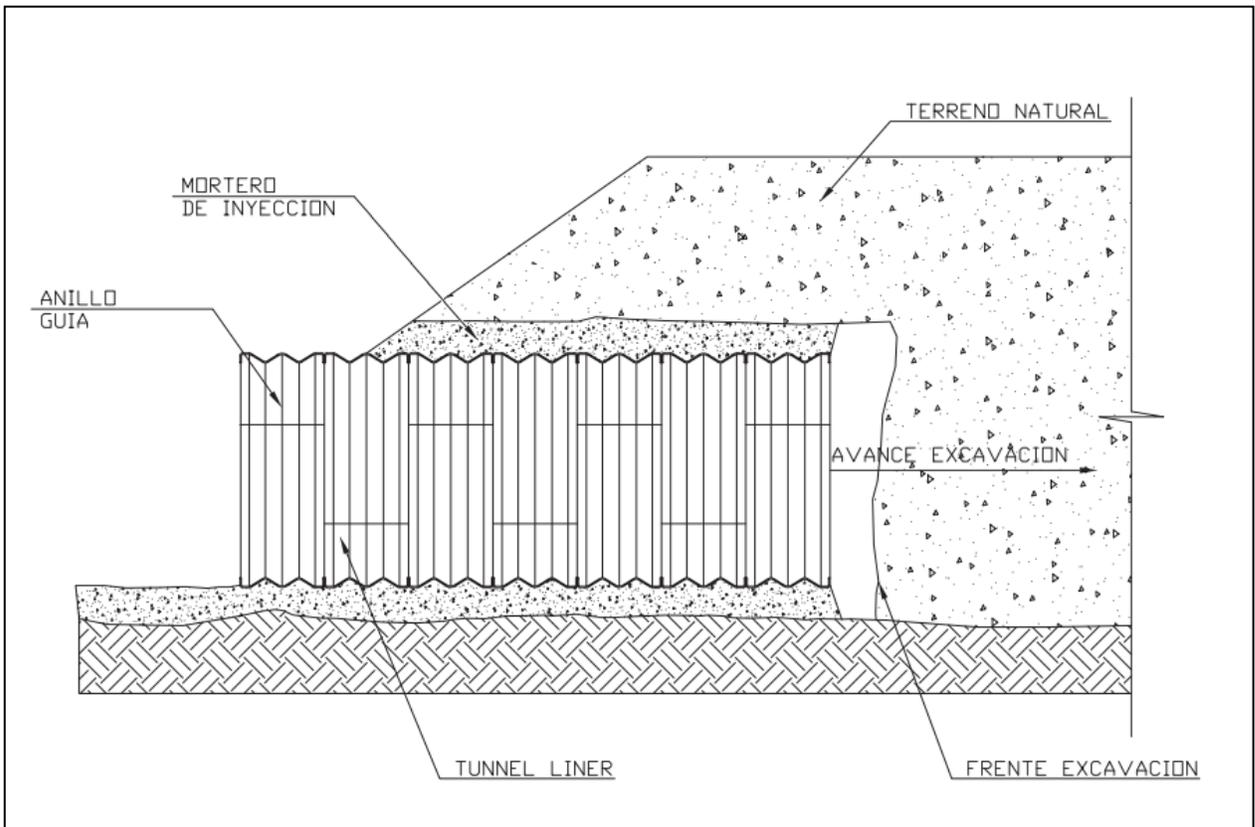


Ilustración 11: Esquema de un túnel excavado utilizando el tunnel liner.

3.3.1.2 Consideraciones de diseño.

El diseño de las estructuras de acero corrugado instaladas por el método de tuneleo, se realiza según las restricciones de diseño que establece la norma AASHTO en su sección 12.13 (año 2004) y sección 15 de AASHTO (año 2002).

El dimensionamiento de las planchas de revestimiento, referente al espesor, se determina a partir de los datos obtenidos en el estudio Geotécnico (ensayo SPT) en el lugar de instalación del túnel, que nos va a definir:

- Profundidad a la cual estaría instalado el tunnel liner.
- Tipo de suelo existente y que vendría a ser el que soportaría la estructura.

Estos datos junto con las sobrecargas, ayudan a determinar las cargas que se van a generar sobre la estructura. Para suelos granulares de poca o nula cohesión, la carga es función del ángulo de fricción interna del suelo y del diámetro del túnel, mientras que para el caso de suelos cohesivos (arcillas), la carga depende de la resistencia al corte del suelo que está por encima de la corona del túnel.

Para definir el diámetro del tunnel liner, debemos tener en cuenta el uso para el cual se va a requerir la estructura, considerando siempre que la dimensión mínima recomendada (diámetro = 1,40 m) debe ser la apta para los trabajos internos.

Las planchas de revestimiento, cuentan con un elevado módulo de elasticidad, con la finalidad de que la estructura formada tenga una alta resistencia y pueda soportar las cargas puntuales y/o cargas distribuidas que se puedan generar durante la construcción, o que se puedan presentar al momento de la construcción como fallas del terreno, presencia de nivel freático, desmoronamientos, presiones del enlechado, etc. El suelo que rodea a la estructura ayudará a mantener la sección circular del tunnel liner.

La capacidad portante de las planchas de revestimiento se basa en la capacidad de deformarse bajo la carga de manera que la restricción lateral del suelo reduce cualquier deformación adicional. La deformación tiende así a igualar presiones radiales y a producir una carga sobre el revestimiento en forma de anillo de compresión (de similar a lo que sucede con las alcantarillas de acero corrugado). La deformación del túnel depende considerablemente de la cantidad de sobre excavación y se ve afectada por la demora en la colocación o por la colocación inadecuada del relleno.

El espacio que existirá entre el suelo y la estructura, después de haber realizado la excavación y el armado de las planchas, es rellenado con mortero de inyección, esto ayuda a controlar el pandeo de las planchas por la presencia de las cargas puntuales. Por lo indicado, se debe tener especial cuidado para que la zona excavada sea la mínima posible, logrando así disminuir los espacios vacíos o las sobre excavaciones excesivas y obtener el máximo contacto suelo estructura, disminuyendo la cantidad de mortero de inyección y aprovechando al máximo la resistencia de las planchas. Las planchas de revestimiento poseen una alta rigidez a flexión, que se mantiene a lo largo de todo el anillo, debido a que la corrugación es continua en todo su perímetro, inclusive en las uniones o juntas.

3.3.1.3 Cálculo estructural.

Ya se vio que la gran resistencia estructural de tunnel liner se debe a la resistencia del área de acero y al confinamiento del suelo circundante, el que al impedir la deformación de la estructura, induce un estado tensional predominantemente a compresión, razón por la que no sólo es importante la calidad del tubo, sino también un adecuado relleno del espacio resultante entre la estructura y la excavación.

En resumen, durante el diseño estructural se verifican 3 puntos importantes:

Resistencia a compresión: Se determina en función de las características mecánicas del material así como de las geométricas, que gobiernan el pandeo de las planchas. Se debe cumplir que:

$$\frac{T}{A} \leq \frac{f_{cr}}{FS_p}$$

Donde,

FS_p : Factor de seguridad para el pandeo, se recomienda $FS_p = 2$.

A: Área efectiva de sección transversal de la placa de revestimiento.

f_{cr} : Tensión de pandeo [psi], sin exceder la fuerza de fluencia. Se calcula según la siguiente fórmula;

$$f_{cr} = \begin{cases} f_{\mu} - \left[\frac{f_{\mu}^2}{48E} \left(\frac{kD}{r} \right)^2 \right] [psi] & \text{Si } D < \frac{r}{k} \sqrt{\frac{24E}{f_{\mu}}} \\ \frac{12E}{\left(\frac{kD}{r} \right)^2} [psi] & \text{Si } D > \frac{r}{k} \sqrt{\frac{24E}{f_{\mu}}} \end{cases}$$

Donde;

f_{μ} : Fuerza de tracción mínima especificada. [psi]

k: Factor de rigidez del suelo, variarán de 0,22 para suelos con $f > 15^\circ$ a 0,44 para suelos $f < 15^\circ$.

D: Diámetro de la tubería. [in]

r: Radio de giro de la sección. [in]

E: Módulo de elasticidad. [psi]

$$T = P \frac{D}{2} \text{ (Compresión axial).}$$

Donde;

D: Diámetro o luz de la tubería, en [in].

P: Presión de diseño sobre la clave del tubo.

$$P = P_D + P_L \text{ [psi], en que;}$$

P_L : Es la carga vertical en el nivel de la parte superior del revestimiento del túnel debido a las cargas vivas.

P_D : Es la carga vertical en el nivel de la parte superior del revestimiento del túnel debido a la carga muerta.

Los valores de P_d se pueden calcular usando la fórmula de Marston para la carga o cualquier otro método adecuado. Según Martson;

$$P_D = C_d W D$$

Donde,

C_d : Coeficiente para túnel linner. (Ver Ilustración 12)

W : Peso unitario húmedo del suelo.

D : Diámetro o luz de de la tubería.

H : Altura de suelo sobre la parte superior del túnel.

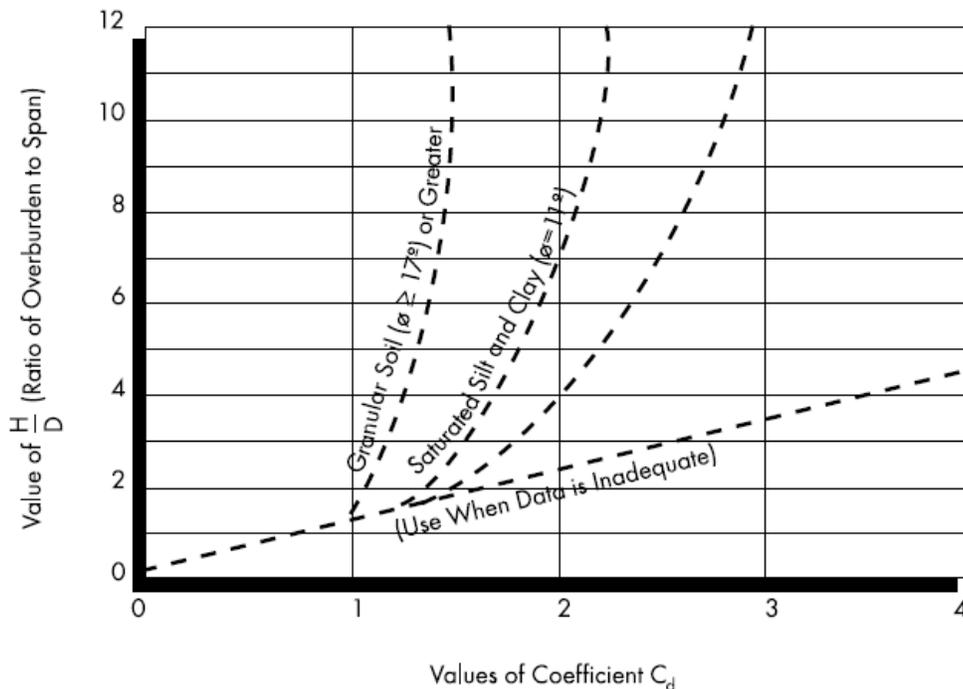


Ilustración 12: Coeficiente C_d de túneles en el suelo (ϕ = ángulo de fricción).

Resistencia de la conexión emperrada: Ésta depende solamente del espesor de las planchas a utilizar. Por lo que debe cumplir con la siguiente condición:

$$T \leq \frac{R_j}{FS_j}$$

Donde,

$$T = P \frac{D}{2} \text{ (Compresión axial).}$$

R_j : Resistencia nominal de la costura.

FS_j : Factor de seguridad de la costura, se recomienda $FS_j = 3$.

Rigidez a la manipulación: Se verifica que la rigidez de la estructura sea apropiada para asegurar una buena manipulación durante el montaje. Debe cumplir con la siguiente restricción:

$$\text{Rigidez mínima} = \frac{EI}{D^2} \geq 50$$

Donde,

E: Módulo de elasticidad. [psi]

I: Momento de inercia de la placa. $\left[\frac{\text{in}^4}{\text{in}} \right]$

D: Diámetro de la tubería. [in]

3.3.1.4 Descripción de las planchas del tunnel liner.

3.3.1.4.1 Planchas de acero corrugado.

Las planchas corrugadas que conforman la estructura tunnel liner, son también denominadas planchas de revestimiento de túneles de 2 pestañas, debido a que sólo 2 de sus lados cuentan con pestañas en los extremos, las cuales permitirán continuar longitudinalmente con la estructura a través de juntas terminales traslapadas. La corruga que caracteriza a estas planchas, cuenta con una distancia entre pestañas que corresponde a 457 mm y la profundidad de la onda a 44 mm. Los espesores de estas planchas pueden variar dependiendo de los requerimientos del proyecto y ser de 2,5 mm, 3,0 mm, 3,5 mm, 4,0 mm, 4,5 mm, 5,0 mm, 5,5 mm y llegar hasta 6,0 mm.

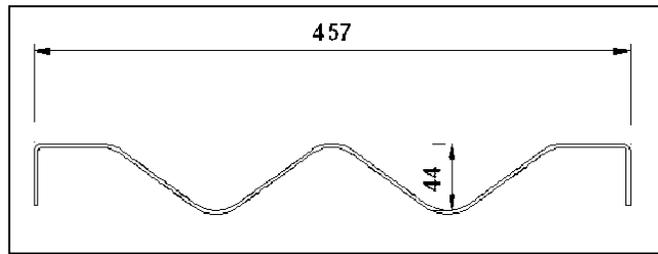


Ilustración 13: Corte de plancha tunnel liner, medidas en mm.

El metal base de las planchas de revestimiento cumplen con la norma ASTM A-1011/A1011M-10 (norma que sustituye a la ASTM A-569, retirada el año 2000) y el galvanizado en caliente cumple con las normas ASTM A-123 y ASTM A-90.

Algunas planchas son fabricadas con agujeros de diámetro de 2", ubicados en un lado de la plancha y en la zona de unión entre la cresta y valle de una de las corrugas. Estos agujeros permiten la aplicación del mortero de inyección, para lo cual deben colocarse conectores soldados a las planchas mencionadas.

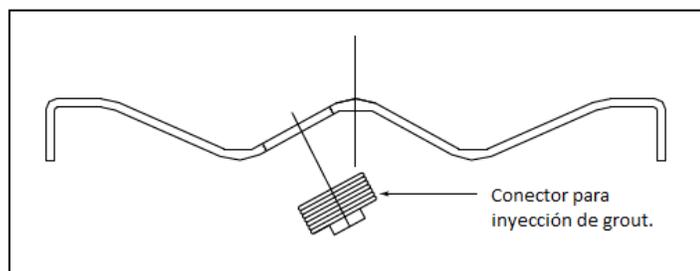


Ilustración 14: Ubicación de conector para posterior inyección de grout.

3.3.1.4.2 Propiedades mecánicas de las planchas.

Las propiedades mecánicas de las planchas antes del conformado en frío deben cumplir con las siguientes propiedades.

Tabla 11: Propiedades mecánicas de las planchas de acero de tunnel liner.

Resistencia a la fluencia, mínima.	Resistencia a la tracción, mínima	Alargamiento, 50 mm	Módulo de elasticidad del acero, E
193 MPa	290 MPa	30%	200000 MPa

3.3.1.4.3 Galvanizado de las planchas.

Las planchas son sometidas a un proceso de galvanización por inmersión en caliente. La sumatoria del galvanizado de ambos lados debe cumplir con los mínimos indicados a continuación.

Tabla 12: Recubrimiento mínimo de galvanizado placa de acero tunnel liner.

Recubrimiento mínimo (espesor ≤ 4,27 mm)	86 micras = 610 [g/m ²]
Recubrimiento mínimo (espesor > 4,27 mm)	130 micras = 915 [g/m ²]

3.3.1.4.4 Accesorios para ensamble: pernos, tuercas, golillas y clips.

Para el montaje de las planchas de revestimientos se utilizan pernos, tuercas, golillas y clips, todos de diámetro de 5/8".

Los **pernos** cuentan con 2 diferentes largos:

- Pernos 1 ½": Pernos de cabeza circular y cuello cuadrado: para la unión de las planchas de un mismo anillo.
- Pernos 1 ¼": Pernos de cabeza hexagonal y cuello redondo: para la unión de anillo con anillo.

Los largos de los pernos pueden variar, dependiendo de cada proyecto y del espesor del acero de las planchas. Los pernos cumplen con la norma ASTM A449 (Grado 5) para planchas con espesores iguales o mayores a 5,3 mm y con la norma ASTM A307 (Grado 2) para espesores menores de 5,3 mm.

Las **tuercas hexagonales** de 5/8", poseen calidad ASTM A – 307. Los pernos y tuercas son galvanizados en caliente y cumplen con la norma ASTM A-153 o AASHTO M-232.

Las **golillas cónicas**, de diámetro de 5/8", de calidad SAE 1016, se disponen solo en cada valle central interior de cada plancha, de manera que la parte llana (lisa) de la golilla tenga contacto directo con la tuerca, logrando así un óptimo ajuste de los pernos.

Los **clips de fijación** son usados temporalmente, sólo con los pernos de cabeza redonda y cuello cuadrado. Permiten que éstos últimos se mantengan en su posición correcta, hasta que se logre la unión con la siguiente plancha y por ende la colocación de la tuerca. Antes de colocar la tuerca, el clip debe

ser retirado. La calidad de los clips es acero SAE 1070 Laminado Full Hard, pavonado, en negro.

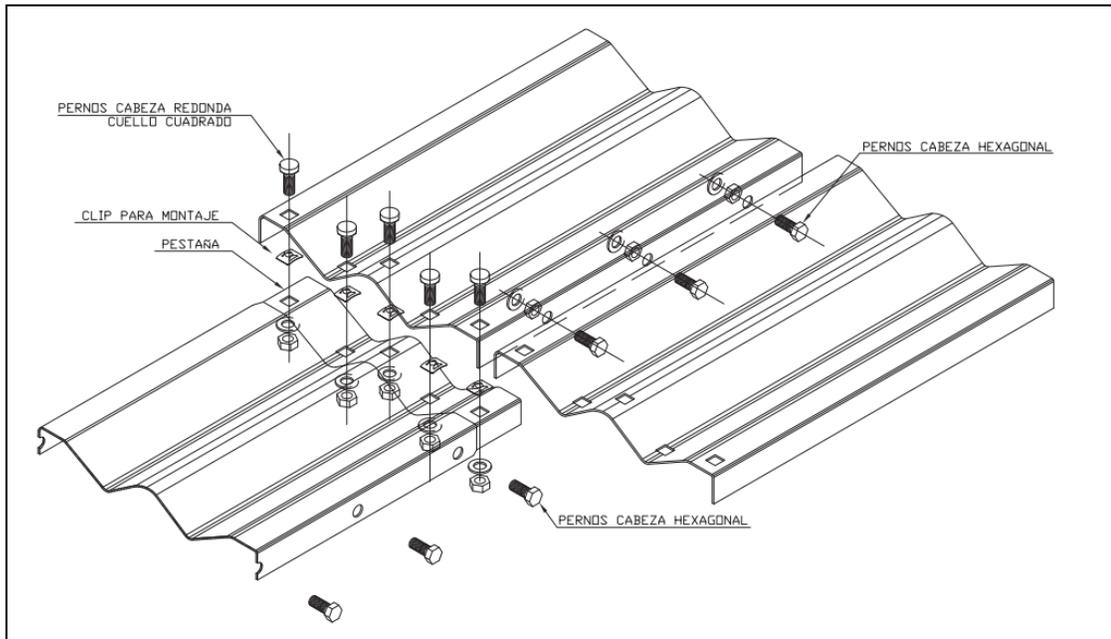


Ilustración 15: Esquema de conexión entre planchas de acero en tunnel liner.

3.3.1.5 Descripción del proceso constructivo.

3.3.1.5.1 Inicio de los túneles.

Una vez realizados todos los preliminares de obra, se inician las excavaciones de los túneles de aguas abajo hacia aguas arriba. La excavación se realiza manualmente con avances de 457 mm, el cual es el mismo que la longitud de avance de las láminas del liner. Se implementan dos frentes de trabajo simultáneos que consiste en trabajar desde los dos extremos del túnel. Esto con el fin de aumentar el rendimiento.

La excavación de los túneles se realiza manualmente en los terrenos, utilizando herramientas como picas, azadones, palas, etc. respetando en todo momento el alineamiento que da la comisión de topografía. Esta debe ceñirse lo más posible al diámetro exterior de tunnel liner para evitar sobre excavaciones que puedan afectar la estabilidad del túnel. Inicialmente se excava la parte superior y se ubica la lámina superior. Una vez ubicada la lámina superior, se realiza la excavación del material bajo esta área hasta lograr acomodar las láminas laterales apernándose entre ellas. Por último se excava el material del área inferior y se ubica la lámina inferior, nuevamente realizando el apernado a las láminas laterales. Cuando el anillo que se está instalando es subsiguiente a un anillo ya ensamblado, las láminas deben ir adicionalmente perñadas al anillo anterior. El anillo siguiente, se rota con respecto al anterior generando una traba de la costura longitudinal. El

siguiente anillo se rota con respecto al anterior para quedar en el mismo lugar del primero.

Una vez instalados los anillos correspondientes a la jornada del día, se realiza inmediatamente la inyección de grout entre la lámina y la sobre excavación o los vacíos que se haya presentado en el terreno circundante, por medio de un orificio ubicado en la lámina superior. El material producto de las excavaciones manuales, es evacuado mediante carros que circulan sobre rieles de madera colocados sobre la batea del túnel ya armado, también puede ser viable la utilización de un mini cargador. Durante la realización del túnel se realiza un control topográfico, día a día.

3.3.1.5.2 Método de excavación y protección de las superficies excavadas.

El frente de la excavación debe ser soportado, cuando las condiciones de estabilidad geotécnica así lo requiera, por un escudo frontal construido en madera y conformado por tres secciones: una superior, una intermedia y otra inferior. Éste debe cubrir toda la superficie del frente de la excavación. El escudo debe apoyarse a presión contra el terreno mediante alzaprimas telescópicas extensibles con ajuste mediante dispositivo de rosca. Las alzaprimas se apoyarán sobre las ondas del tunnel liner ya ensamblado para soportar el escudo. Las secciones que forman el escudo frontal se retiran de una en una, permitiendo la excavación de esa área. Después de excavar un volumen de suelo suficiente para la instalación de una nueva lámina, se ensamblan inicialmente las planchas superiores del tunnel liner, se debe apernar al anillo anterior y apuntalar contra el piso del túnel. Después de que cada sección del escudo frontal sea transferida hacia adelante, el espacio excavado permite el complemento del nuevo anillo. La cámara de trabajo está protegida al frente por el escudo frontal y en el techo con las láminas del tunnel liner. Después de que esté ensamblado el anillo, el proceso se repite de nuevo y así sucesivamente hasta el final de cada tramo.

Cuando el terreno lo permita, la excavación puede ser realizada sin la utilización del escudo frontal, esto debe ser evaluado antes de cada avance, puesto que es muy difícil conocer a priori las condiciones del terreno.

3.3.1.5.3 Seguimiento topográfico.

Durante el proceso de instalación, se realiza un seguimiento de alineamiento por medio de topografía, que garantice que cada una de las láminas se encuentre bien ubicada. En caso de encontrarse alguna diferencia topográfica con el alineamiento teórico, se debe corregir mediante la instalación de arandelas entre los anillos, las cuales corregirán cualquier eventual error. Si el desfase es mayor de 10 cm, se podrá instalar un anillo desplazado del

antecesor, uniéndose los dos con algunos puntos de soldadura eléctrica caso en el que se soldarán platinas entre los espacios vacíos, para que la inyección de grout no se salga o simplemente se reemplazan. Se realiza adicionalmente un seguimiento topográfico del terreno en la superficie del tramo en construcción, para controlar posibles asentamientos (subsidiencias) y deformaciones del túnel (convergencias) con deformaciones mayores al 5% del diámetro nominal por exceso o por defecto.

3.3.1.5.4 Inyecciones de grout.

Cada vez que termine la jornada, se realiza una inyección en mortero fluido de contacto, con una proporción de 1 parte de cemento por 4 de arena, entre la lámina y el terreno con un mezclado de mínimo 1,5 minutos y se debe mantener agitada la mezcla mientras se termina de utilizar en su totalidad. La inyección se aplica por medio de un orificio ubicado en la lámina superior, hasta llenar todos los espacios vacíos. Esto garantiza la estabilidad del túnel y evita la posible deformación por esfuerzos puntuales. Los orificios de inyección, serán taponados, una vez cumplida su función.

3.3.1.5.5 Estructura interior de hormigón armado.

Como antes se dijo, este tunnel liner será utilizado como estructura soportante del suelo para permitir la construcción de una estructura definitiva de hormigón armado resistente al ataque de los cloruros y sulfatos presentes en el agua de mar.

Para esto, antes de hormigonar el interior de túnel, se instalan la enfierradura necesaria alrededor de toda la superficie interior del túnel, tras esto se encofra y se hormigona con un espesor cercano a los 30 cm.

3.3.1.5.6 Sistema de ventilación.

Se hace necesario el suministro de aire fresco por medio de inyectoras, para el control de altas temperaturas y manejo de gases indeseados. De ser necesario durante la construcción de los túneles se instalará un sistema de ventilación forzada, se utilizarán conductos en PVC de Ø 4" o más, que se prolongarán a medida que avanza el túnel. Este se encarga de mantener aire fresco en el frente de excavación y disuelve cualquier gas tóxico o explosivo que pudiera aparecer en el terreno.

3.3.1.5.7 Sistema de iluminación.

En los túneles se instala un sistema de iluminación que se opera desde un tablero externo al pozo de acceso, compuesto por reflectores herméticos que se ubican a un costado de la clave del túnel cada 12 m aproximadamente y en el frente de excavación de 500 W, con esto se asegura que las labores de corte de excavación, la armada de los anillos y la inyección de contacto puedan realizarse de manera adecuada.

3.3.1.5.8 Cuadrilla típica de un frente de ataque.

Una cuadrilla típica para un frente de ataque está compuesta por al menos los siguientes trabajadores:

- 2 funcionarios a cargo de la excavación.
- 2 funcionarios a cargo del armado de los anillos de tunnel liner.
- 1 ayudante.

3.3.1.5.9 Equipo y herramientas.

- Bomba de inyección manual de mortero.
- Equipo de soldadura.
- Bombas de agua.
- Equipo de topografía.
- Iluminación.
- Equipo de ventilación.
- Herramientas menores.

3.3.1.5.10 Imágenes de la construcción de túneles utilizando tunnel liner.

Las imágenes que se presentan corresponden a la continuación del emblemático proyecto Mapocho Limpio.

En el tramo ocho kilómetros que recorre las comunas de Maipú y Padre Hurtado, uniendo las plantas de tratamiento de aguas servidas, La Farfana y El Trebal, se utilizó mayoritariamente la solución "Tunnel Liner Cintac" en un diámetro de 4000 mm.



Ilustración 16: Acopio de planchas de tunnel liner.



Ilustración 17: Frente de excavación de un tunnel liner.

3.4 Estimación de costos de construcción del túnel en suelo tipo Mejillones.

Para esta estimación de costos se consideraron las principales partidas asociadas a la construcción de dos túneles en suelo cementado limoso, con una sección útil cada uno de 14 m² aproximadamente, un revestimiento resistente interior de hormigón armado con espesor 35 cm y de longitud 200 m.

Los costos directos estimados son los siguientes:

Tabla 13: Resumen costos construcción túnel en suelo.

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Excavación manual y retiro de escombros	m ³	5550	\$ 106.613	\$ 591.700.000
2	Instalación planchas tunnel liner	gl	4400	\$ 234.847	\$ 1.033.325.000
3	Revestimiento hormigón armado	m ³	1700	\$ 478.676	\$ 813.750.000
				Total	\$ 2.438.775.000

La precisión de este análisis de costos puede mejorarse aumentando el nivel de detalle del estudio, dado el nivel de ingeniería básica de este trabajo de título es posible suplir la falta de detalle por un factor el cual incluya las partidas no consideradas, en este caso este factor será fijado en 50%.

Por otro lado, los gastos generales pueden estimarse como un 50% de los costos directos.

Con lo anterior se puede estimar que el costo total de ejecutar los trabajos asociados a la construcción de dos túneles en suelo, para la conducción de agua de mar del sistema de enfriamiento de una central termoeléctrica a carbón es aproximadamente MMUS\$ 11,7.

El costo de cada una de las partidas fue estimado cómo se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 14: Costos partida excavación manual y retiro de escombros.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad
1	Excavación manual y retiro de escombros	m ³	5550

1.- Mano de obra

Categorías	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1.1 Capataz	HH	1.000	\$ 55.000	\$ 55.000.000
1.2 Cuadrilla movimiento de tierras	HH	2.000	\$ 40.000	\$ 80.000.000
1.3 Chofer	HH	1.000	\$ 40.000	\$ 40.000.000
1.4 Operador	HH	2.000	\$ 40.000	\$ 80.000.000
1.5 Ayudantes	HH	4.000	\$ 30.000	\$ 120.000.000
Total Costo				\$ 375.000.000

2.- Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
2.1 Herramientas menores	gl	300	\$ 32.000	\$ 9.600.000
2.2				
2.3				
2.4				
Total Costo				\$ 9.600.000

3.- Equipos

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
3.1 Martillo picador roca	mes	20,0	\$ 3.380.000	\$ 67.600.000
3.2 Minicargador	mes	10,0	\$ 3.200.000	\$ 32.000.000
3.3 Camión	mes	10,0	\$ 4.000.000	\$ 40.000.000
3.4 Grúa hidráulica	mes	10,0	\$ 3.900.000	\$ 39.000.000
Total Costo				\$ 178.600.000

4.- Otros

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
4.1 Ventilación / Iluminación	mes	10,0	\$ 2.200.000	\$ 22.000.000
4.2 Petróleo	lts	10.000	\$ 650	\$ 6.500.000
4.3				
4.4				
Total Costo				\$ 28.500.000

Total Costos Directos	\$ 591.700.000
Precio Unitario de la Partida	\$ 106.613

Tabla 15: Costos partida instalación planchas tunnel liner.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad
2	Instalación planchas tunnel liner	gl	4400

1.- Mano de obra

Categorías	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1.1 Capataz	HH	300	\$ 55.000	\$ 16.500.000
1.2 Operador	HH	600	\$ 40.000	\$ 24.000.000
1.3 Instalador	HH	600	\$ 75.000	\$ 45.000.000
1.4 Ayudantes	HH	600	\$ 30.000	\$ 18.000.000
1.5 Chofer	HH	300	\$ 40.000	\$ 12.000.000
Total Costo				\$ 115.500.000

2.- Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
2.1 Herramientas menores	gl	150	\$ 35.000	\$ 5.250.000
2.2 Plancha acero corrugado	gl	4.400	\$ 110.000	\$ 484.000.000
2.3 Grout	m ³	1.210	\$ 330.000	\$ 399.300.000
2.4				
Total Costo				\$ 888.550.000

3.- Equipos

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
3.1 Camión	mes	2,0	\$ 2.000.000	\$ 4.000.000
3.2 Grúa hidráulica	mes	2,0	\$ 1.900.000	\$ 3.800.000
3.3 Compresor	mes	2,0	\$ 3.500.000	\$ 7.000.000
3.4 Lechadora	mes	2,0	\$ 1.500.000	\$ 3.000.000
Total Costo				\$ 17.800.000

4.- Otros

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
4.1 Ventilación / Iluminación	mes	3,0	\$ 2.200.000	\$ 6.600.000
4.2 Petróleo	lts	7.500	\$ 650	\$ 4.875.000
4.3				
4.4				
Total Costo				\$ 11.475.000

Total Costos Directos	\$ 1.033.325.000
Precio Unitario de la Partida	\$ 234.847

Tabla 16: Costos partida revestimiento hormigón armado.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad
3	Revestimiento hormigón armado	m ³	1700

1.- Mano de obra

Categorías	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1.1 Capataz	HH	500	\$ 55.000	\$ 27.500.000
1.2 Enfierrador	HH	1.000	\$ 40.000	\$ 40.000.000
1.3 Hormigón	HH	1.000	\$ 40.000	\$ 40.000.000
1.4 Ayudantes	HH	1.000	\$ 30.000	\$ 30.000.000
Total Costo				\$ 137.500.000

2.- Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
2.1 Hormigón	m ³	1.700	\$ 330.000	\$ 561.000.000
2.2 Moldaje	gl	200	\$ 280.000	\$ 56.000.000
2.3 Acero a63-42h	kg	1.700	\$ 5.000	\$ 8.500.000
2.4				
Total Costo				\$ 625.500.000

3.- Equipos

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
3.1 Bomba hormigón	m ³	1.700	\$ 24.000	\$ 40.800.000
3.2 Equipo prop. hormigón	mes	2,5	\$ 110.000	\$ 275.000
3.3 Equipo prop. moldaje	mes	2,5	\$ 110.000	\$ 275.000
3.4				
Total Costo				\$ 41.350.000

4.- Otros

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
4.1 Ventilación / Iluminación	mes	2,5	\$ 2.200.000	\$ 5.500.000
4.2 Petróleo	lts.	6.000	\$ 650	\$ 3.900.000
4.3				
4.4				
Total Costo				\$ 9.400.000

Total Costos Directos	\$ 813.750.000
Precio Unitario de la Partida	\$ 478.676

4 Caso de estudio suelo tipo Punta Cachos (roca).

En el siguiente capítulo se describe el segundo caso de estudio, por motivos prácticos y de no complicar el trabajo incluyendo nuevas variables, se consideran la misma geometría y lay-out que en el caso de Mejillones, sólo se modifica las consideraciones de las propiedades geomecánicas del terreno.

4.1 Descripción general del proyecto.

El terreno en estudio se ubica en la III Región del país distante 80 km al suroeste de la ciudad de Copiapó, capital de la Región de Atacama, en el sector de Punta Cachos (Hacienda Castilla), tal como se muestra en el emplazamiento general de la Ilustración 18, acá se proyecta la construcción de la central termoeléctrica Castilla.

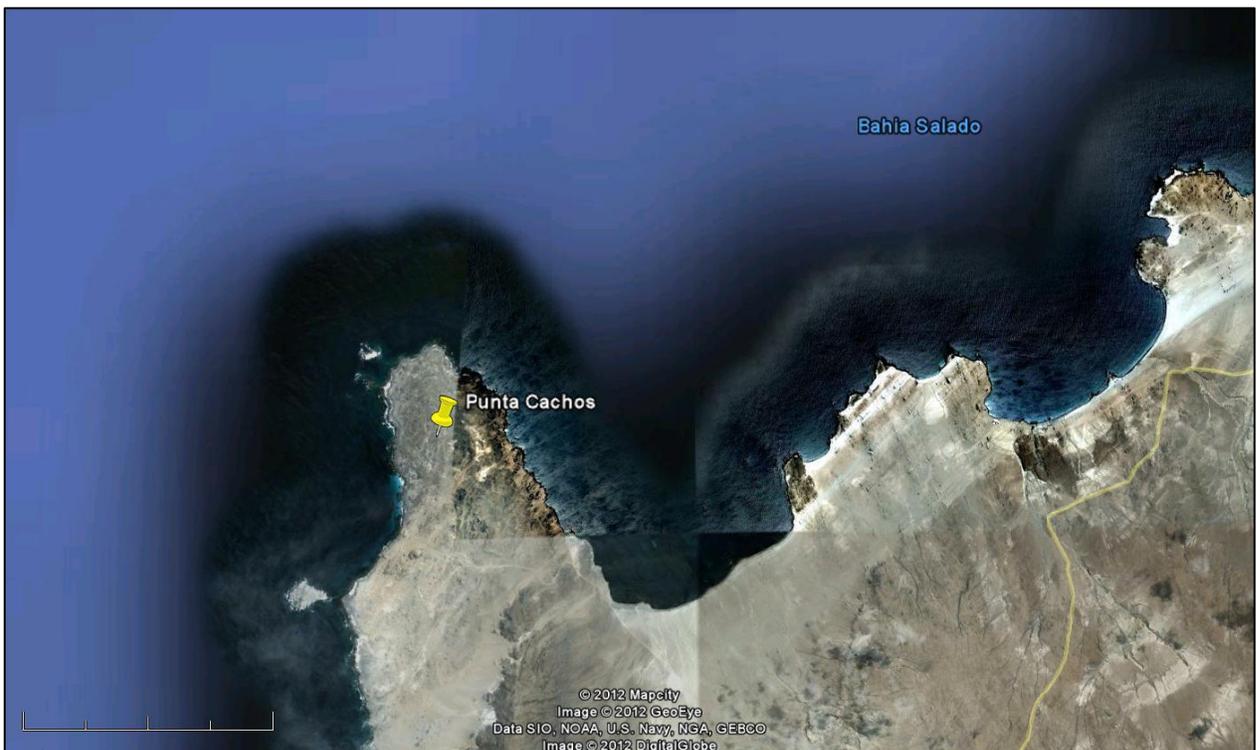


Ilustración 18: Plano ubicación de Proyecto Central Termoeléctrica Castilla.

El proyecto contempla varias unidades a carbón:

- Central Termoeléctrica a Carbón compuesta por seis unidades de tecnología carbón pulverizado (“Pulverized Coal”) de 350 MW de potencia bruta cada una, con sistema de abatimiento de material particulado mediante filtro de mangas y desulfurización de gases de combustión con agua de mar.

La planta además contará con una planta desaladora de agua de mar (71.700 t/día) para suministrar agua industrial al Complejo Termoeléctrico y para otros usuarios de la Región.

Estudios de riesgo de tsunami, elaborados mediante simulación numérica basado en los datos registrados del sismo ocurrido en la región el año 1922, de magnitud Ms 8,3 Richter, en la ubicación del proyecto de la central termoeléctrica Castilla, muestran que el sector oeste de Punta Cachos, sector destinado a la instalación de la planta termoeléctrica y el tendido de los emisarios de aducción y descarga de aguas de enfriamiento, recibe el impacto directo de las ondas del tsunami, alcanzando alturas máximas de 6,5 metros, particularmente al sur de la isla Cima Cuadrada. Al norte de dicha isla, las alturas máximas de inundación alcanzan valores entre 4 y 5 metros.

4.2 Caracterización estratigráfica del suelo.

La información que a continuación se expone corresponde a los resultados obtenidos de una campaña de prospecciones realizada para el proyecto de la construcción de las Unidades 1 y 2 de la Central Termoeléctrica Castilla, en la III Región del País, que consistió en la ejecución de 7 sondajes y 12 calicatas, distribuidos en todo el sector donde se proyecta la construcción del proyecto.

El terreno presenta una pendiente suave hacia el mar y se observa suelo arenoso en superficie con presencia de orgánicos y conchuelas. Se observa también la presencia de pequeños arbustos y afloramientos rocosos, tal como se muestra en las siguientes ilustraciones.



Ilustración 19: Fotografías del terreno donde se proyecta la construcción de la Central Termoeléctrica Castilla.

Las características estratigráficas predominantes se describen en la siguiente tabla. Esta descripción se aplica a todas las obras que comprometen las

obras necesarias para la ejecución de la solución propuesta para el sistema de enfriamiento con agua de mar.

Tabla 17: Descripción de los Horizontes estratigráficos predominantes en el sector.

Horizonte	Descripción
I	Bajo una cubierta de arena limosa con orgánicos de espesor entre 0,15 a 0,3 m, se detecta suelo conformado por arena con conchuelas y algunos bolones. La arena es de compacidad media, con un espesor promedio de 0,6 m, no descartándose espesores mayores del orden 1 a 1,5 m.
II	Bajo el horizonte II se detecta roca intrusiva del tipo granodiorita color gris a gris amarillento con sectores naranjos y negruzcos, muy fracturada con sectores meteorizados. El RQD de la roca es en general bajo el 35%. Este horizonte es reconocido hasta los 35 m de profundidad en los sondajes.

Es importante destacar que no se detectó la presencia de napa freática en los sondajes.

En la siguiente figura se exponen en forma gráfica el resultado de los sondajes realizados.

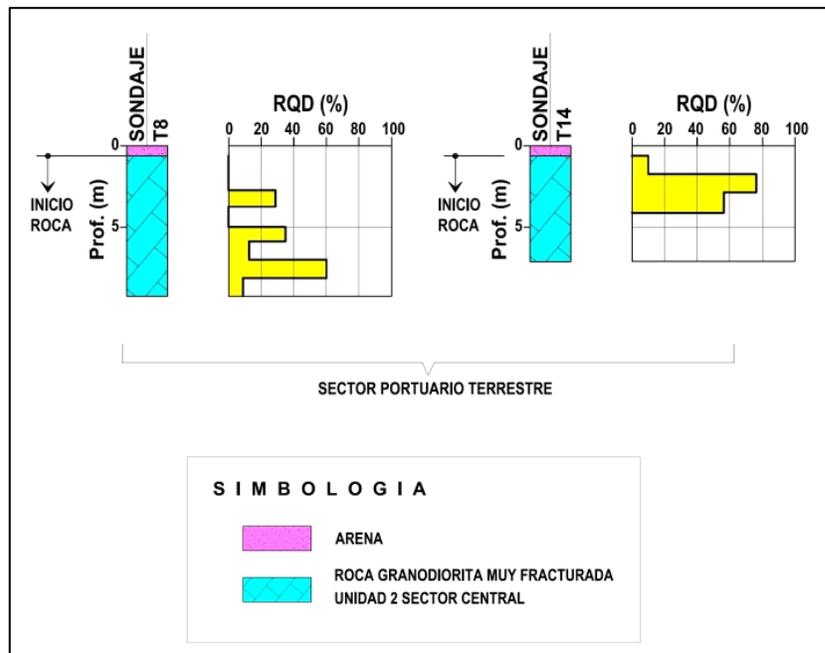


Ilustración 20: Resultado de sondajes T-8 y T-14. Fuente Petrus 2008.

4.3 Propiedades geomecánicas de la roca.

La roca se ha caracterizado a través de ensayos de compresión simple y carga puntual en testigos representativos, extraídos a distintas profundidades en los sondajes.

Los valores obtenidos indican que se requiere prevoladura o voladura controlada para remover la roca o bien la excavación mediante martillos neumáticos ("pica pica" o "picotón").

4.4 Clasificación sísmica del suelo.

Los suelos del Horizonte II o rocas se clasifican como suelo Tipo I según NCh 433.

4.5 Construcción del túnel en suelo del tipo Punta Cachos.

Dadas las características del suelo presente en el sector de este segundo caso de estudio, se ha seleccionado la metodología de perforación y voladura para realizar la construcción del túnel para la conducción de agua.

Se proyecta realizar un túnel de sección abovedada de excavación bruta de diámetro 6000 mm, que tras realizar las operaciones de soporte y revestimiento de la excavación se obtiene una sección efectiva de aproximadamente 25 m², cumpliendo con lo estimado como necesario para un proyecto de estas proporciones.

Se estima que no resulta necesario implementar un sistema para depresión de napa cerca del sector de la línea costera, puesto que las características del terreno impiden la infiltración del agua hacia el interior del túnel.

4.5.1 Método constructivo "perforación y voladura".

4.5.1.1 Descripción general.

Los métodos de excavación de túneles en roca son básicamente dos: el de perforación y voladura, mediante la utilización de explosivos y la excavación mecánica, mediante tuneladora o topes (TBM), especialmente diseñados para tal fin y las máquinas de ataque puntual, rozadoras o martillos de impacto.

En este caso se escogió el método de excavación de perforación y voladura, durante muchos años ha sido el método más empleado para excavar túneles en roca de dureza media o alta, hasta el punto de que se conoció también como Método Convencional de Excavación de Avance de Túneles. La

excavación se hace en base a explosivos, su uso adecuado, en cuanto a calidad, cantidad y manejo es muy importante para el éxito de la tronadura y seguridad del personal, generalmente se usa dinamita.

Las etapas elementales que conforman el ciclo de trabajo característico de este sistema son las siguientes:

- Replanteo en el frente del esquema de perforación.
- Perforación de los taladros.
- Carga de los taladros con explosivo.
- Voladura y ventilación.
- Retirada del escombros y saneo del frente, bóveda y hastiales.
- Hormigón proyectado y entibación.

4.5.1.2 Replanteo en el frente del esquema de perforación.

El esquema de perforación es la disposición en el frente del túnel de los taladros que se van a perforar, la carga de explosivo que se va a introducir en cada uno y el orden en que se va a hacer detonar cada barreno.

Inicialmente, el esquema de perforación se diseña al principio de la obra en base a la sección requerida y a una serie de reglas empíricas recogidas en los manuales sobre explosivos. Posteriormente, a lo largo de la excavación del túnel, se irá ajustando en función de los resultados obtenidos en cada voladura.

4.5.1.3 Perforación de los taladros.

La perforación se hace con el objetivo de arrancar o volar la máxima cantidad de roca o mineral situando el explosivo en el lugar apropiado (en este caso el taladro), a fin de lograr el objetivo con el mínimo de explosivos que se pueda. En otras palabras, la perforación se hace con el objeto de volar cierta porción de roca o mineral, para lo cual analizamos primero la roca y luego perforamos una serie de taladros, de modo que nos permita usar relativamente poco explosivo para poder volar un gran volumen.

Respecto de la perforación se deben definir y tener en cuenta los siguientes puntos:

- Técnicas para efectuar barrenos perimetrales.
- Número de taladros a realizar.
- Longitud de taladros.
- Accesorios de perforación.

- Tipos de perforación.

4.5.1.3.1 Técnicas para efectuar barrenos perimetrales.

Las técnicas para efectuar barrenos perimetrales se dividen en:

Recorte: consiste en perforar un número importante de taladros paralelos al eje del túnel en el contorno, a la distancia conveniente (entre 45 cm y 100 cm) y con una concentración de explosivo pequeña o incluso nula. En la secuencia de encendido son los últimos barrenos en detonar. La técnica del recorte es la más ampliamente empleada.

Precorte: consiste en perforar un mayor número de taladros perimetrales y paralelos entre sí unas distancias entre 25 cm y 50 cm, con una concentración de carga explosiva entre 0,1 y 0,3 kg/m. Esta técnica exige una perforación muy precisa que asegure un buen paralelismo y una homogénea separación entre los taladros. La carga explosiva, además de una adecuada concentración, debe distribuirse uniformemente a lo largo del barreno. En la secuencia de encendido, son los primeros en detonar, con lo que se crea una fisura perimetral que aísla y protege la roca de las vibraciones del resto de la voladura. Esta técnica del precorte, por su esmerada ejecución y costo elevado, es de uso poco frecuente en túneles, excepto en casos muy especiales.

4.5.1.3.2 Número de taladros a realizar.

El número de taladros requerido para una voladura subterránea depende del tipo de roca a volar, del grado de confinamiento del frente, del grado de fragmentación que se desea obtener y del diámetro de los barrenos de perforación disponibles y también dependen de la sección del túnel; factores que individualmente pueden obligar a reducir o ampliar la malla de perforación y por consiguiente aumentar o disminuir el número de taladros calculados teóricamente. Influyen también la clase de explosivo y el método de iniciación a emplear.

Es en definitiva un cálculo que depende de variadas variables, sin embargo se puede calcular el número de taladros en forma aproximada mediante la siguiente fórmula empírica:

$$N^{\circ} \text{ taladros} = 10\sqrt{AH}$$

Donde;

A: ancho del túnel.

H: altura del túnel.

4.5.1.3.3 Longitud de los taladros.

Será determinada en parte por el ancho útil de la sección, el método de corte de arranque escogido y por las características del equipo de perforación. Con corte quemado puede perforarse hasta 2 y 3 m de profundidad, mientras que con corte en "V" sólo se llega de 1 a 2 m de túneles de pequeña sección.

Para calcular la longitud de los taladros de corte en V, cuña o pirámide se puede emplear la siguiente relación:

$$\text{Longitud de los taladros} = 0,5\sqrt{S}$$

Donde;

S: es la dimensión de la sección del túnel en m².

L: longitud de los taladros expresada en m.

4.5.1.3.4 Accesorios de perforación.

Los accesorios de perforación comúnmente usados son las varillas o barrenos y las cabezas de perforación. Además se emplean manguitos y otros adaptadores para el ensamblaje de las piezas. Los barrenos de perforación son simplemente barras de acero con un conducto interior para el paso del agua de refrigeración y extracción del material triturado, poseen unas roscas en los extremos donde se acoplan las bocas de perforación, las cuales son herramientas de cortes, que generalmente son de metal endurecido (carburo de tungsteno), dispuesto en formas diversas: en cruz, en X o botones. Los diámetros habituales están comprendidos entre 45 y 102 milímetros.

Barrenos y cabezas de perforación.

La elección de un tipo de barreno, así como de sus diámetros, depende del tipo de maquinaria de perforación a utilizar, de las características de la roca y del diámetro de los cartuchos del explosivo a introducir. Generalmente las bocas de botones son las que proporcionan un mayor rendimiento, al golpear la roca de forma más homogénea y ser más fácil la evacuación del detritus de roca. Para tal fin se pueden disponer varias entradas de agua frontales y también laterales. Para la elección del material de perforación y sus accesorios se recomiendan el uso de los manuales especializados facilitados por los fabricantes.

4.5.1.3.5 Tipos de perforación.

Existen diferentes tipos de tipos de perforación, dentro de las cuales se pueden mencionar las siguientes:

- **Perforación manual:** Se realiza mediante el empleo de un barreno usado con la finalidad de facilitar su extracción de la roca y rotación del barreno es sostenido por el ayudante, mientras que el otro golpea con una comba, luego se hace girar un cierto ángulo para proseguir con el proceso de perforación. En la actualidad este método ha quedado fuera de uso, por su bajo rendimiento.
- **Perforación neumática:** Se realiza mediante el empleo de una perforadora convencional; usando como energía el aire comprimido, para realizar huecos de diámetro pequeño con los barrenos integrales que poseen una punta de bisel (cincel) o cruz, los largos de las barras de los barrenos son de 0,80m, 1,60m, 2,40m, 3,20m son hechos de acero de alta resistencia; la punta del mismo se encarga de triturar la roca al interior del taladro. En cada golpe que la perforadora da al barreno y mediante el giro automático hace que la roca sea rota en un círculo que corresponde a su diámetro; produciéndose así un taladro.
- **Perforación eléctrica:** Se realiza empleando energía eléctrica, que un generador lo provee y para ello se emplea una perforadora con un barreno helicoidal, que puede realizar taladros de hasta 90 cm de longitud, siendo el problema principal el sostenimiento de la perforadora para mantenerla fija en la posición de la perforación.
- **Perforación hidráulica:** Se realiza mediante el empleo de equipos altamente sofisticados, robotizados, de gran capacidad de avance y performance. Utiliza la energía hidráulica para la transmisión, control de fuerzas y movimientos en la perforación. Además, cuenta con un tablero de control computarizado, equipado con un software de perforación donde se grafica el trazo de perforación requerido. La gran ventaja de estos equipos es su gran precisión y paralelismo en la perforación. Por su gran rendimiento, es requerido por la gran minería.

De los métodos ya mencionados se escogió la perforación hidráulica para el desarrollo de este caso de estudio, para la ejecución de estas perforaciones habitualmente se emplea el equipo de perforación denominado Jumbo, el cual es descrito a continuación.

El Jumbo consta de una carrocería automóvil dotada de dos o tres brazos articulados, según los modelos. En cada brazo puede montarse un martillo

de perforación (perforadora) o una cesta donde pueden alojarse uno o dos operarios y que permite el acceso a cualquier parte del frente. El funcionamiento de los jumbos es eléctrico cuando están estacionados en situación de trabajo y pueden disponer también de un motor diésel para el desplazamiento. Los martillos funcionan ha roto-percusión, es decir, la barrena gira continuamente ejerciendo simultáneamente un impacto sobre el fondo del taladro.

Los jumbos actuales tienen sistemas electrónicos para controlar la dirección de los taladros, el impacto y la velocidad de rotación de los martillos e incluso pueden memorizar el esquema de perforación y perforar todos los taladros automáticamente. En este caso un único maquinista puede perforar un esquema de perforación completo en unas pocas horas.

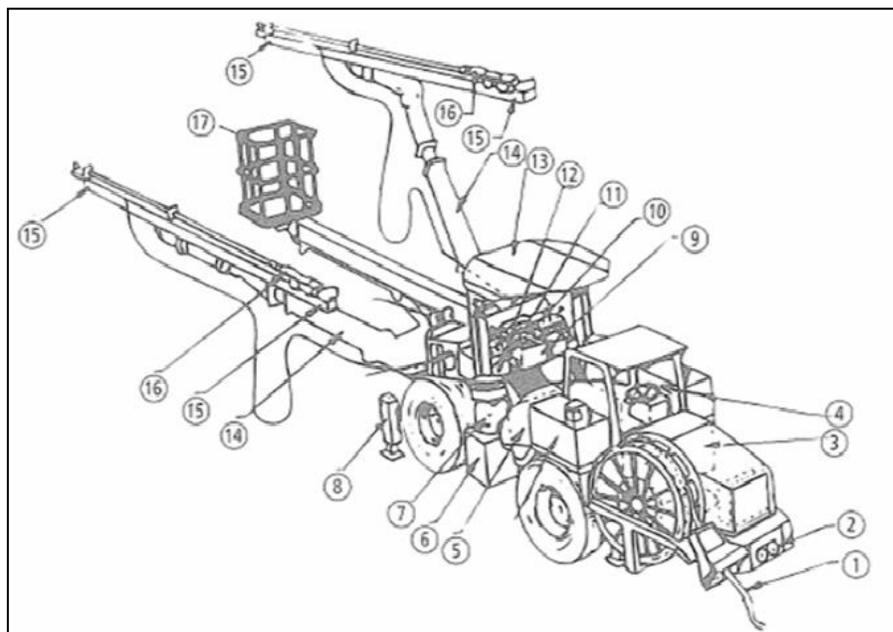


Ilustración 21: Perforadora hidráulica Jumbo.

En la figura anterior se muestran las principales partes que conforman una perforadora hidráulica Jumbo tradicional, estas pueden variar un poco dependiendo del modelo y fabricante, los componentes que se observan en la figura son los siguientes:

- Cable de alimentación eléctrica (380V a 550V).
- Sistema de iluminación.
- Motor Diésel para desplazamiento por el túnel.
- Puesto de conducción para el desplazamiento.
- Tanque principal de fluido hidráulico.
- Bomba hidráulica.
- Motor eléctrico para la perforación

- Gatos para estacionamiento de la máquina.
- (9), (10), (11) y (12): Puesto de mando para la perforación.
- (13) Techo de protección.
- (14) Brazo hidráulico.
- (15) Deslizadera del martillo hidráulico.
- (16) Martillo hidráulico.
- (17) Cesta o plataforma de trabajo.

4.5.1.4 Zonas de la voladura de un túnel.

Para la perforación y voladura, la sección teórica del túnel se divide en zonas, en las que las exigencias, tanto de densidad de perforación, como de carga específica de explosivo y secuencia de encendido son distintas. Estas zonas son:

- Cuele.
- Contracuele.
- Destroza.
- Zapateras.
- Contorno.

4.5.1.4.1 Cuele.

El cuele es la fase de la voladura que se dispara en primer lugar. Su finalidad es crear una primera abertura en la roca que ofrezca al resto de las fases una superficie libre hacia la que pueda escapar la roca, con lo cual se posibilita y facilita su arranque.

Existen diferentes tipos de cuele, a continuación se detallan algunos de ellos.

Cuele en V y en abanico.

Estos facilitan la salida de la roca hacia el exterior, pero tienen el inconveniente de que los taladros forman un ángulo con respecto al eje del túnel, por lo que su correcta perforación tiene una mayor dificultad y exige variar el esquema de perforación para cada longitud de avance.

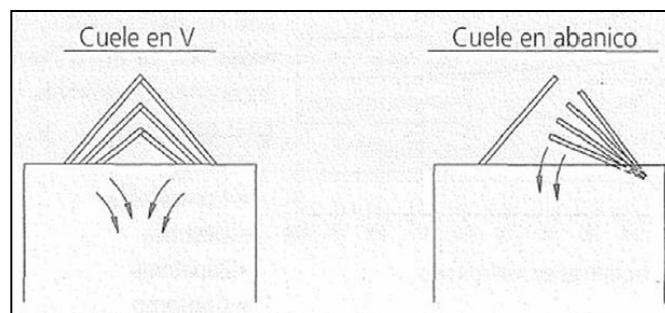


Ilustración 22: Esquema de cuele en V y abanico.

Cuele paralelo.

Actualmente, es el tipo de cuele que se utiliza con más frecuencia en la excavación de túneles y galerías, con independencia de las dimensiones de éstas. Consiste en un taladro vacío (barreno de expansión), sin explosivos, de mayor diámetro que el resto (75 a 102 mm) y, a su alrededor, tres o cuatro secciones de taladros cargados que explotan sucesivamente siguiendo una secuencia preestablecida. La misión del barreno de expansión es la de ofrecer una superficie libre que evite el confinamiento de la roca de modo que facilite su arranque. En ocasiones puede sustituirse por dos taladros vacíos de diámetro menor (2 x 75 mm).

El esquema geométrico general de un cuele con barrenos paralelos se indica en la siguiente figura. La distancia entre el barreno central de expansión y los barrenos de la primera sección, no debe exceder de $1,7D$ para obtener una fragmentación y salida satisfactoria de la roca (Langrefors y Kihstrom 1963). Las condiciones de fragmentación varían mucho dependiendo del tipo de explosivo, características de la roca, distancia de la roca, distancia entre el barreno cargado y el vacío.

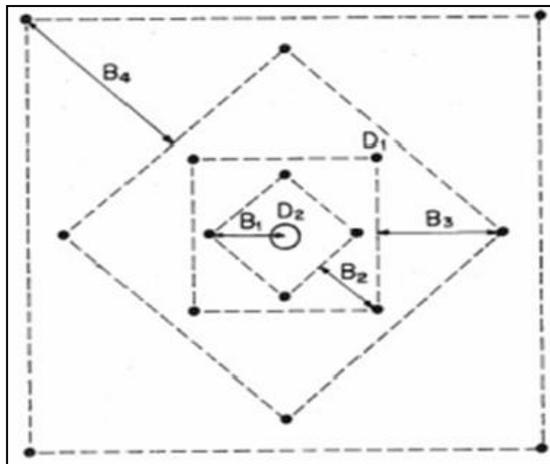


Ilustración 23: Esquema de cuele paralelo de cuatro secciones.

Donde las distancias entre las diferentes perforaciones están en función del diámetro de los taladros cargados (D_1) y del taladro de expansión D_2 , como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 18: Relación sección/burden.

Sección del corte	Valor del burden	Lado de la sección
Primera	$B_1 = 1,5D_2$	$2\sqrt{B_1}$
Segunda	$B_2 = 2\sqrt{B_1}$	$3\sqrt{B_2}$
Tercera	$B_3 = 3\sqrt{B_2}$	$3\sqrt{B_3}$
Cuarta	$B_4 = 3\sqrt{B_3}$	$3\sqrt{B_4}$

Tal como se ve en la Ilustración 24, para piedras mayores de $2D_2$, el ángulo de salida es demasiado pequeño y se produce una deformación plástica de la roca entre los dos barrenos. Incluso si la piedra es inferior a D_2 , pero la concentración de carga es muy elevada se producirá la sintetización de la roca fragmentada y el fallo del cuele. Por eso, se recomienda que las piedras se calculen sobre la base de $B_1=1,5D_2$ y las demás secciones como lo indica la Tabla 18.

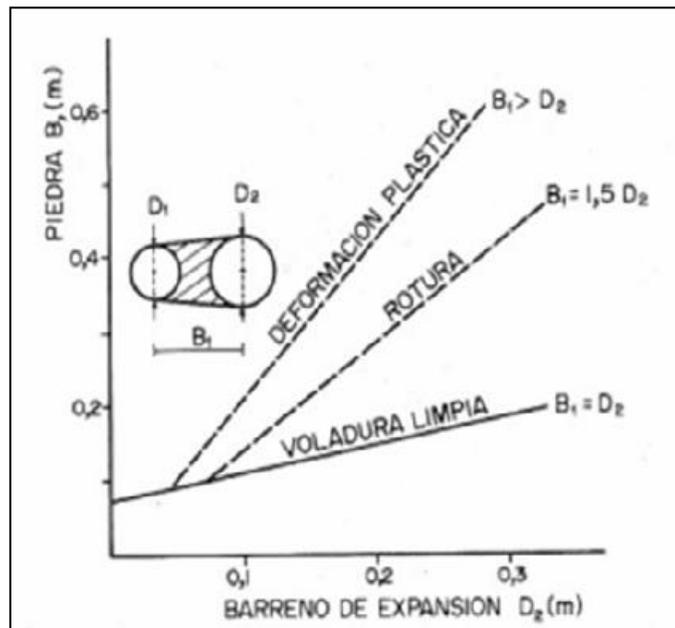


Ilustración 24: Relación diámetro de barreno/piedra.

Existen diferentes tipos de cortes paralelos, dentro de los esquemas básicos con taladros paralelos se puede mencionar el corte quemado, corte cilíndrico con taladros de alivio y el corte escalonado por tajadas horizontales. Todos ellos con diferentes variantes de acuerdo a las condiciones de la roca y la experiencia lograda en diversas aplicaciones. Siendo el más utilizado en la construcción de túneles el corte quemado, el cual se detalla a continuación.

- **Corte quemado:** comprende a un grupo de taladros de igual diámetro perforados cercanamente entre sí con distintos trazos o figuras de distribución, algunos de los cuales no contienen carga explosiva de modo que sus espacios vacíos actúan como caras libres para la acción de los taladros con carga explosiva cuando detonan. El diseño más simple es de un rombo con cinco taladros, cuatro vacíos en los vértices y uno cargado al centro. Para ciertas condiciones de roca el esquema se invierte con el taladro central vacío y los cuatro restantes cargados. También son usuales esquemas con seis, nueve y más taladros con

distribución cuadrática, donde la mitad va con carga y el resto vacío, alternándose en formas diferentes, usualmente triángulos y rombos.

4.5.1.4.2 Destroza.

La destroza es la parte central y más amplia de la voladura, cuya eficacia depende fundamentalmente del éxito de la zona del cuele y contracuele, que es la zona crítica de la voladura.

4.5.1.4.3 Zapateras.

La zapatera es la zona de la voladura situada en la base del frente, a ras de suelo. Los taladros extremos suelen ir un poco abiertos hacia fuera con objeto de dejar sitio suficiente para la perforación del siguiente avance. Los barrenos de las zapateras son los que más carga explosiva contienen ya que, aparte de romper la roca han de levantar ésta hacia arriba. Son disparados en último lugar.

4.5.1.4.4 Contorno.

Los taladros perimetrales o de contorno son importantes pues de ellos dependerá la forma perimetral de la excavación resultante. Lo ideal es que la forma real del perímetro del túnel sea lo más parecida posible a la teórica, aunque las irregularidades y discontinuidades de la roca lo dificultan.

4.5.1.4.5 Contracuele.

Son los taladros que rodean a los taladros de arranque y forman las salidas hacia la cavidad inicial. De acuerdo a la dimensión del frente varía su número y distribución comprendiendo a las primeras ayudas (contracueles), segunda y terceras ayudas (taladros de destrozo o franqueo). Salen en segundo término.

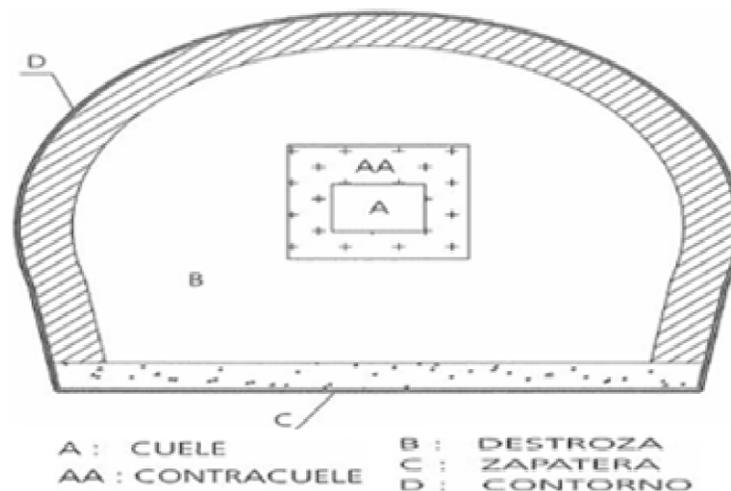


Ilustración 25: Esquema de las zonas de un frente de voladura.

4.5.1.5 Carga de los taladros con explosivo y tendido del sistema de iniciación.

Antes de comenzar con la carga de los taladros es muy importante tener en cuenta el tipo de explosivos que debemos emplear, a continuación se definen los tipos de explosivos que podemos encontrar en el mercado, y las características generales de los mismos.

4.5.1.5.1 Características generales de los explosivos.

Cada explosivo tiene características específicas definidas por sus propiedades, para el mismo tipo de explosivo las características pueden variar dependiendo del fabricante, el conocimiento de estas propiedades es un factor importante para un buen diseño de voladura, además permite elegir el más adecuado según sea el caso. A continuación se mencionan las propiedades más importantes de los explosivos.

Estabilidad química.

Aptitud que poseen los explosivos para mantenerse químicamente inalterado durante un corto tiempo. Las pérdidas de estas aptitudes se suelen dar por un almacenamiento prolongado o bien porque el sitio de almacenaje no es el adecuado. Cuando se produce la pérdida de estabilidad química de un explosivo, se debe destruir o quemar debido a que estos aumentan su sensibilidad y pueden explotar con facilidad.

Sensibilidad.

La sensibilidad de los explosivos es la mayor a menor facilidad de que este tiene para ser detonado. Se dice que es muy sensible cuando detona con facilidad al detonador o fulminante, la dinamita sensible asegura una buena detonación del disparo. No se pueden usar distintas dinamitas en un disparo ni en un barreno, este debe de ser sensible al detonador como a la onda explosiva.

Velocidad de detonación.

La velocidad de detonación (VOD) es la velocidad expresada en metros por segundo a la que ocurre la reacción química entre el combustible y el oxidante, y se genera a lo largo de la columna del explosivo, teniendo un rango de 1500 a 7500 m/s para los explosivos de uso industrial.

Potencia explosiva.

La potencia de un explosivo o dinamita depende del porcentaje de nitroglicerina que contenga, que, a su vez es la medida de la fuerza que puede desarrollar y su habilidad o capacidad para hacer el trabajo de fragmentación y proyectar la roca o el mineral que se quiera romper, a mayor velocidad mayor es su potencia.

Densidad de encartuchado.

La densidad de encartuchado es también una característica importante de los explosivos, que depende de gran parte de la granulometría de los componentes sólidos, y tipo de materia prima empleada en su fabricación. La densidad de empaque de los explosivos se expresa como el número de cartuchos por caja de 25 kg.

Densidad y gravedad específica.

Este parámetro es muy importante, ya que los explosivos se compran, almacenan y utilizan en base al peso. La densidad se expresa normalmente en términos de gravedad específica, que relaciona la densidad del agua, y determina el peso de explosivo que puede cargarse dentro de una perforación.

Resistencia al agua.

Es la característica mediante a la cual los explosivos mantienen sus propiedades inalterables, un tiempo lo cual permite que sea utilizada en barrenos con agua. Hay que hacer una diferencia entre dinamita sumergida en agua, en contacto con el agua o húmeda.

Inflamabilidad.

Es la facilidad con la cual un explosivo o agente de voladura puede iniciarse por medio de llama o calor.

Emanaciones o humos.

Es el conjunto de los productos resultantes de una explosión, tales como dióxido de carbono, nitrógeno y vapor de agua, los cuales no son tan tóxicos, pero también pueden formarse gases venenosos como el monóxido carbonoso y óxidos de nitrógeno. En trabajos a cielo abierto las emanaciones se pueden dispersar rápidamente por el aire, por lo que provocan poca preocupación, pero en trabajos subterráneos o espacios confinados deben considerarse detenidamente.

4.5.1.5.2 Tipos de explosivos.

Se denomina explosivo a toda aquella sustancia que por alguna causa externa (roce, calor, percusión, etc.) se transforma en gases; liberando calor, presión o radiación en un tiempo muy breve. Y estos se clasifican en:

- Lentos (pólvora).
- Violentos (dinamitas).
- Seguridad (dinamitas especiales para minas de carbón).
- Mechas y detonadores (corrientes y eléctricas).

Pólvora.

La pólvora es una sustancia explosiva utilizada principalmente como propulsor de proyectiles en las armas de fuego, y como propulsor y con fines acústicos en los juegos pirotécnicos. La primera pólvora descubierta es la denominada pólvora negra, que está compuesta de determinadas proporciones de carbono, azufre y nitrato de potasio. Tiene la siguiente proporción: 75% de nitrato de potasio, 15% de carbono y 10% de azufre. Actualmente se utiliza en pirotécnicos y como propelente de proyectiles en armas antiguas. Las pólvoras modernas están basadas en explosivos, como el TNT, que con diversos elementos reduce su velocidad de combustión a fin de lograr un efecto de propelente antes que un efecto explosivo puro.

Agentes explosivos.

Los agentes explosivos consisten en una mezcla de combustible y agentes oxidantes, entre ellos tenemos:

- **Agentes explosivos secos (ANFO):** Es una mezcla de nitrato de amonio y un combustible derivado del petróleo, desde gasolinas a aceites de motor. Estas mezclas son muy utilizadas principalmente por las empresas mineras y de demolición, debido a que son muy seguras, baratas y sus componentes se pueden adquirir con mucha facilidad. Las cantidades de nitrato de amonio y combustible varían según la longitud de la cadena hidrocarbonada del combustible utilizado. Los porcentajes van del 90% al 97% de nitrato de amonio y del 3% al 10% de combustible.
- **ANFO pesado:** Es un nuevo explosivo conseguido mediante la mezcla adecuada de una emulsión explosivo y un ANFO.
- **Lechadas explosivas:** Este tipo de agentes explosivos contienen nitrato de amonio en una solución acuosa. Dependiendo de los ingredientes pueden ser clasificados como agentes explosivos o como explosivos.
- **Emulsiones explosivas:** Son unas soluciones estables de dos líquidos, una solución acuosa y un compuesto orgánico aceitoso, inmisible entre sí pero con un emulsionante se mantienen en estado disperso.

Dinamita.

La dinamita común está formada por: nitroglicerina, nitrato de sodio, pulpa de madera y otros. El porcentaje de nitroglicerina varía entre 15 - 60 %, produce gases nocivos por lo que en lugares cerrados como túneles debe haber una muy buena ventilación.

A continuación se describen los diferentes tipos de dinamitas:

- **Dinamita amónica:** Dinamita de nitroglicerina a la cual se ha agregado nitrato de amonio, esta produce menos gases nocivos pero no resiste la humedad.

- **Gelatina explosiva:** Está formada por una mezcla de algodón, ácido nítrico y nitroglicerina. Es uno de los explosivos más poderosos y violentos que se conocen.

- **Dinamita gelatinosa:** Se obtiene disolviendo pólvora en nitroglicerina, es densa tiene características plásticas. Se puede taquear muy bien en el barreno por lo que se obtiene una gran velocidad de explosión, es resistente al agua no produce grandes cantidades de gases tóxicos y es especial para ser usada en túneles.

- **Geles:** Este explosivo generalmente tiene una consistencia plástica y es de alta densidad. Entre los cuales existen:
 - o **Gel explosivo:** Este explosivo tiene altas velocidades de detonación y un excelente comportamiento de resistencia al agua pero emite un gran volumen de humos este es el explosivo comercial más potente.

 - o **Straight Gel:** Este tipo de explosivo es usado cuando se necesita fragmentar rocas muy duras, o en el fondo del barreno como inicializador de un agente explosivo.

 - o **Gel Amoniaco:** Este gel explosivo se puede comparar con el Straight Gel en cuanto a su fuerza; el explosivo fue desarrollado como un remplazo económico Straight Gel. El gel amoniaco es fabricado con una fuerza por peso que varía entre 30% y 80% aproximadamente.

- **Semigeles:** La fuerza por peso de este tipo de explosivo varía entre el 60% y 65%. Este explosivo tiene las mismas propiedades que el gel amoniacal; los semigeles son usados como reemplazos de los geles amoniacales cuando es necesario una mayor resistencia al agua.
- **Hidrogeles:** También llamados papillas explosivas, están formados por un oxidante, generalmente un nitrato y un reductor junto a los gelatinizantes y estabilizantes, que le da una buena consistencia e impiden la difusión dentro de este, por lo que resiste muy bien la humedad y el agua de los barrenos.

4.5.1.5.3 Almacenamiento de explosivos.

Para realizar cualquier actividad que requiera explosivos, se deben contemplar instalaciones adecuadas para su almacenamiento seguro y apropiado, así como también de las materias primas que son necesarias para su obtención. Nos referimos especialmente al nitrato de amonio, el que se debe almacenar en canchas, sacos y/o silos. Estas instalaciones son las llamadas polvorines, las cuales deben de estar ubicadas lejos del lugar de trabajo.

Se entiende por polvorín, a la estructura fabricada, aprobada y aceptada, especialmente para almacenar explosivos, sus medidas van de acuerdo a la magnitud de la obra y a la cantidad de los explosivos a utilizar.

Todo almacén o recinto destinado a almacenar explosivos debe permanecer cerrado y vigilado por personal idóneo, previamente autorizado y capacitado para tal propósito.

En el polvorín debe existir un libro autorizado, en el que se deben registrar todas las entradas y salidas de productos explosivos, indicando antecedentes tales como fechas (entrada y salida) y tipo de producto. Este libro debe ser administrado por la persona responsable del polvorín, comúnmente llamado polvorinero.

Los depósitos deben tener instrumentos para medir temperatura (termómetro) y humedad (higrómetro). Se debe registrar las lecturas de los instrumentos una vez por día en un libro exclusivo para este propósito.

4.5.1.5.4 Accesorios de inicialización de explosivos.

Iniciar un explosivo se refiere a activarlo para que este explote. Esta activación puede ser realizada introduciendo un detonador en un cartucho de explosivo, el cual irá con el resto de la carga. Se dice entonces que se ha preparado un cartucho cebo, también puede realizarse adosando a todo el conjunto de la carga explosiva un cordón detonante, el cual a medida que va detonando va transmitiendo esta detonación a la carga explosiva. A continuación se describen ambos métodos de iniciación.

Detonador eléctrico.

Se compone de tres partes, que van colocadas dentro de un casquillo metálico de aluminio o cobre (el casquillo de cobre se usa en las minas de mineral). Las tres partes de que está compuesto el detonador son: la parte eléctrica, la parte retardadora y la parte explosiva.

La parte eléctrica, que va colocada en la zona superior del casquillo, está formada por el inflamador o cerilla, que es una pequeña resistencia, recubierta de pasta explosiva.

La parte retardadora va colocada en la zona intermedia del detonador, es decir, entre el inflamador y la carga explosiva, se trata de una pasta explosiva que arde a una velocidad calculada.

El detonador eléctrico funciona de la siguiente manera: cuando una corriente eléctrica pasa por los hilos de conexión, atravesando la pequeña resistencia de la cerilla si la intensidad de corriente es lo suficientemente grande, hace que se caliente la resistencia hasta alcanzar la temperatura de inflamación de la pasta explosiva que rodea la cerilla. La inflamación de la cerilla provoca la inflamación del elemento retardador en caso que el detonador sea de tiempo; cuando el elemento retardador termina de arder, la combustión llega a la carga primaria, que explota y hace explotar a su vez la carga base o secundaria.

Según el tiempo que tardan en detonar, una vez inyectada la corriente eléctrica se clasifican en: instantáneos (0 segundos), micro-retardo (30 milisegundos) y retardo (0,5 segundos).

Cordón detonante.

Es una cuerda flexible e impermeable que contiene en su interior un explosivo, petrita, cuya velocidad de detonación es de 7000 m/s; el cordón detonante se emplea fundamentalmente para transmitir a los explosivos la detonación iniciada por un detonador. Algunos tipos de cordones detonantes pueden utilizarse para realizar voladuras.

El núcleo de pentrita, en cantidad variable según el tipo de cordón, va rodeado de varias capas de hilados y fibras textiles, y de un recubrimiento exterior de cloruro de polivinilo, que le proporciona las debidas propiedades, tales como elevada resistencia a la tracción, abrasión y humedad. El cordón detonante se caracteriza por su potencia, la cual está en razón directa del contenido de pentrita por metro lineal de cordón. La potencia del cordón determina su aplicación. Actualmente se fabrican cordones detonantes con contenidos de explosivo por metro desde 0,8 g a 100 g, siendo los de uso más frecuente los de 12 y 20 g/m lineal.

Otros accesorios de voladura.

Los accesorios más utilizados para la voladura son los siguientes:

- **Hilo de conexiones:** con este accesorio se construyen las líneas de tiro, que pueden ser:
 - Línea fija: son dos cables aislados, colocados a media altura, sin ningún contacto con cables eléctricos, objetos metálicos y terrenos húmedos, colocados en soportes aislantes, que tienen como fin transmitir corriente desde el explosor a la línea móvil.
 - Línea volante: formada por dos hilos que van desde la línea fija al circuito de detonadores. Puede estar suspendida o apoyada en el suelo sobre tacos de madera. Se estropea con la pega, por lo que su instalación no sirve más que para un solo disparo.
- **Tubos conectores:** tubos de plástico rígido que permiten la conexión adecuada y rápida entre el detonador y el cordón detonante.
- **Conectores:** sirven para aislar las conexiones de los detonadores eléctricos y de las líneas de tiro con el fin de evitar derivaciones de corriente.
- **Conectores MD:** facilitan la conexión rápida y sencilla de los cordones detonantes entre sí, cuando se utiliza la línea maestra.
- **Punzones de latón y tenacillas:** los punzones de latón se emplean para perforar los cartuchos y cebarlos con un detonador eléctrico u ordinario. Las tenacillas se utilizan para el corte y engarzado de mechas a los detonadores ordinarios.

- **Tubo omega:** consiste en un tubo de plástico abierto longitudinalmente, en el que se introduce un cordón detonante y cartuchos juntos separados. El tubo comprime los cartuchos gracias a su tendencia a recuperar la forma inicial.
- **Tacos de arcilla:** con el fin de facilitar la importante labor de retacado final de los barrenos, existen unos cartuchos de arcilla de diferentes calibres que son de gran utilidad en el retacado de interior principalmente.
- **Atacadores:** como complemento a lo anterior están los atacadores, que deben ser de madera o terminados en latón. Pueden ser acoplables o no, para tener diferentes longitudes.
- **Óhmetro:** es un aparato destinado a medir resistencias. En voladuras eléctricas permite al artillero comprobar y medir el circuito de voladura, investigar defectos de continuidad en detonadores, medir aislamientos y derivaciones, etc.
- **Explosor:** se denominan explosores las máquinas generadoras de corriente eléctrica que se utilizan para iniciar la pega eléctrica. Los explosores constituyen el método más racional de energizar una voladura, pues tienen la ventaja, sobre otras fuentes de energía, de que en cada disparo sólo suministran una cantidad de energía limitada, con lo que se evitan los riesgos de accidentes que pueden provocar otros sistemas de encendido.

4.5.1.5.5 Cantidad de carga.

Depende de la tenacidad de la roca y de la dimensión del frente de la voladura. Influyen: el número, diámetro y profundidad de los taladros y el tipo de explosivo e iniciadores a emplear. Se debe tener en cuenta que la cantidad de explosivo por metro cuadrado a volar disminuye cuanto más grande sea la sección del túnel, y también que aumenta cuanto más dura sea la roca, se deben de dejar una distancia libre de 1/3 de la longitud del taladro esto con el objetivo de taponear el mismo con arcilla, tierra húmeda

y en algunos casos papel bien confinado, y así evitar la expulsión del explosivo debido a la fuerza de impacto entre roca y explosivo.

En términos generales puede considerarse los siguientes factores en kilogramo de explosivos por metro cúbico de roca. En minería los consumos de dinamita varían generalmente entre 300 a 800 g/m³. Como generalidad, pueden considerar los siguientes factores para:

Tabla 19: Factor de carga por metro cúbico según el tipo de roca.

Tipo de roca	Factor de carga (K) (kg/m ³)
Muy difíciles	1,5 a 1,8
Difíciles	1,3 a 1,5
Fáciles	1,1 a 1,3
Muy fáciles	1,0 a 1,2

Donde se puede considerar:

- Rocas muy difíciles: granito, conglomerado, arenisca.
- Rocas difíciles: arenisca sacaroide, arena esquistosa.
- Rocas fáciles: esquisto, arcilla, esquistos arcillosos, lutita.
- Rocas muy fáciles: arcilla esquistosa o rocas muy suaves.

Valores estimados para galería con una sola cara libre, para disparos con 2 caras libres se pueden considerar valores de 0,4 a 0,6 kg/m³.

En la siguiente tabla se presenta una estimación de la cantidad de explosivo por m³ en función de la sección del túnel y el tipo de roca.

Tabla 20: Estimación de la cantidad de explosivo, en función de la sección del túnel y el tipo de roca.

Área del túnel en m ²	Kilos de explosivos estimados por m ³ de roca		
	En roca dura y tenaz	En roca intermedia	En roca suave y friable
de 1 a 5	2,60 a 3,20	1,80 a 2,30	1,20 a 1,60
de 5 a 10	2,00 a 2,60	1,40 a 1,80	0,90 a 1,20
de 10 a 20	1,65 a 2,00	1,10 a 1,40	0,60 a 0,90
de 20 a 40	1,20 a 1,65	0,75 a 1,10	0,40 a 0,60
de 40 a 60	0,80 a 1,20	0,50 a 0,75	0,30 a 0,40

4.5.1.5.6 Distribución de la carga.

Movimiento de roca.

– **Volumen, (V).**

$$\text{Volumen (V)} = S * L$$

Donde;

V: volumen de roca, [m³].

S: dimensión de la sección, [m²].

L: longitud de los taladros, [m].

– **Tonelaje, (t).**

$$\text{Tonelaje (t)} = V * \rho$$

Donde;

t: peso de la roca removida, [ton].

V: volumen de roca, [m³].

ρ : densidad de la roca, usualmente 1,5 a 2,5 [ton/m³].

– **Cantidad de carga, (Q_t).**

$$Q_t = V * K$$

Donde;

V: volumen de roca, [m³].

K: factor de carga, [kg/m³].

– **Carga promedio por taladro.**

$$\text{Carga promedio por taladro} = \frac{Q_t}{N^\circ \text{ de taladros}}$$

En la práctica, para distribuir la carga explosiva, de modo que el corte o cual sea reforzado, se incrementa de 1,3 a 1,6 veces la "carga promedio" en los taladros del arranque, disminuyendo en proporción las cargas en los cuadradores y alzas (que son los que menos trabajan, ya que actúan por desplome).

4.5.1.5.7 Distribución de la carga por taladros.

Normalmente la longitud de la columna explosiva varía de 1/2 a 2/3 de la longitud total del taladro, con la carga concentrada al fondo. Para asegurar el corte de arranque es recomendable cargar los taladros de arranque 1,3 a 1,6 veces el promedio calculado, las ayudas 1,1 vez y disminuir proporcionalmente la carga en el resto de taladros. Luego se debe colocar arcilla o papel, para rellenar en el resto del taladro.

4.5.1.5.8 Disparo de la voladura.

En túneles se puede iniciar mediante fulminante-mecha, detonadores no eléctricos de *shock* o eventualmente detonadores eléctricos, pero normalmente para secciones con corte cilindro se prefieren los no eléctricos de miliretardo. En trazos con uno o dos taladros vacíos al centro, de mayor o igual diámetro que los de producción, se suele rodearlos con cuatro, seis o más taladros de arranque que se inician con detonadores de milisegundos, de dos formas: taladros opuestos cruzados con el mismo número de retardo, eje 2 - 2, 3 - 3, 4 - 4, o con series escalonadas intercaladas (ejemplo: 1 - 3 - 5 - 7 - 9 - 11 - 13) , para limitar vibraciones y proporcionar mayor empuje a los detritos del arranque.

Esta serie cubrirá también a las primeras ayudas. El resto de taladros: segundas ayudas, cuadradores, alzas y arrastres se dispararán con detonadores de medio segundo en series escalonadas para permitir las salidas del centro hacia fuera debe tenerse en cuenta la recomendación de no emplear tiempos mayores de 100 ms. entre los tiros, para evitar interferencias.

4.5.1.6 Ventilación.

Se debe instalar un sistema de ventilación para mantener la calidad del aire del interior del túnel dentro de unos límites de seguridad. Normalmente se disponen tuberías flexibles de diámetro 800 a 1200 milímetros que se montan por tramos y que se van alargando según avanza la excavación. Los ventiladores se colocan en el exterior, de una obra o también intercalados en la tubería, dentro del túnel, si la longitud de éste es considerable. Normalmente se emplean ventiladores divididos en varios cuerpos, de forma que se conectan uno o varios de éstos dependiendo de la potencia necesaria. Son reversibles, con el fin de poder insuflar aire limpio al frente (en las fases en que hay trabajadores en el interior), o de sacar aire viciado del mismo (después de la voladura para extraer los gases tóxicos producto de la misma). En obras con mucha producción de polvo, como en las excavaciones mediante rozadora, se suele emplear un filtro de polvo además del sistema anteriormente descrito. El filtro toma aire del frente y lo hace pasar a través

de una cámara donde hay instalados unos pulverizadores de agua. Las gotas de agua fijan el polvo y lo hacen decantar, saliendo el aire limpio.

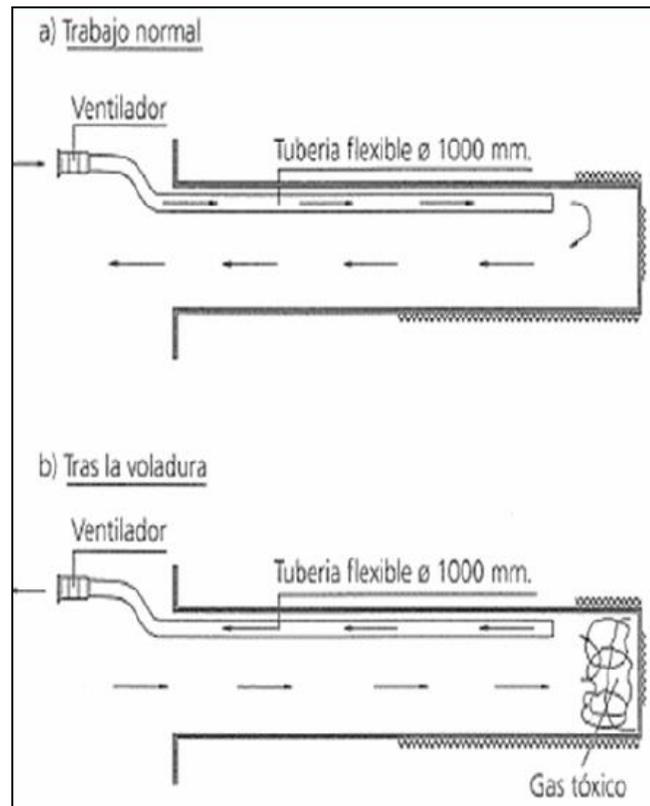


Ilustración 26: Sistemas de ventilación en una obra subterránea.

4.5.1.7 Retiro de escombros y saneo del frente, bóveda y hastiales.

4.5.1.7.1 Retiro de escombros.

Es fundamental quitar el escombros rápidamente para que puedan iniciarse las tareas de sostenimiento, sacándolo al exterior para que no dificulte el movimiento de máquinas y materiales por el túnel.

El sistema a emplear dependerá de la cantidad de material a transportar por ciclo y de la longitud de transporte. En túneles de carretera las secciones de excavación son grandes (entre 80 y 110 m² por lo general), con lo que el volumen de escombros es importante. Esto hace que no se usen en general los sistemas de transporte mediante cinta o vagonetas, sino los sistemas mediante maquinaria sobre neumáticos.

Los métodos más usuales, en función de la distancia de transporte, son los siguientes:

Palas cargadoras de perfil bajo.

Para distancias cortas (inferiores a unos 500 metros) y túneles de pequeña y mediana sección, se utiliza una pala con una cuchara de gran capacidad (3m^3) que carga el escombros del frente y lo lleva hasta el exterior. No es necesario girar la máquina ya que el maquinista se sienta lateralmente y puede conducir igualmente en ambos sentidos. Para distancias más largas se utilizan zonas de acopio intermedio de escombros.

Esta opción es la indicada para los trabajos asociados a la construcción del túnel que forma parte de esta propuesta de solución.

Pala cargadora más camión dumper.

Se usa en distancias mayores de 500 metros en túneles de gran sección ($>70\text{ m}^2$). Una pala cargadora sobre neumáticos recoge el escombros y lo carga sobre camión, que lo saca fuera del túnel. La pala suele ser articulada para facilitar sus movimientos dentro del túnel. Si la distancia es muy grande, se pueden habilitar zonas de ensanche a lo largo del túnel que permiten el cruce de camiones dumper o emplear dumpers formados por una cabeza tractora y cajas desacoplables.

Cuando la excavación se realiza con máquina tuneladora y para túneles de gran sección, la extracción de escombros se realiza con camiones dumper que son cargados en el frente por la cinta porticada del topo.

Vagonetas sobre vía.

Para túneles muy largos y de secciones medianas, la extracción de escombros se realiza con vagonetas sobre vía. Son recomendables para distancias de transporte superiores a los 1500 m.

4.5.1.7.2 Saneo del frente, bóveda y hastiales.

Se descombra la roca fragmentada resultante de la voladura del frente, bóvedas y hastiales y se sanea el frente. Se debe mantener la estabilidad de la bóveda, y hastiales hasta el sostenimiento definitivo mediante vigilancia y saneo periódico del frente.

Si se observan que algunas mechas, como medidas de seguridad no deberán intentar prender de nuevo una mecha apagada ni intentar extraer cartuchos fallidos, bajo ningún concepto. La forma correcta de actuar en el caso de un fallo parcial o total de una pega es el siguiente; se debe esperar 15 o 30 minutos, luego se continua con el saneo del frente y se perfora un barreno paralelo al fallido y se hace la explosión conjunta de ambos barrenos.

En las labores de saneo se debe tener mucho cuidado y revisar los escombros puesto a que entre los mismos podrían hallarse la presencia de barrenos fallidos, debido a detonadores en mal estado, conexiones

incorrectas, resistencia inadecuada, mecha o cordón detonante en mal estado, empalmes, etc.

4.5.1.8 Sostenimiento del túnel.

El sostenimiento de los túneles es una técnica que se emplea para evitar que las paredes del mismo una vez excavadas se desmoronen sobre los trabajadores o en la fase de explotación, siendo su función asegurar la estabilidad de las excavaciones.

Existen dos métodos esenciales de sostenimiento: el hormigón proyectado y los bulones.

4.5.1.8.1 Hormigón proyectado

El hormigón proyectado tiene dos efectos principales sobre la roca. El primero es de sellado de la superficie, cerrando las juntas que se han producido durante la excavación. Así, se evita la descompresión y la alteración de la roca. Por otro lado, el hormigón proyectado forma un anillo que, al adquirir resistencia, trabaja como lámina y resiste las cargas producidas por la deformación de la roca. También es capaz de resistir la carga puntual ejercida por pequeñas cuñas que se apoyan sobre la lámina.

4.5.1.8.2 Bulones

Tienen dos efectos sobre la roca, al igual que el hormigón proyectado. El bulonado permite que se cosan las juntas de la roca por medio de las armaduras de acero, impidiendo el deslizamiento de unas rocas sobre otras a favor de las fracturas. Por otra parte, tiene un efecto de confinamiento de la roca, armando la roca. Así, es capaz de absorber las tracciones que aparecen en el terreno y se impide la generación de zonas descomprimidas.

El sostenimiento a aplicar en la construcción del túnel puede ser definido a partir de las clasificaciones geomecánicas que presente el macizo rocoso, así es como diferentes autores proponen diversas metodologías, una de ellas es la propuesta por Bieniawski (1989), basada en el índice geomecánico RMR.

Para determinar el índice RMR de calidad de la roca se hace uso de los seis parámetros del terreno siguientes:

- La resistencia a compresión simple del material.
- El RQD (Rock Quality Designation).
- El espaciamiento de las discontinuidades.
- El estado de las discontinuidades.
- La presencia de agua.

- La orientación de las discontinuidades.

La siguiente tabla resume el tipo de sostenimiento recomendado a partir del índice RMR.

Tabla 21: Sostenimientos a partir del RMR, Bieniowski (1989).

Clase RMR	Excavación	Bulones	Gunita	Cerchas
I 100 - 81	Sección completa. Avances de 3 m	Innecesario, salvo algún bulón ocasional.	No	No
II 80 - 61	Sección completa. Avances de 1 - 1,5 m	Bulonado local en clave con longitudes de 2 - 3 m y separación de 2 - 2,5 m, eventualmente con mallazo	5 cm en clave para impermeabilización	No
III 60 - 41	Avance y destroza. Avance de 1,5 - 3 m. Completar sostenimiento a 20 m del frente	Bulonado sistemático de 3 - 4 m con separaciones de 1,5 - 2 m en la clave y hastiales. Mallazo en clave	5 - 10 cm en clave y 3 cm en hastiales	No
IV 40 - 21	Avance y destroza. Avances de 1 - 1,5 m. Sostenimiento inmediato del frente. Completar sostenimiento a menos de 10 m del frente	Bulonado sistemático de 4 - 5 m con separaciones de 1 - 1,5 m en clave y hastiales con mallazo	10 - 15 cm en clave y 10 cm en hastiales. Aplicación según avanza la excavación	Cerchas ligeras espaciadas 1,5 m cuando se requieran
V < 20	Fases múltiples. Avances de 0,5 - 1 m. Gutinar inmediatamente el frente después de cada avance	Bulonado sistemático de 5 - 6 m con separaciones de 1 - 1,5 m en clave y hastiales con mallazo. Bulonado en solera	15 - 20 cm en clave y 15 cm en hastiales y 5 cm en el frente. Aplicación inmediata después de cada avance	Cerchas pesadas y separadas 0,75 m con blindaje de chapas y cerradas en solera

La tabla anterior considera túneles de sección en herradura, ancho máximo 10 m, máxima tensión vertical 250 kg/cm^2 , tomado de Bieniowski (1989), completado para condiciones de agua con base en Hoek (1983).

4.6 Estimación de costos de construcción del túnel en roca tipo Punta Cachos.

Para esta estimación de costos se consideraron las principales partidas asociadas a la construcción de un túnel en roca, con una sección útil de 22 m² aproximadamente, un revestimiento resistente interior de hormigón armado con espesor 35 cm y de longitud 200 m.

Los costos directos estimados son los siguientes:

Tabla 22: Resumen costos construcción túnel en roca.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1	Perforación barrenos y voladura	m3	5600	\$ 66.094	\$ 370.125.000
2	Retiro de escombros	m3	5600	\$ 39.482	\$ 221.100.000
3	Sostenimiento túnel	ml	200	\$ 950.200	\$ 190.040.000
4	Revestimiento hormigón armado	m3	1250	\$ 479.016	\$ 598.770.000
Total					\$ 1.380.035.000

La precisión de este análisis de costos puede mejorarse aumentando el nivel de detalle del estudio, dado el nivel de ingeniería básica de este trabajo de título es posible suplir la falta de detalle por una factor el cual incluya las partidas no consideradas, en este caso este factor será fijado en 50%.

Por otro lado, los gastos generales pueden estimarse como un 50% de los costos directos.

Con lo anterior se puede estimar que el costo total de ejecutar los trabajos asociados a la construcción de un túnel en roca, para la conducción de agua de mar del sistema de enfriamiento de una central termoeléctrica a carbón es aproximadamente MMUS\$ 6,6.

El costo de cada una de las partidas fue estimado cómo se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 23: Costos partida perforación de barrenos y voladura.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad
1	Perforación barrenos y voladura	m ³	5600

1.- Mano de obra

Categorías	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1.1 Capataz	HH	500	\$ 55.000	\$ 27.500.000
1.2 Operador	HH	500	\$ 40.000	\$ 20.000.000
1.3 Ayudante	HH	1.000	\$ 30.000	\$ 30.000.000
1.4 Chofer	HH	500	\$ 40.000	\$ 20.000.000
Total Costo				\$ 97.500.000

2.- Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
2.1 Explosivos	kg	8.400	\$ 15.000	\$ 126.000.000
2.2 Aceros de perforación	gl	300	\$ 200.000	\$ 60.000.000
2.3 Materiales para carguío	gl	200	\$ 200.000	\$ 40.000.000
2.4				
Total Costo				\$ 226.000.000

3.- Equipos

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
3.1 Equipo perforación	mes	2,5	\$ 11.000.000	\$ 27.500.000
3.2 Camioneta explosivos	mes	2,5	\$ 3.500.000	\$ 8.750.000
3.3				
3.4				
Total Costo				\$ 36.250.000

4.- Otros

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
4.1 Ventilación / Iluminación	mes	2,5	\$ 2.200.000	\$ 5.500.000
4.2 Petróleo	lts	7.500	\$ 650	\$ 4.875.000
4.3				
4.4				
Total Costo				\$ 10.375.000

Total Costos Directos	\$ 370.125.000
Precio Unitario de la Partida	\$ 66.094

Tabla 24: Costos partida retiro de escombros.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad
2	Retiro de escombros	m ³	5600

1.- Mano de obra

Categorías	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1.1 Capataz	HH	800	\$ 55.000	\$ 44.000.000
1.2 Operador	HH	1.300	\$ 40.000	\$ 52.000.000
1.3 Ayudantes	HH	1.300	\$ 30.000	\$ 39.000.000
1.4 Chofer	HH	800	\$ 40.000	\$ 32.000.000
Total Costo				\$ 167.000.000

2.- Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
2.1 Herramientas menores	gl	350	\$ 32.000	\$ 11.200.000
2.2				
2.3				
2.4				
Total Costo				\$ 11.200.000

3.- Equipos

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
3.1 Mini cargador	mes	3,0	\$ 3.200.000	\$ 9.600.000
3.2 Camión	mes	3,0	\$ 4.000.000	\$ 12.000.000
3.3 Grúa hidráulica	mes	3,0	\$ 3.900.000	\$ 11.700.000
3.4				
Total Costo				\$ 33.300.000

4.- Otros

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
4.1 Ventilación / Iluminación	mes	2,0	\$ 2.200.000	\$ 4.400.000
4.2 Petróleo	lts	8.000	\$ 650	\$ 5.200.000
4.3				
4.4				
Total Costo				\$ 9.600.000

Total Costos Directos	\$ 221.100.000
Precio Unitario de la Partida	\$ 39.482

Tabla 25: Costos partida sostenimiento túnel.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad
3	Sostenimiento túnel	ml	200

1.- Mano de obra

Categorías	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1.1 Capataz	HH	400	\$ 55.000	\$ 22.000.000
1.2 Operador	HH	400	\$ 40.000	\$ 16.000.000
1.3 Ayudantes	HH	800	\$ 30.000	\$ 24.000.000
1.4				
Total Costo				\$ 62.000.000

2.- Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
2.1 Herramientas menores	gl	120	\$ 32.000	\$ 3.840.000
2.2 Aceros de perforación	gl	70	\$ 200.000	\$ 14.000.000
2.3 Pernos anclaje	gl	900	\$ 75.000	\$ 67.500.000
2.4				
Total Costo				\$ 85.340.000

3.- Equipos

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
3.1 Lechadora	gl	2,0	\$ 1.500.000	\$ 3.000.000
3.2 Equipo perforación	mes	2,0	\$ 11.000.000	\$ 22.000.000
3.3 Compresor	mes	2,0	\$ 3.500.000	\$ 7.000.000
3.4				
Total Costo				\$ 32.000.000

4.- Otros

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
4.1 Ventilación / Iluminación	mes	2,5	\$ 2.200.000	\$ 5.500.000
4.2 Petróleo	lts	8.000	\$ 650	\$ 5.200.000
4.3				
4.4				
Total Costo				\$ 10.700.000

Total Costos Directos	\$ 190.040.000
Precio Unitario de la Partida	\$ 950.200

Tabla 26: Costos partida revestimiento hormigón armado.

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad
4	Revestimiento hormigón armado	m ³	1250

1.- Mano de obra

Categorías	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
1.1 Capataz	HH	250	\$ 55.000	\$ 13.750.000
1.2 Enfierrador	HH	500	\$ 40.000	\$ 20.000.000
1.3 Hormigón	HH	500	\$ 40.000	\$ 20.000.000
1.4 Ayudantes	HH	1.000	\$ 30.000	\$ 30.000.000
Total Costo				\$ 83.750.000

2.- Materiales

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
2.1 Hormigón	m ³	1.250	\$ 330.000	\$ 412.500.000
2.2 Moldaje	gl	200	\$ 280.000	\$ 56.000.000
2.3 Acero a63-42h	kg	1.250	\$ 5.000	\$ 6.250.000
2.4				
Total Costo				\$ 474.750.000

3.- Equipos

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
3.1 Bomba hormigón	m ³	1.250	\$ 24.000	\$ 30.000.000
3.2 Equipo prop. hormigón	mes	1,0	\$ 110.000	\$ 110.000
3.3 Equipo prop. moldaje	mes	1,0	\$ 110.000	\$ 110.000
3.4				
Total Costo				\$ 30.220.000

4.- Otros

Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Total
4.1 Ventilación / Iluminación	mes	2,5	\$ 2.200.000	\$ 5.500.000
4.2 Petróleo	lts	7.000	\$ 650	\$ 4.550.000
4.3				
4.4				
Total Costo				\$ 10.050.000

Total Costos Directos	\$ 598.770.000
Precio Unitario de la Partida	\$ 479.016

5 Conclusiones.

La solución propuesta para el sistema de enfriamiento con agua de mar para centrales termoeléctricas, mediante la separación del foso de bombas tradicional (screening y bombeo) en dos fosos, uno de rejillas de filtrado y otro de bombas, es factible de materializarse en suelos tipo roca y del tipo limoso cementado. En estos casos quedan protegidos de la inundación del tsunami los motores y bombas, al ser dispuestos a mayor cota de elevación.

En el caso de un suelo del tipo roca, la solución propuesta de separación del foso de bombas en dos (screening y bombeo), ha sido construida en Chile en las unidades termoeléctricas a carbón de las Centrales Guacolda y Nueva Tocopilla, que son de las pocas unidades en operación en el SING y SIC, que están actualmente protegidas de la inundación del tsunami y con continuidad operacional post tsunami.

Es factible ejecutar en roca la solución propuesta. El método constructivo seleccionado en este caso para la construcción del túnel es perforación y voladura y los costos estimados de inversión para un túnel de 200 metros es MMUS\$ 6,6.

En el caso de aplicación para la captación y bombeo de agua de mar del sistema de agua de enfriamiento, con la solución de dos fosos en un suelo del tipo limo cementado, en el estudio se concluye que es factible ejecutar las obras de túnel propuesta. La metodología seleccionada en este caso para la construcción del túnel de conducción de agua de mar, es realizar la excavación proveyendo un soporte provisorio al suelo excavado mediante la utilización del sistema de tunnel liner, para luego ejecutar un túnel definitivo de hormigón armado. Los costos de inversión para un túnel de 200 metros son MMUS\$ 11,7 aproximadamente.

En ambos casos se logra el objetivo de proteger las bombas del sistema de agua de enfriamiento de una inundación con agua de mar en el caso de un tsunami, permitiendo que el sistema de enfriamiento mantenga la continuidad de operación en la central.

Se estima que la solución presentada es aplicable en la totalidad de los proyectos futuros de centrales termoeléctricas a construir en nuestro país, que utilicen agua de mar para su sistema de enfriamiento, con lo cual se logra obtener que las compañías de seguros den cobertura a la continuidad operacional de centrales ante un tsunami, sin falla en las bombas del sistema de enfriamiento.

6 Bibliografía.

Comisión Nacional de Energía (2008), "Política Energética: Nuevos Lineamientos – Transformando la crisis energética en una oportunidad".

Gobierno de Chile Ministerio de Obras Públicas Dirección de Vialidad. (2002). Manual de Carreteras. *Túneles*. Vol. 3.

Monge, J. (1993): Estudios de riesgo de tsunami en costas chilenas. Santiago, Chile. Jornadas chilenas de Sismología en ingeniería antisísmica, V.2.

Lomnitz, C. (1971): Terremotos y tsunamis en Chile. Revista Geofísica Panamericana, Vol.1.

E.C Rowe – Cusonda Ltda.: "Cobra instalaciones y Servicios Proyecto Central Térmica de Mejillones Informe Geotécnico Final", 2008.

Petrus: Informe de Mecánica de Suelos Rev.1 Central Termoeléctrica Castilla, 2008.

Madariaga, R. (1998), "Sismicidad de Chile".

Manual práctico de voladura EXSA. Cuarta Edición.

<http://www.shoa.cl/servicios/citsu/citsu.html>

<http://www.ctes.cl/>

<http://www.tecnovial.cl/tunnel-liner/>

http://www.cintac.cl/novedades/wp-content/uploads/2010/03/Cintac_Infraestructura_Vial_Ficha_Tunnel_Liner.pdf

<http://www.conteches.com/Products/Bridges-and-Structures/Specialty-Structures/Liner-Plate.aspx>

<http://www.edicionesespeciales.elmercurio.com/destacadas/detalle/index.asp?idnoticia=0126062008021X1030010>